
Puentes de Ferrocarril de Alta Velocidad

.....
Javier Manterola Armisén
Miguel Ángel Astiz Suárez
Antonio Martínez Cutillas
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Carlos Fernández Casado, S.L.
.....

RESUMEN

Los puentes de ferrocarril de alta velocidad plantean problemas específicos, tanto por su morfología como por las solicitaciones que actúan sobre ellos. El ferrocarril de alta velocidad impone condiciones de trazado y de limitación de movimientos que conducen a puentes largos, de gran altura y además muy rígidos. Por otra parte la propia velocidad del tren repercute en los efectos dinámicos de las cargas. Se presenta en este artículo una panorámica general de los problemas que se plantean en el proyecto de estos puentes incidiendo en los aspectos morfológicos y de análisis estructural. Se establece una comparación de las soluciones adoptadas en Francia, Alemania y España.

ABSTRACT

Bridges for high speed trains present specific problems both in the design and in the analysis phases. High speed trains impose important alignment constraints as well as displacements and accelerations limitations which are the origin of the long and high as well as rigid bridges which are being designed. Moreover the speed of the trains increases dynamic effects of the loads. A general description of all these problems is presented in the paper; morphological aspects as well as structural analysis topics are emphasized. Finally a comparison between the solutions being adopted in France, Germany and Spain is established.

0. INTRODUCCIÓN

Las condiciones funcionales y medio-ambientales que exigen las nuevas líneas del ferrocarril de alta velocidad obligan a condiciones de trazado exigentes, tanto en planta como en alzado que conducen a numerosos puentes, en general de gran longitud y altura.

Por otra parte, como el elemento más flexible de la infraestructura es la propia estructura, se le exigen condiciones fun-

cionales específicas en términos de movimientos y aceleraciones que tienen una incidencia muy importante sobre la seguridad y el confort de los pasajeros.

El aumento de la velocidad de explotación hasta los 350 km/h acrecienta la importancia de los distintos fenómenos dinámicos que pueden ser determinantes en estructuras de luces pequeñas. Por otro lado la disposición o no de juntas en el carril sobre las estructuras, que tiene incidencia en las condiciones de conservación de la vía y confort en la circulación de

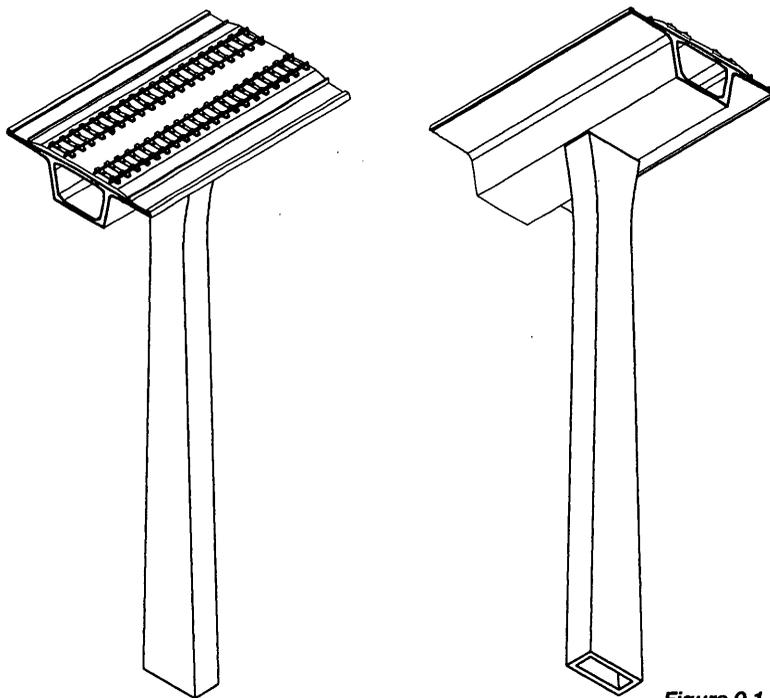


Figura 0.1.

los trenes, puede limitar la longitud de los puentes debido a los fenómenos asociados a la interacción de la vía con el tablero producidos por las deformaciones impuestas y las acciones horizontales de frenado y arranque. (Fig. 0.1).

El artículo pretende, tras un breve repaso de las condiciones específicas de los puentes de ferrocarril en lo referente a acciones, movimientos y aceleraciones, presentar los problemas asociados con la interacción vía-tablero y la repercusión que supone la disposición o no de las juntas en el carril. Asimismo se estudian los diferentes problemas dinámicos que se pueden presentar indicando la forma de abordarlos. Finalmente se analizan las repercusiones que todos estos factores tienen en la morfología y tipología de los nuevos puentes de ferrocarril, estudiando las soluciones adoptadas en las nuevas líneas de alta velocidad en Francia, Alemania y España.

1. PLANTEAMIENTO GENERAL. CONDICIONES ESPECÍFICAS

1.1. FUERZAS VERTICALES

El diseño y dimensionamiento de los puentes de ferrocarril está muy condicionado por las sobrecargas que actúan sobre los mismos. Estas sobrecargas tienen o bien una masa o una velocidad muy superior a la correspondiente a los puentes de carretera. Así, en líneas generales, la sobrecarga vertical de ferrocarril son 10 T/m por vía, que suponiendo un tablero de dos vías de 14 m de ancho, supone una carga uniforme repartida

de 1.43 T/m² frente a 0.4 T/m² de la sobrecarga en un puente de carretera.

Además de la propia sobrecarga, el conjunto de infraestructura de vía constituida por el balasto, canalizaciones, traviesas y carriles suponen cargas adicionales considerables, del orden de 3 a 4 veces las correspondientes a carga muerta de los puentes de carretera.

El conjunto de acciones verticales provocan importantes esfuerzos de flexión y torsión (cuando son varias vías).

Además de estas componentes verticales la propia sobrecarga da lugar a componentes horizontales muy importantes como son las debidas al frenado y arranque, la fuerza centrífuga y la que deriva de la acción del viento sobre la sobrecarga que supone una superficie expuesta continua de 3,5 m de altura.

1.2. FUERZAS DE FRENADO Y ARRANQUE

Las fuerzas de frenado que se consideran son un 25% de las cargas verticales correspondientes, según el Eurocódigo 1 (EC-1), 2 T/m, con un valor máximo de 600 T que corresponden a una longitud cargada de 300 m. La fuerza de arranque según el EC-1 es de 33 T/m con un valor máximo de 100 T, lo que equivale a una longitud cargada de 30 m.

La fuerza total que es transmitida al tablero y, en consecuencia a los apoyos y pilas, va a depender del carácter continuo o no del carril en ambos extremos del tablero y de la rigidez de la propia estructura.

1.3. FUERZA CENTRÍFUGA

La fuerza centrífuga depende de las masas del tren, del radio de curvatura y de la velocidad del tren.

Estas fuerzas tienen un factor reductor en función de la longitud cargada y la velocidad. Así, para velocidad inferior a 120 Km/h este factor toma el valor 1 y para una velocidad superior a 300 Km/h toma valor entre 1 y 0,31 según la longitud fuese inferior a 2.88 m o superior a 150 m respectivamente. De esta forma se tiene en cuenta la disminución de la probabilidad de paso de trenes de gran longitud a gran velocidad.

1.4. EFECTOS DINÁMICOS

Además de los efectos estáticos de las cargas, la importancia de las masas del ferrocarril, así como la velocidad de paso del mismo, producen efectos dinámicos que pueden ser muy importantes.

En general la importancia de los problemas dinámicos, como consecuencia de la masa de la estructura, pueden evaluarse comparando el tiempo de actuación de la acción con

el tiempo característico de la estructura que no es otro que el periodo natural de la misma. El valor más utilizado es la magnitud inversa de estos tiempos que es la frecuencia.

Si la frecuencia de la excitación se encuentra próxima a la frecuencia natural de la estructura, son esperables efectos dinámicos de importancia. La amplificación de estos efectos respecto a la respuesta estática depende de la proximidad mencionada y la capacidad de disipación de energía de la estructura englobada en el coeficiente de amortiguamiento.

Son diferentes las causas, debidas a la sobrecarga de ferrocarril, que provocan la excitación de la estructura:

- ▼ El paso del tren de cargas a una determinada velocidad.
- ▼ El cambio temporal de la magnitud de las cargas debido a irregularidades de la vía y de las ruedas.

Desde el inicio de la construcción de puentes de ferrocarril y como consecuencia de importantes catástrofes acaecidas, ha estado presente la consideración de los fenómenos dinámicos. Inicialmente los problemas estaban más asociados al carácter variable de la acción (de tipo pulsante) consecuencia de la propulsión a vapor, y a las grandes irregularidades en vías y de las suspensiones. Si bien es posible plantear un modelo teórico de comportamiento, (son conocidas las soluciones de Stokes, Bleich, Bresse, etc), la gran aleatoriedad de las variables involucradas ha hecho que la acotación de estos fenómenos se realizase como envolvente de resultados experimentales, tras la medida de los efectos de trenes reales sobre estructuras reales. Como compendio de todos estos resultados se utiliza el denominado coeficiente de impacto que mayor el valor de las correspondientes cargas estáticas en función del periodo de vibración de la estructura (relacionado con su luz), la velocidad de paso del tren así como el estado de conservación de la vía. La presentación de estos problemas así como su forma de abordarlos se tratará con detalle en el apartado 3.

1.5. INTERACCIÓN VÍA-TABLERO

Otro condicionante importante en el dimensionamiento y concepción de los puentes de ferrocarril son los problemas derivados de la interacción de la vía y el tablero de los que nos ocupamos con más detalle en el apartado 2.

Incorporar el carril continuo soldado sobre la estructura convierte el conjunto carril-travesía-balasto en un elemento estructural que debe estudiarse junto con el tablero-apoyos-pilas-cimientos, debiéndose comprobar la capacidad del carril frente a las fuertes sollicitaciones que pueden provocarse.

De forma implícita en el EC-1 o más explícita en la ficha de la UIC 774-3 se limita la tensión máxima suplementaria del carril UIC-60 a 720 kp/cm² en compresión y 920 kp/cm² en tracción. Esta limitación equivale a un esfuerzo axil total de 110 T.

También se establecen limitaciones de los movimientos relativos y absolutos del carril y el tablero para evitar una excesiva desconsolidación del balasto:

- ▼ El máximo desplazamiento relativo entre el carril y el tablero o terraplén durante el frenado y arranque es de 4 mm.
- ▼ El máximo desplazamiento absoluto del tablero ante las fuerzas de frenado y arranque es de ± 5 mm si el carril es continuo en uno o en los dos extremos del puente y de 30 mm si se utilizan aparatos de dilatación de vía en ambos extremos del puente.

Existen limitaciones en los giros frente a cargas verticales para controlar estos fenómenos, que se amplian en el apdo. 1.6.

1.6. CONDICIONES DE DEFORMABILIDAD Y VIBRACIONES

Las condiciones de deformabilidad en los puentes de ferrocarril son muy exigentes ya que movimientos excesivos pueden provocar cambios en la geometría de la vía que inciden sobre la seguridad, confort de los viajeros y el propio mantenimiento de la superestructura.

Los factores que afectan a la seguridad son (según se indica en el EC-1): aceleraciones verticales del tablero, alabeo del mismo, giros en los extremos y cambio del ángulo horizontal. Los que afectan al confort de los pasajeros son los relativos a los desplazamientos verticales del tablero. Salvo las condiciones que afecten a las aceleraciones y desplazamientos verticales que deben establecerse para los tráfico reales, las limitaciones de los estados límite de servicio se deben verificar para el paso de la sobrecarga tipo LM-71 (UIC) para sólo una de las vías.

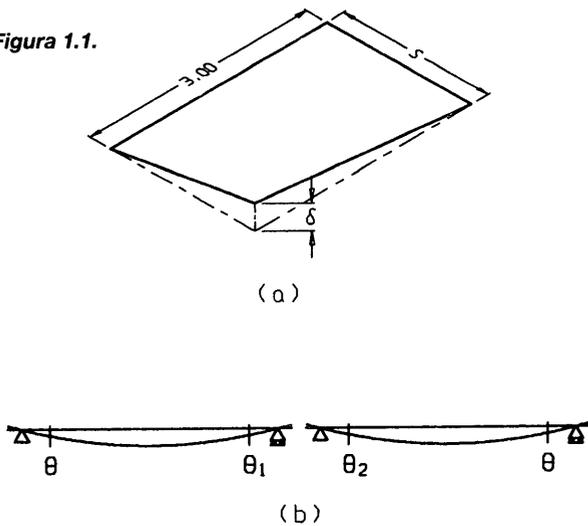
▼ a) Aceleración vertical del tablero

Para aquellos tableros en los que existe un riesgo excesivo de vibraciones por encontrarse fuera de los márgenes de las frecuencias de vibración preestablecidas (se indican en el apartado 3) o bien que la velocidad de paso del tren es superior a 220 Km/h es necesario verificar que la máxima aceleración vertical no supera 0.35 g en vías con balasto. Con esta comprobación se pretende evitar la pérdida de sustentación de la vía por aceleraciones próximas a 1 g que supondría poner en suspensión el balasto con los problemas de seguridad que supone.

▼ b) Alabeo del tablero

Para evitar los problemas de descarrilamiento por pérdida de contacto de la pestaña de la rueda con el carril, se limita el desplazamiento relativo de los carriles en 3 m de longitud a 4.5, 3 y 1.5 mm según que la velocidad máxima sea inferior a

Figura 1.1.



120 Km/h, inferior a 220 Km/h y superior a 220 Km/h respectivamente (Fig. 1.1.a). Esta condición se traduce en tableros de sección transversal indeformable, en una rigidez a torsión mínima.

▼ c) Giros en extremo del tablero

Los giros en extremo del tablero en la transición entre el tablero y el terraplén se encuentran limitados a $6.5 \cdot 10^{-3}$ rad para puentes de vía única y $3.5 \cdot 10^{-3}$ rad para puentes de vía doble y a $10 \cdot 10^{-3}$ y $5 \cdot 10^{-2}$ rad respectivamente para el giro relativo entre dos tableros adyacentes (Fig. 1.1.b). Adicionalmente para trenes de alta velocidad debe verificarse que el desplazamiento relativo entre el carril y el borde del tablero, obtenido por el producto del giro por la distancia vertical, sea inferior a $2 \cdot 10^{-3}$ m y $4 \cdot 10^{-3}$ m según se trate de la transición tablero-terraplén o dos tableros consecutivos respectivamente. Estas condiciones pretenden garantizar la estabilidad del balasto en las zonas de discontinuidad de los tableros.

▼ d) Desplazamientos horizontales del tablero

La sobrecarga, conjuntamente con la acción del viento y fuerza centrífuga, no debe producir una variación angular mayor de 0.0035 ó 0.0015 rad según la velocidad sea inferior a 120 Km/h o superior a 220 km/h y el máximo radio de curvatura horizontal no debe superar 3500 ó 17500 m en las circunstancias anteriores.

▼ e) Desplazamientos verticales del tablero

Las limitaciones estrictas que establece el EC-1 respecto a los desplazamientos verticales están motivadas para asegurar un nivel de confort adecuado a los pasajeros establecido en términos de aceleración vertical. Los valores de referencia se establecen para un nivel de confort muy bueno, cuantificable en aceleraciones verticales inferiores a 1.0 m/s^2 y estructuras simplemente apoyadas con un número de vanos superior a 3. Las limitaciones en términos de relación flecha-luz (δ/L) dependen de la velocidad y el rango de luces de la estructura.

A modo de ejemplo podemos destacar los casos de luces pequeñas y medias, tanto para velocidades bajas o altas. (Tabla 1.1)

Las flechas admisibles pueden incrementarse en un 10,50 ó 100% según se trate de estructuras continuas o simplemente apoyadas con 2 ó 1 vano respectivamente. También pueden incrementarse estos límites si el nivel de aceleración vertical se incrementa.

2. INTERACCIÓN VIA-TABLERO

Una de las condiciones fundamentales que deben cumplir los puentes de ferrocarril es que no se sobrepase el estado tensional admisible del propio carril. Este depende de la flexión vertical y horizontal propia de la viga sobre fundación elástica que es todo carril al paso de las ruedas del tren. Pero además, en el planteamiento ferroviario de hacer el carril continuo para mejorar la seguridad y el confort del tráfico, el carril se ve sometido a una serie de cargas axiales importantes como consecuencia de las fuerzas de frenado y de la diferencia de temperatura que existe entre el carril y el terreno, diferencia de temperaturas que produciría una deformación también diferente del carril y el terreno si no fuese porque las tensiones tangenciales que existen entre el carril y el balasto llegan a producir un estado tensional axial en el carril suficiente para anular esta deformación diferencial.

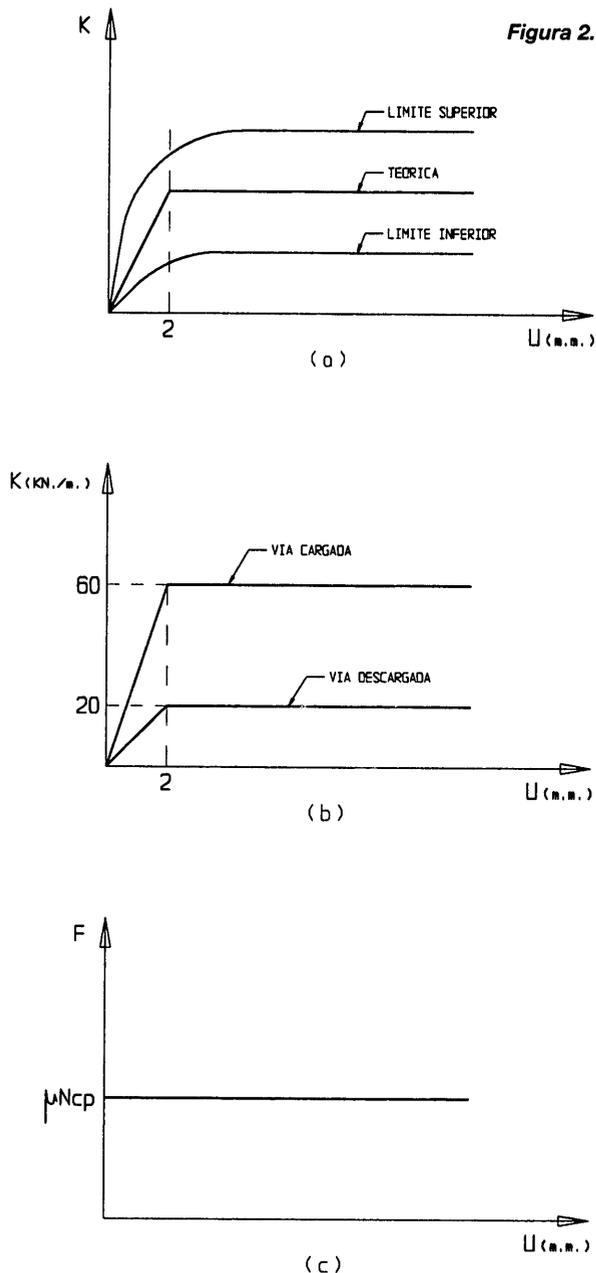
Pero cuando el carril se coloca sobre un puente, el problema longitudinal de deformación se complica mucho. El carril es una estructura elástica, con su área y su módulo de elasticidad que se coloca sobre un dintel, con su propia rigidez longitudinal, que va a depender de su área, de la rigidez a flexión de las pilas, de la longitud entre juntas del dintel, del tipo de apoyo que exista entre el dintel y los soportes, etc. Y entre estos dos sistemas existe un elemento, el balasto, que vincula ambos sistemas con un comportamiento de rozamiento no lineal.

Entre estos sistemas se produce una interacción de esfuerzos cuyo resultado va a ser un estado tensional longitudinal muy importante en las vías, cuyo control va a depender, además de las variables citadas, de la situación de las juntas de dilatación en la propia vía. Optimizar este resultado va a producir, en primer lugar, el tamaño adecuado de la junta a dejar en los carriles y en segundo lugar, cuáles deben ser el número

Tabla 1.1. Limitaciones de desplazamientos verticales en términos de relación flecha-luz

Velocidad V (Km/h)	$L \leq 15 \text{ m}$	$50 \leq L \leq 90 \text{ m}$
$V \leq 120$	1/800	1/600
$280 \leq V \leq 350$	1/1500	1/2400

Figura 2.1.



y situación de las juntas de dilatación en el dintel. Este problema, tan importante para definir longitudinalmente el puente, va a tener consecuencias complementarias en el tipo y capacidad de resistencia de los soportes que deban resistir, por otro lado, unas fuerzas de frenado formidables.

2.1. MODELO DE CÁLCULO

Para el estudio adecuado de los fenómenos de interacción vía-tablero es necesario realizar un modelo que tenga en cuen-

ta la vía, el balasto, el dintel, las pilas y los cimientos y estribos. De esta forma puede estudiarse la distinta problemática de acciones impuestas, debido al frenado y arranque, así como deformaciones impuestas debidas al incremento de temperatura entre el tablero y el carril. La validez o no de la tipología, longitud de tablero o rigideces relativas entre pilas en cada caso podrá obtenerse calculando las tensiones reales en los carriles. Si se tienen en cuenta las excentricidades reales entre los carriles, tablero y apoyos, el modelo puede tener en cuenta los incrementos de tensión o los correspondientes desplazamientos relativos que se producen en el carril en los extremos de los tableros apoyados por el desplazamiento relativo entre el tablero y la vía debido a los giros por flexión de los mismos provocados por las cargas verticales.

Uno de los aspectos fundamentales de la modelización es el comportamiento resistente del balasto. Su rigidez longitudinal tiene un comportamiento no lineal con una dispersión grande de resultados como se observa en la Fig. 2.1.a. A efectos de cálculo es conveniente simplificar dichas rigideces por un diagrama simplificado de tipo bilineal. La ley fuerza-desplazamiento es lineal hasta un valor del desplazamiento de 2 mm, a partir de dicho desplazamiento la fuerza permanece constante. Esta resistencia de la vía varía dependiendo de que se encuentre cargada o no. Así para vía descargada la resistencia puede estimarse en 20 KN/m y para la vía cargada en 60 KN/m según el documento de la UIC-774-3. (Estos valores son superiores a los preconizados por el EC-1 de 12 y 25 KN/m respectivamente). Fig. 2.1.b.

Para los distintos estudios que se han realizado se ha considerado un tablero convencional de 2 vías en sección cajón sobre apoyos de neopreno-teflón en caja, deslizante o fijo dependiendo de que se trate de un tablero continuo o simplemente apoyado.

El tablero se modeliza con barras longitudinales en el centro de gravedad de la sección con sus características mecánicas adecuadas. Los carriles están representados por barras paralelas a las del tablero situadas en su correspondiente centro de gravedad. La conexión entre el tablero y el carril se realiza por medio de nudos dispuestos en la cara superior del tablero conectados por muelles longitudinales, con comportamiento no lineal correspondiente a la vía con las características adecuadas a la situación cargada o descargada. Verticalmente podrían incluirse las características de deformabilidad de la vía y el balasto, aunque en todos los casos se ha considerado una vinculación rígida. La conexión de las barras del tablero y los nudos de su cara superior se realiza con elementos rígidos. Esta misma vinculación se establece entre el nivel del tablero y los apoyos situados sobre las pilas, que se representan con muelles de comportamiento no lineal para los movimientos longitudinales. Este comportamiento no lineal típico de los apoyos de neopreno-teflón es totalmente rígido hasta alcanzar el nivel de carga permanente multiplicado por el coeficiente de rozamiento del teflón. Fig. 2.1.c. La pila queda mo-

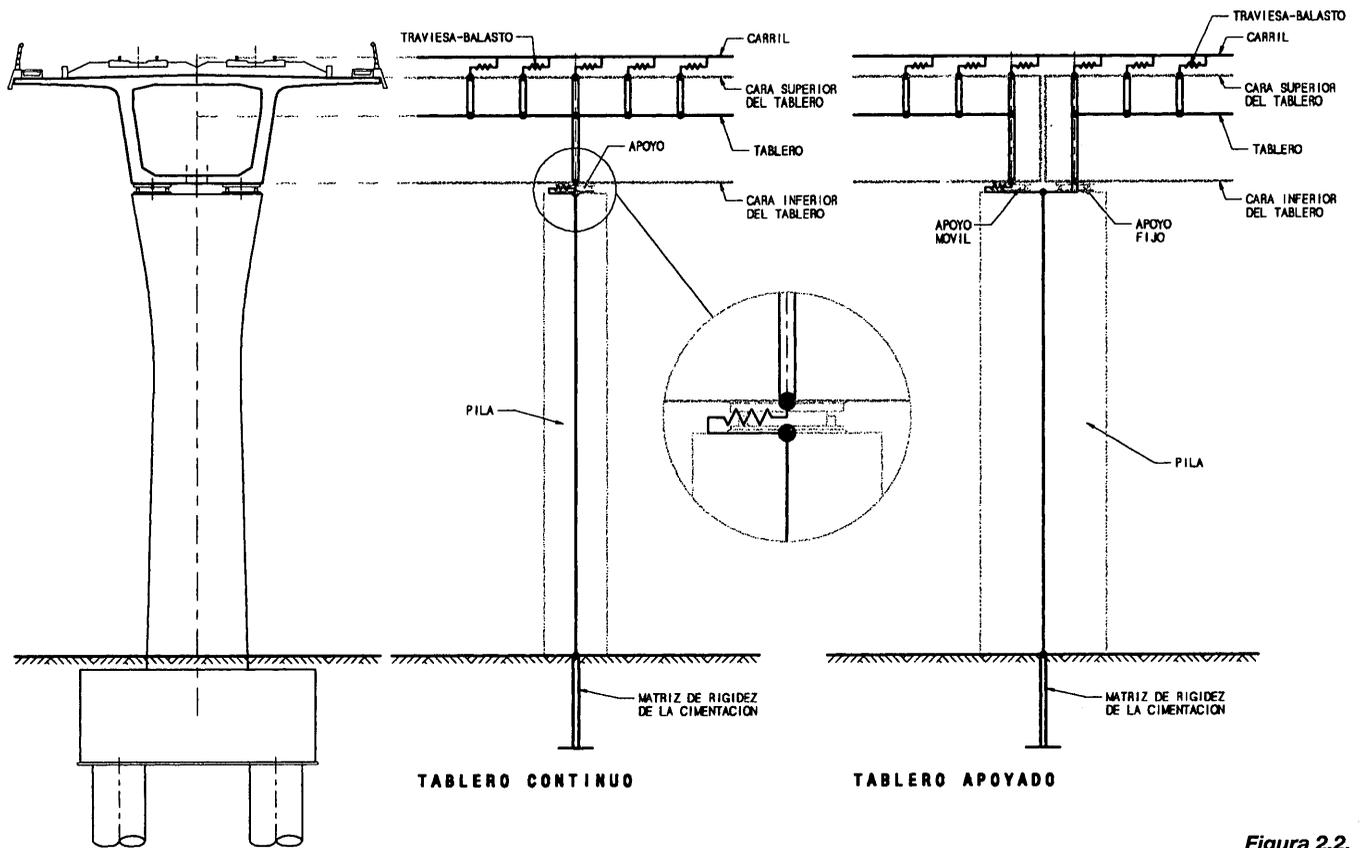


Figura 2.2.

delizada con barras a flexión que se vinculan en su base si fuese necesario con una barra cuya rigidez representa la del comportamiento suelo-cimiento. Fig. 2.2.

Estas vinculaciones rígidas entre los distintos elementos se realiza mediante condiciones entre los movimientos relativos entre los distintos nudos.

En el caso de tableros simplemente apoyados, la vinculación del tablero con las pilas se modifica para tener en cuenta el doble carácter fijo y deslizante de los apoyos situados en cada pila.

El modelo tiene 1.120 m de longitud y está formado por 18 vanos, 2x49m+14x66m+2x49m. La altura de pilas es constante a lo largo de todo el puente y su valor varía, en los diferentes casos de este estudio paramétrico, entre 10 m y 60 m.

Con una adecuada colocación de juntas, con este modelo se puede estudiar desde el comportamiento de un solo puente continuo de 1.120 m hasta el de un número de 18 vanos bi-apoyados.

▼ a.- Desplazamiento relativo entre el carril y el terraplén de acceso al puente

Este desplazamiento siempre es nulo a partir del punto B, donde se anula la deformación del carril (debida a la temperatura, por ejemplo) con las fuerzas acumuladas de rozamiento que se producen entre el carril y el balasto desde el punto donde exista una junta en el carril. Su longitud oscila entre 30 y 150 m. según que la vía esté cargada o no cargada por el tren y el tipo de carril. Fig. 2.3.

▼ b.- Desplazamiento relativo entre el carril y el dintel

En zonas que no estén influidas por los movimientos o esfuerzos de un borde libre, el movimiento relativo entre el carril

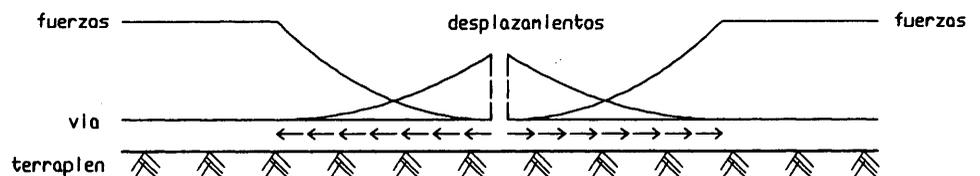


Figura 2.3.

y el dintel es nulo. En el carril y en el dintel existirán unas fuerzas, iguales y contrarias que son las que anulan la diferencia de deformación impuesta al carril y al dintel (por temperatura, por ejemplo). Estas fuerzas se introducen en el carril por rozamiento relativo en las zonas en que el movimiento relativo no es nulo. Fig. 2.4.a.

El estado tensional en esta zona del carril es inferior a la del terraplén debido a que la diferencia de temperatura carril-dintel es inferior a la que existe entre el carril y el terraplén.

▼ c.- Efecto de la junta de dilatación del dintel cuando el carril es continuo

Supongamos el caso de carril continuo situado sobre el estribo móvil de un dintel continuo de gran longitud y supongamos además que el dintel experimenta un movimiento por una acción o una deformación impuesta que le hace pasar de A a B. (Fig. 2.4.b). Las fuerzas que aparecen en el carril y por tanto, iguales y contrarias en el dintel son:

Zona 1.- El movimiento relativo entre carril y dintel es nulo. La tensión que aparece en el carril es aquella que anula la deformación diferente de dintel y vía, y esta tensión se introduce a través del rozamiento del balasto.

Zona 2.- El movimiento relativo entre carril y dintel no es nulo. El dintel experimenta movimientos finitos y comprime el carril por el rozamiento que se produce a través del balasto. Aparecen en el carril unas tensiones que van creciendo hasta la junta.

Zona 3.- El rozamiento que existe entre carril y balasto cambia de signo, pues las fuerzas de arrastre que el dintel introduce en el carril van siendo frenadas por rozamiento en el terraplén de acceso.

El movimiento relativo entre la vía y el terreno va reduciéndose, de un valor máximo en la junta de dilatación del dintel a un valor nulo, donde se han equilibrado los esfuerzos en una dirección sobre el carril y los esfuerzos en la otra dirección.

Zona 4.- No existe fuerza ninguna en el carril ni entre el carril y el terreno.

En todas estas zonas el valor de la fuerza de rozamiento depende de si el carril está cargado por el tren o no y si el desplazamiento relativo entre vía y dintel es mayor o menor de 2 mm, pues en la curva de respuesta del balasto el rozamiento depende de estos valores.

▼ d.- Longitud de dilatación para alcanzar la carga admisible del carril

Como consecuencia de las limitaciones del estado tensional del carril indicado en el apartado 1.5. la longitud de dilatación del tablero está limitada. Los valores de estas longitudes dependen de la diferencia de temperatura entre el carril y el ta-

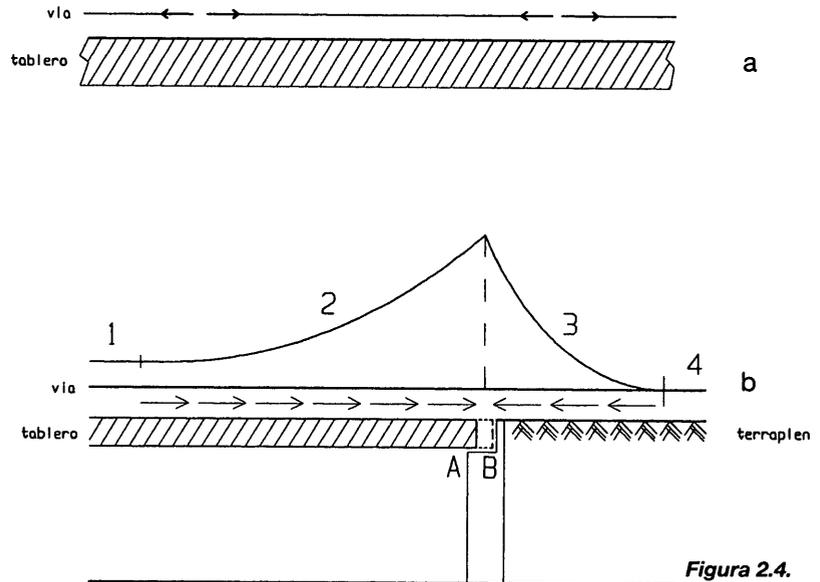


Figura 2.4.

blero y la resistencia que ofrezca el conjunto vía-balasto al movimiento del tablero. Así el EC-1 limita a 60 m la máxima longitud de dilatación para tableros metálicos y 90 m. para tableros de hormigón. Estudiando adecuadamente estos fenómenos estas longitudes podrían aumentarse. Así para tableros de hormigón con un rozamiento vía-balasto de 2 T/m podrían conseguir longitudes de dilatación de 120 m.

En cualquier caso estas longitudes son muy reducidas teniendo en cuenta las grandes longitudes de viaductos que los requisitos de trazado imponen.

2.2. FRENADO

A lo largo de la longitud del tren se produce en el carril una fuerza de 2 T/m como consecuencia del rozamiento que se produce durante el frenado.

Esta fuerza actúa sobre dos sistemas resistentes claramente diferenciados, la vía por un lado y el dintel y su soporte por otro y ambos sistemas están vinculados por el rozamiento no lineal del balasto.

La rigidez de la vía depende de su área ~152 cm², de su módulo de elasticidad y de su longitud. La del dintel y las pilas depende en primer lugar de si el dintel es continuo y está anclado o no fijamente en un estribo, y en segundo lugar de la rigidez de las pilas y los apoyos situados entre pilas y dintel. En el caso de dintel continuo, fijamente sujeto en un estribo, la rigidez de las pilas influye poco ante una deformación axial. Por el contrario en el caso de vanos biapoyados, fijos en una pila y sueltos en la otra, toda la rigidez del sistema dintel-pilas depende de la altura y rigidez de estas últimas.

De este reparto de cargas entre los dos sistemas, lo que nos importa es donde se produce el máximo movimiento rela-

tivo entre vía y dintel, pues es allí donde se van a producir las máximas fuerzas en los carriles, valor éste que es el que limita el problema.

En las Figs. 2.5. representamos el efecto del frenado en las pilas y en la vía en cinco casos diferentes.

▼ 1º) Dintel continuo y anclado en estribo 1. Vía continua.

▼ 2º) Dintel continuo y anclado en el estribo 1. Vía con junta de dilatación en el estribo 2.

▼ 3º) Dintel formado por un conjunto de vigas biapoyadas, ancladas en una pila y sueltas en la otra con rigideces de soporte diferentes. Aunque con la misma inercia y módulo de elasticidad, las pilas cambian de altura.

3.1 - Pilas de 10 m de altura

3.2 - Pilas de 20 m de altura

3.3 - Pilas de 40 m de altura

3.4 - Pilas de 60 m de altura

▼ 4º) El frenado se realiza en los 300 m de puente finales, junto a la junta móvil. Esta situación es muy importante, pues como veremos después, cuando el frenado actúa sobre una vía continua, los esfuerzos en la vía dependen mucho de esta situación.

Lo primero que se deduce de los resultados del cálculo no lineal, es que los máximos esfuerzos en la vía se producen cuando el dintel es continuo y la vía no tiene juntas de dilatación. En este caso el sistema soporte es el más rígido de todos, pues el dintel está anclado en el estribo 1. La fuerza de frenado que se transmite a lo largo del dintel es la mayor posible, de las 600 T que constituyen la totalidad de la fuerza de frenado, el dintel llega a acumular 380 T, lo que produce una gran acumulación de deformación del mismo en el

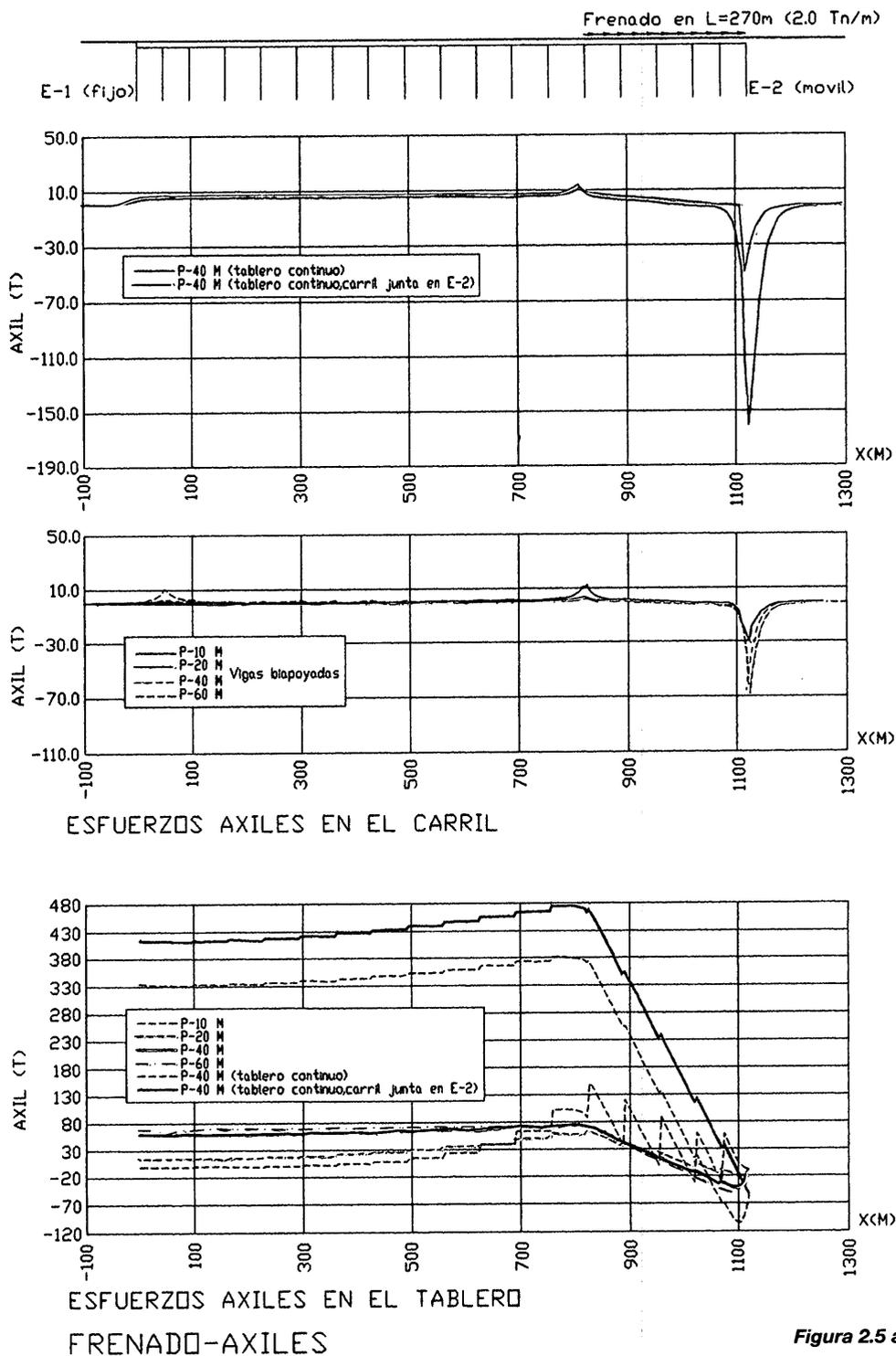


Figura 2.5 a.

estribo, casi 10 mm. El fenómeno, destacado en el apartado 2.1.c, se amplifica al máximo y la carga en los carriles llega a alcanzar 160 T, lo que produce un incremento de tensión de 1052 kp/cm², lo cual es inadmisibile.

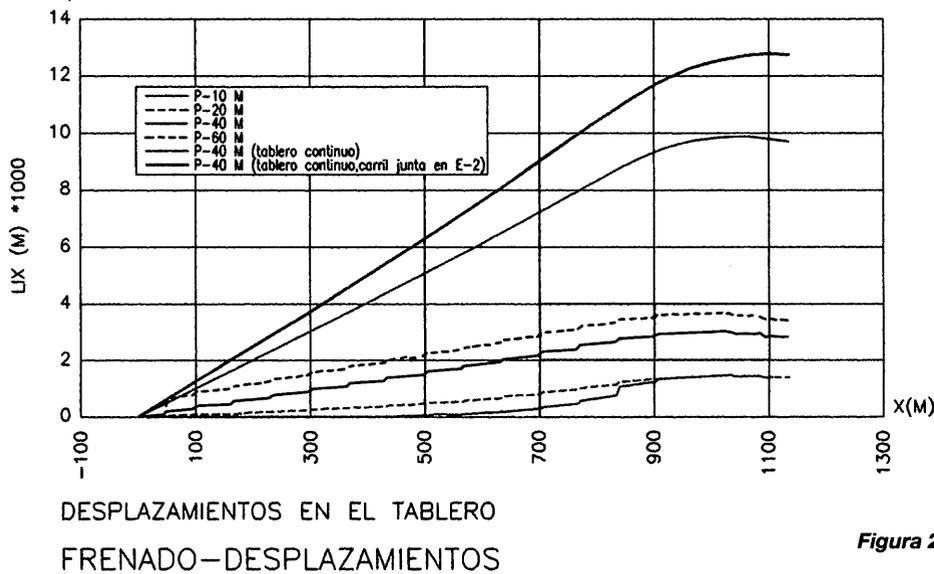
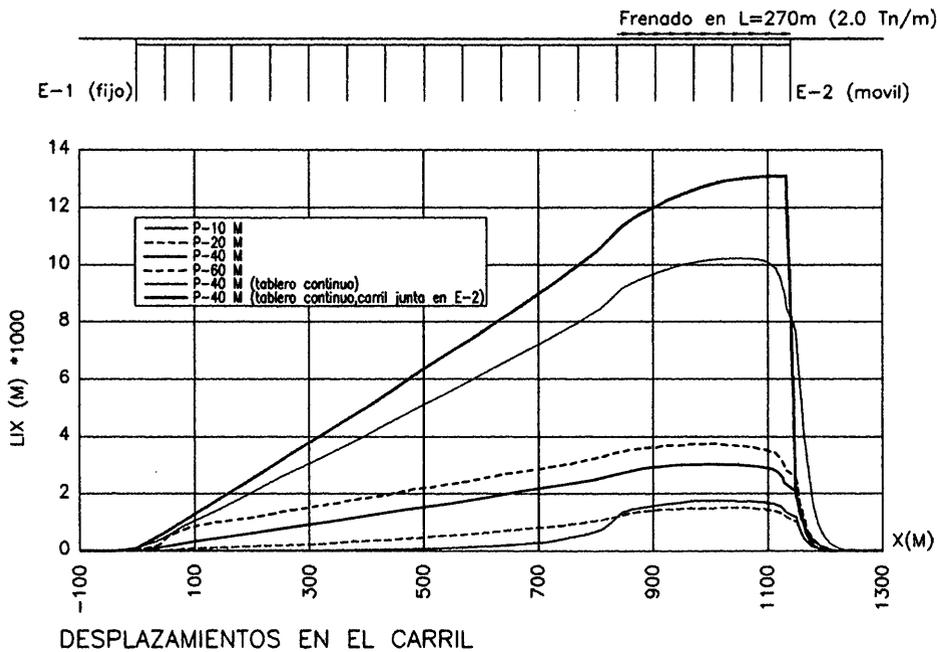


Figura 2.5 b.

Cuando disponemos una junta de dilatación en el carril sobre el estribo 2, la carga en el carril desciende bruscamente y esta disminución se convierte en incremento de carga axial en el dintel. Fig. 2.5.a.

Si hacemos el dintel discontinuo, disponiendo juntas entre los vanos, se producen dos fenómenos diferentes, la carga de frenado en el dintel se reduce mucho y los movimientos relativos entre el dintel y el terraplén final también.

Si observamos las cargas en el dintel vemos como las pilas van recogiendo, en función de su altura, parte de los esfuerzos de frenado, con un máximo en el caso de pilas cortas. Fig.

2.5.a. El movimiento relativo entre el dintel y el terraplén final es máximo cuando las pilas son más altas, pues este movimiento depende únicamente de la rigidez de las pilas, ya que el dintel no transmite cargas a lo largo de dos vanos sucesivos. (Fig. 2.5.b). Las tensiones que se acumulan en el carril son considerables, del orden de 460 kp/cm² en el caso de pilas más altas y se reducen a 200 kp/cm² cuando las pilas son cortas.

Este hecho determina que en muchos puentes alemanes, de gran altura de pilas, se prefiera unir entre sí los dinteles biapoyados con el fin de oponer más resistencia al movimiento

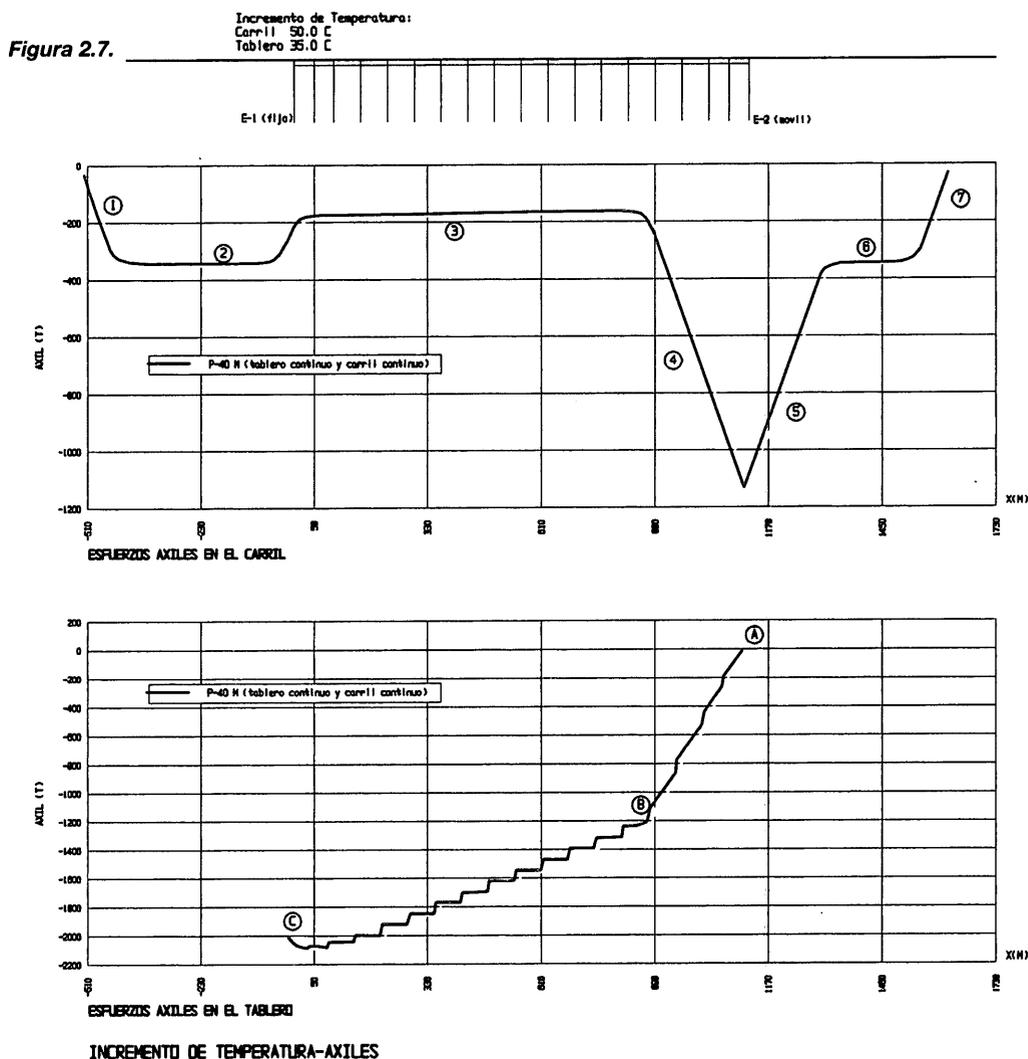
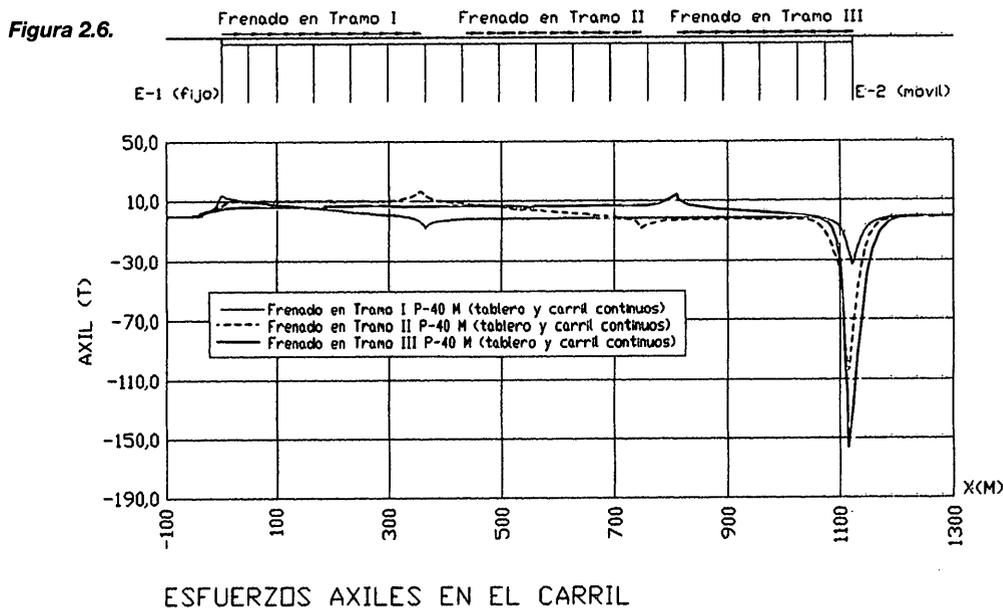
longitudinal del dintel y disponer una junta en el carril sobre el estribo móvil para evitar la acumulación de tensiones en la vía descritos en el apartado 2.1.c.

En cuanto al efecto de la situación del tren respecto al tablero, en un puente continuo de gran longitud Fig. 2.6, vemos como en el caso del dintel continuo, anclado en el estribo 1, libre en el 2 y vía continua, la carga en la vía es tanto mayor cuanto mas cerca está el tren del estribo 2. La razón es clara, como hemos visto, la carga sobre el carril se produce por el alargamiento diferencial del tablero respecto a la vía en el estribo móvil. Este alargamiento diferencial es tanto menor conforme el alargamiento del tablero sea menor y esto ocurre cuanto mas cerca esté frenando el tren respecto del estribo 1.

2.3. DEFORMACIONES IMPUESTAS

Las deformaciones impuestas por diferencia de temperatura entre carril (+ 50 °C) y dintel (+ 35 °C), o las deformaciones del dintel por fluencia y retracción, producen un intercambio de esfuerzos entre dintel y carril a través del rozamiento no lineal del balasto.

Supongamos el carril continuo, sin juntas, sobre el tablero también continuo, anclado en el estribo 1 y libre en el estribo 2, Fig. 2.7.



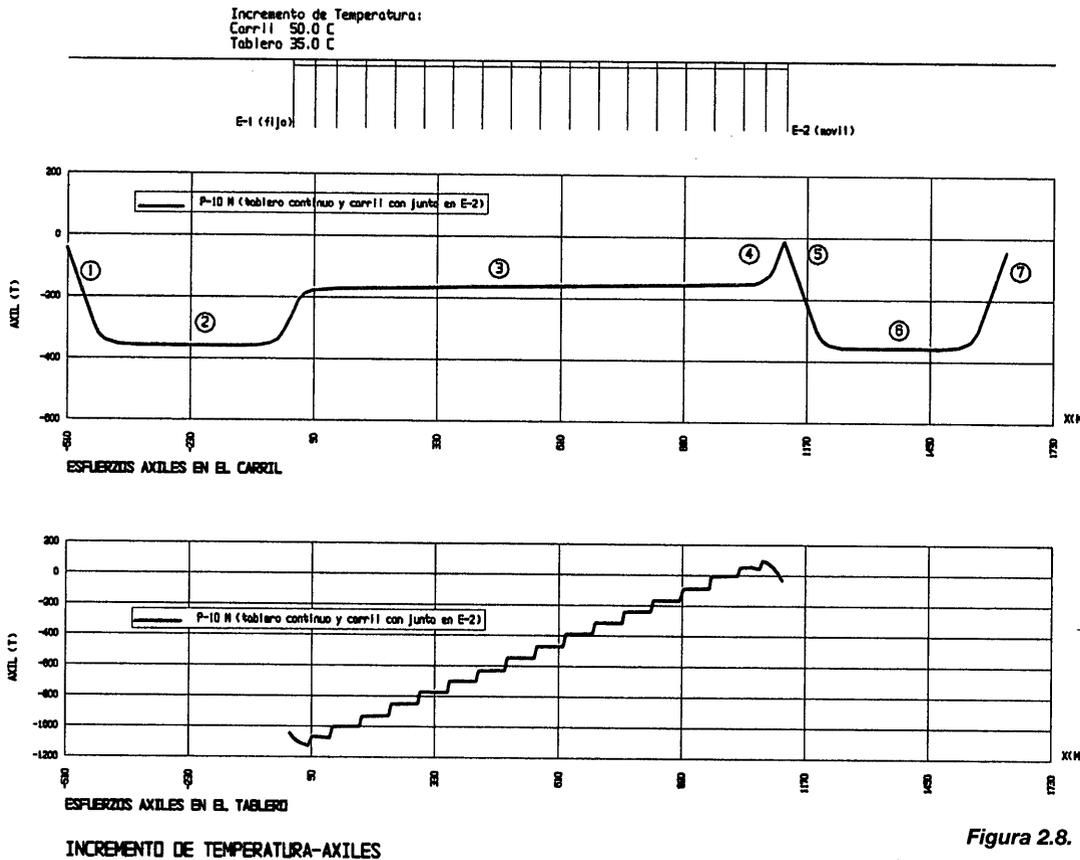


Figura 2.8.

Si se observan las fuerzas que existen en el carril, destacamos 7 zonas diferentes:

Zona 1.- Zona en el terraplén de acceso al estribo 1. La carga sobre el carril aumenta por rozamiento entre un punto teórico de carril cortado y por tanto de carga nula hasta el punto en el que el movimiento relativo entre carril y terraplén se hace nulo, y es donde el axil que ha recogido el carril por rozamiento es el que anula la deformación de temperatura.

Zona 2.- Zona sin intercambio de esfuerzos entre balasto y carril, ya que éste tiene la carga que anula su deformación de temperatura.

Zona 3.- Zona del dintel sin intercambio de esfuerzos entre balasto y carril. La carga del carril se ha reducido al principio del dintel, por rozamiento relativo entre dintel y carril, para que la carga axil sobre el carril equivalga a la que produce la diferencia de temperatura entre dintel y carril que aquí ha pasado a ser de 15 °C.

Zona 4.- Zona terminal del carril, antes de llegar al punto donde existe junta del dintel con el estribo 2, Punto A. En esta zona el dintel se ha dilatado mucho, como consecuencia de su temperatura, y por tanto estamos en un caso extremo del señalado en el apartado 2.1.c. Las cargas en el carril aumentan extraordinariamente y de una manera absolutamente inadmisibles.

Zona 5.- Zona de carril situada sobre el terraplén de salida donde deben aparecer las fuerzas de rozamiento suficientes para equilibrar el axil de las vías sobre el dintel.

Zona 6.- Similar a la zona 2, donde ya no existe movimiento relativo entre carril y terraplén.

Zona 7.- Transición por rozamiento y movimiento relativo del carril sobre el terraplén hasta que se anula en un punto teórico de corte del carril.

El dintel se ve sometido a una compresión muy fuerte por el rozamiento que le transmite el carril con valor máximo en el punto C. Este valor aumenta desde el estribo móvil, A, por la aparición de fuerzas de rozamiento entre carril y dintel, zona AB, y por la coacción que

presenta la rigidez de las pilas, zona BC. Las curvas de movimientos absolutos del dintel y del carril representan muy bien las zonas de movimientos relativos y por tanto las zonas donde se acumulan las fuerzas de rozamiento entre dintel y vía.

Todos estos fenómenos no se ven influidos, en este caso de dintel continuo, por la altura de las pilas, cuya rigidez influye muy poco en los movimientos de dilatación del dintel.

2.3.1. Junta en el carril sobre el estribo móvil

Si disponemos en este caso, con pilas de 10 m de altura, una junta en el carril encima del estribo móvil, las cosas cambian radicalmente, Fig. 2.8.

Las zonas 1, 2 y 3 se mantienen prácticamente iguales a los del caso anterior, pero las zonas 4 y 5 cambian radicalmente, pues en este caso se reduce mucho e incluso cambia de signo el movimiento relativo entre dintel y carril. Ambos están libres en sus extremos, y, por tanto, el carril no experimenta la coacción de la parte situada sobre el terraplén. Las fuerzas rozamiento son de signo contrario en esta zona, pues el carril se deforma más que el dintel, ya que su temperatura es mayor.

Las zonas 5 y 6 son idénticas a la 1 y 2, pues allí no existe influencia del puente.

2.3.2. Junta en el carril en los dos estribos, en el fijo y en el móvil

Al añadir al caso anterior una junta en el carril sobre el estribo fijo, las cosas solo cambian en este punto en que las fuerzas en el carril se reducen a cero. El planteamiento de fuerzas en el carril sería simétrico a partir del centro del dintel, si no fuese porque el dintel sigue anclado al estribo 1. Fig. 2.9.

De esto se deduce que por muy largo que sea el dintel continuo, las fuerzas que se producen en el carril se reducen extraordinariamente cuando existen juntas en el carril en el estribo móvil y algo más si lo hacen en el estribo fijo, aunque este punto no es determinante.

2.3.3. Caso de dintel formado por un conjunto de vigas biapoyadas con pilas rígidas de 10 m de altura y vía continua, sin juntas

En este caso no existe acumulación de movimiento del dintel por temperatura, en su encuentro con el terraplén de entrada o de salida. Las fuerzas horizontales en el carril son entonces muy pequeñas, únicamente se producen las que en cada vano se producen por el movimiento relativo entre sus extremos y los de la vía. Fig. 2.10.

Figura 2.9.

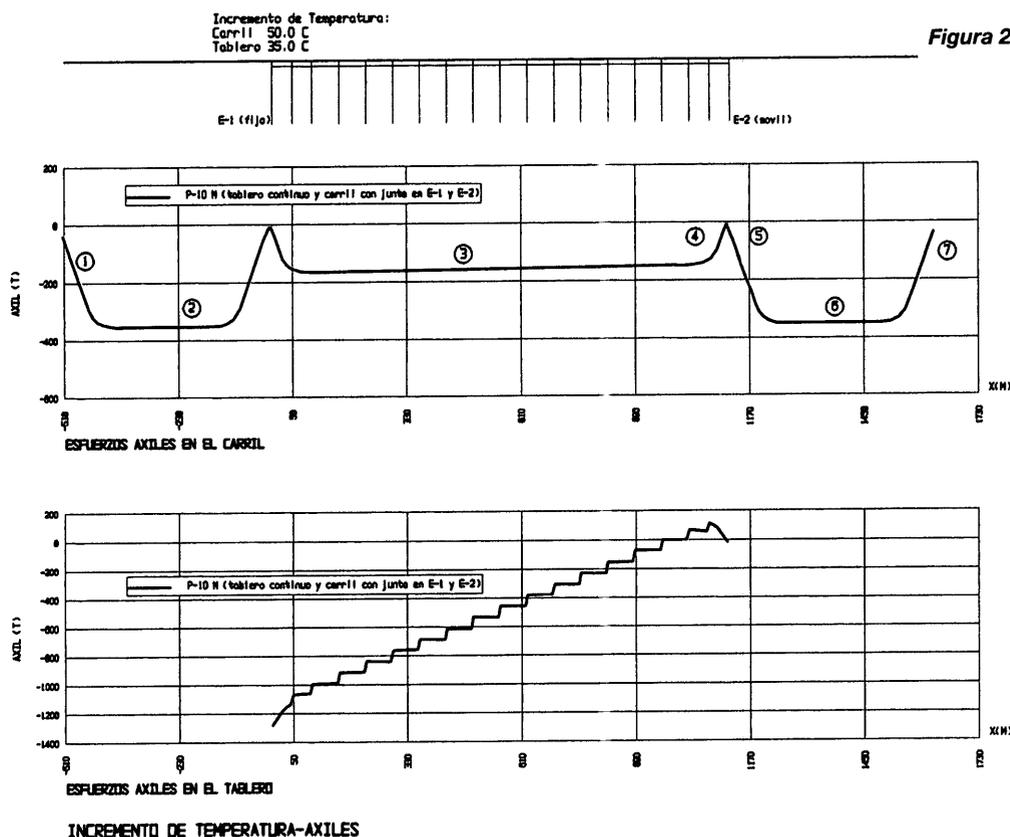
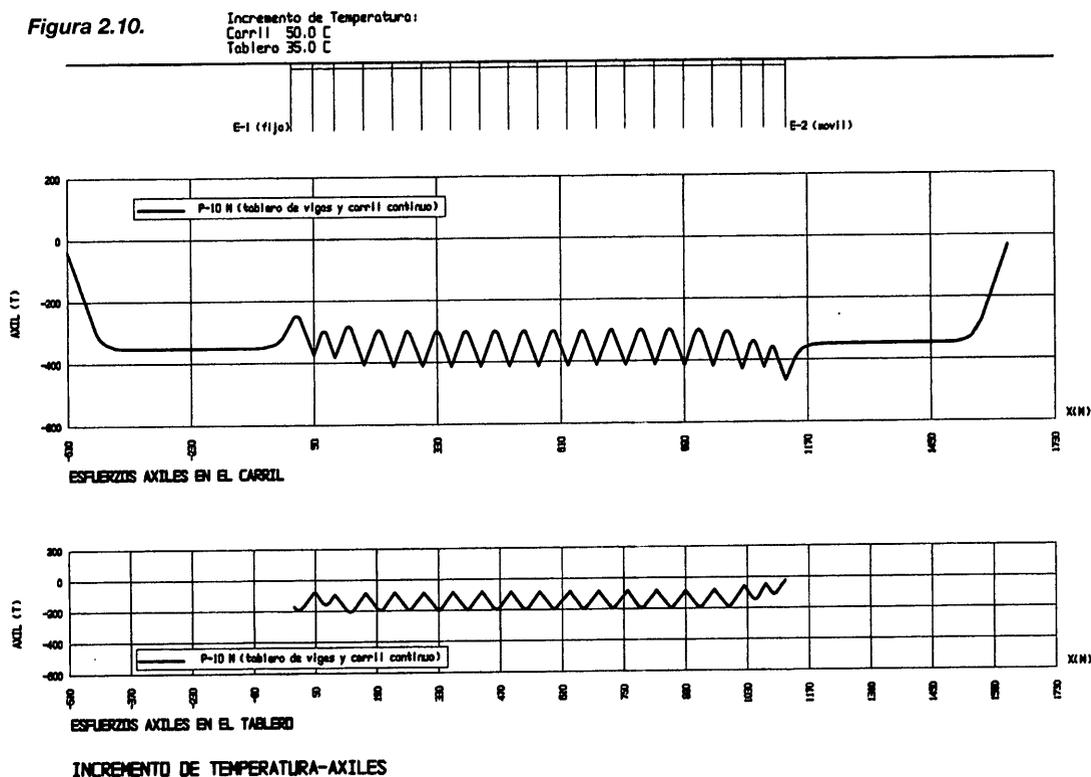
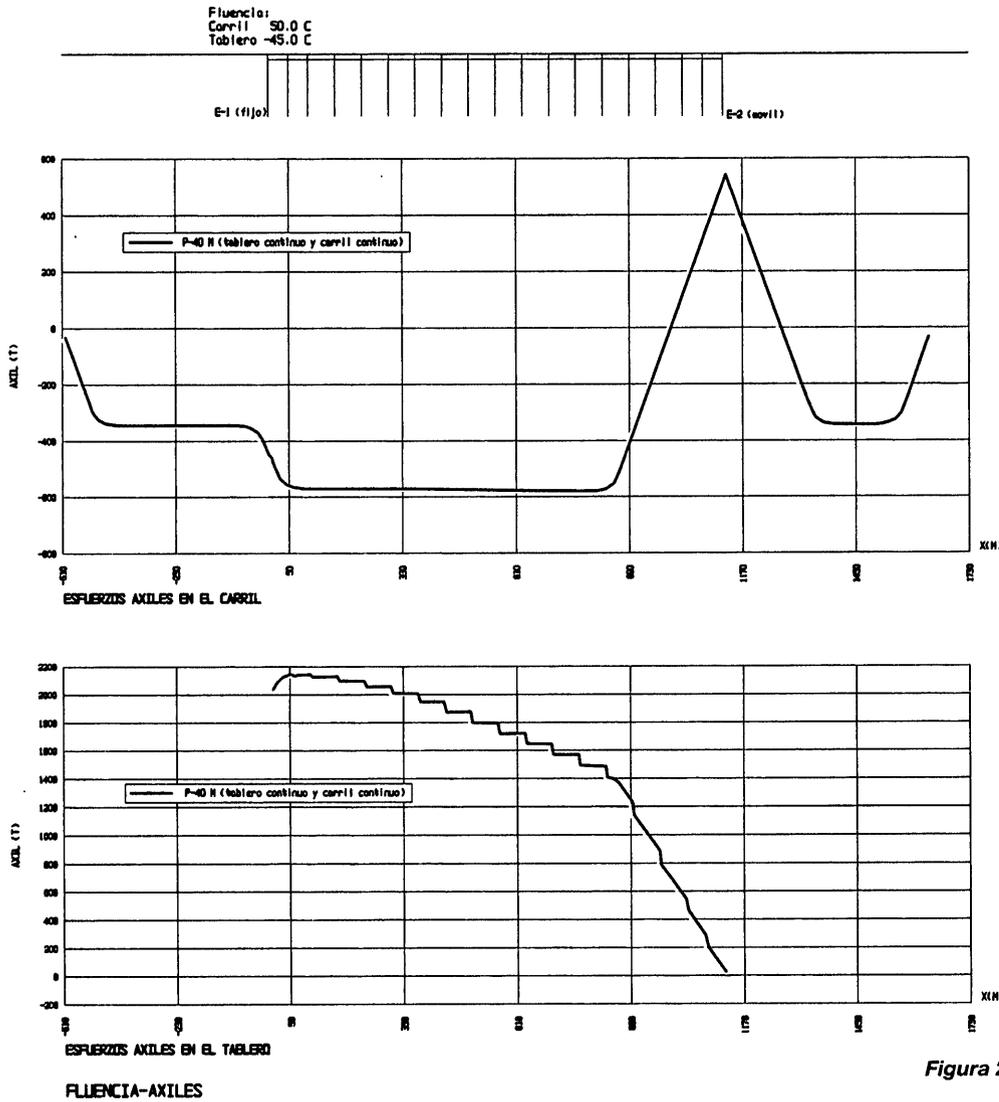


Figura 2.10.





latación del dintel, los esfuerzos sobre el carril son enormes. Fig. 2.11.

2.4. EXPERIENCIAS ALEMANAS

El primer factor que conviene poner de relieve, y que únicamente impone la Administración ferroviaria alemana, es que cualquier superestructura pueda, en un futuro lejano, ser sustituida, en el más corto espacio de tiempo posible, por ripado transversal. Por esta razón recomienda la utilización de vanos biapoyados de 40 a 60 m de luz y nunca pasar de tramos continuos de mas de 400 m.

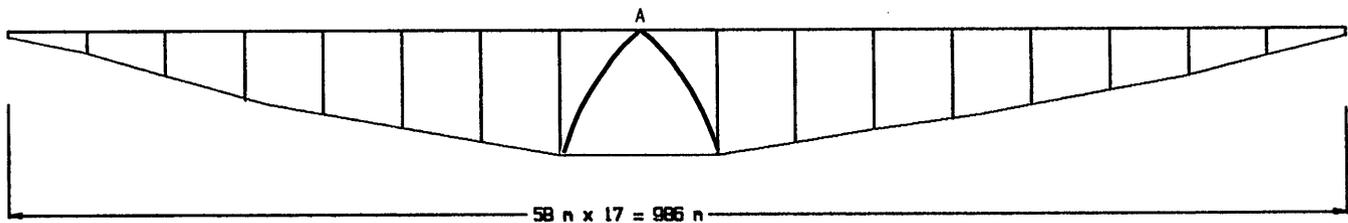
Se caracteriza también por utilizar arcos, puntales curvos y pilas verticales para resistir las cargas horizontales de frenado.

2.4.1. Viaducto de Rombach

Este viaducto tiene una gran altura máxima, 94 m, y una longitud de 986 m, la cual está formada por una sucesión de 17 vanos biapoyados e independientes de 58 m de luz. Constituye un ejemplo típico de viaducto en el que es posible sustituir, por ripado transversal, un vano averiado de 58 m, en solo dos días. Fig. 2.12.

2.3.4. Fluencia en el dintel

La casuística es exactamente la misma que la que se produce por diferencia de temperatura. Si el dintel es largo, y está fijo en un extremo y no existe junta en el carril en la junta de di-



VIADUCTO DE ROMBACH

Figura 2.12.

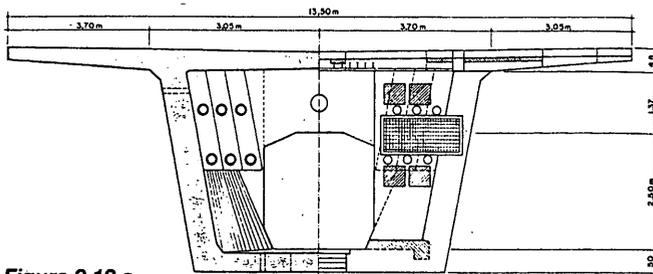


Figura 2.12 a.

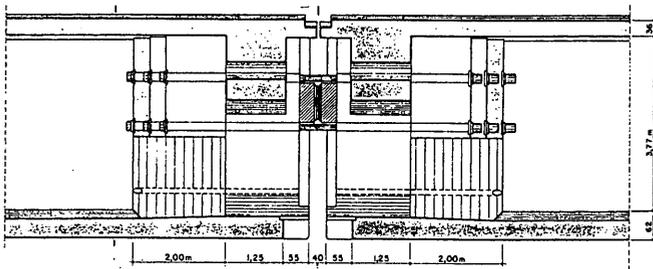
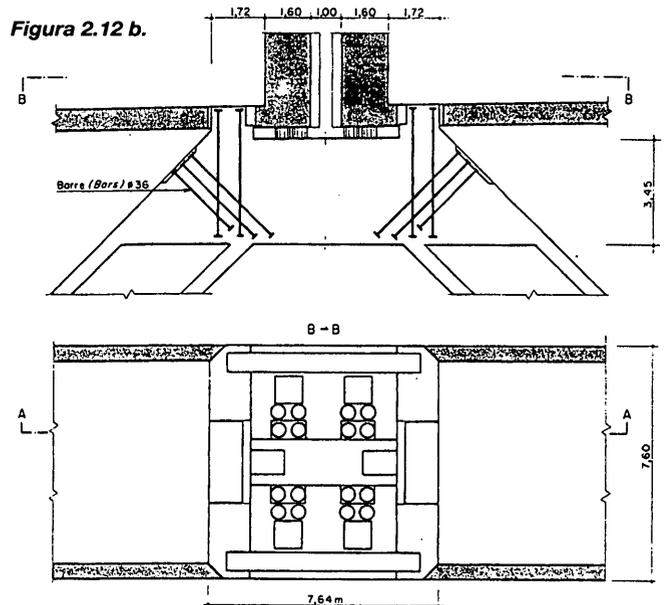


Figura 2.12 b.



Las fuerzas horizontales de frenado no pueden transmitirse al suelo a través de las pilas, debido a su gran altura y flexibilidad, por lo que es necesario solidarizar por pretensado longitudinal, todos los vanos biapoyados con el fin de que la fuerza de frenado se transmita por el balasto al dintel de hormigón, Fig. 2.12.a. y éste se sujete en los dos enormes puntales inclinados antifuniculares. Punto A. Fig. 2.12.b.

A efectos de las deformaciones de temperatura, fluencia y retracción este tablero funciona como un dintel continuo con juntas de dilatación sólo en los estribos.

El carril es continuo a lo largo de todo el puente y tiene dos juntas de dilatación en los estribos.

Este mismo esquema estructural se ha utilizado en los Viaductos de Mülmisch (15x58=870 m) y en el Plieffe (14x58=812 m).

2.4.2. Viaducto de Waelsebach

Este viaducto está formado por 28 vanos bi-apoyados e independientes, $3 \times 27,9 \text{ m} + 25 \times 25,5 \text{ m}$, que se apoyan sobre

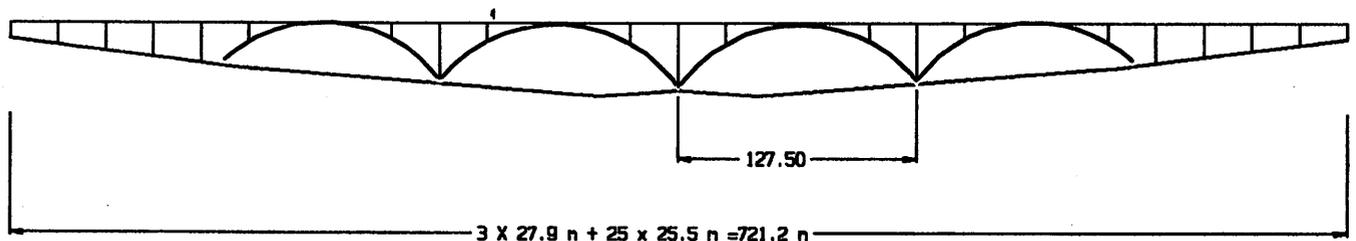
una serie de pilas en el suelo y otras pilas que, a su vez, se apoyan en cuatro arcos intermedios de 127,5 m de luz. La altura máxima del viaducto es de 40 m. Fig. 2.13.

La estructura arco es utilizada en este puente con una doble finalidad, soporta las cargas verticales de los vanos biapoyados de 25,5 m de luz y recoge las cargas horizontales de frenado del tablero a lo largo de su longitud. Conceptualmente es extender el principio del Viaducto de Rombach a varios vanos. El arco es utilizado como un excelente transmisor de carga horizontal.

Este hecho permite realizar el carril continuo, sin junta alguna en todo el puente de 721,2 m de longitud y sin que se acumule carga horizontal en el carril pues las pilas, ahora de poca altura, recogen bien la carga de frenado.

2.4.3. Viaducto de Enz

Este viaducto de 1.044 m de longitud, está dividido en tres tramos de 348 m de longitud, con la finalidad de ser reempla-



VIADUCTO DE WAELEBACH

Figura 2.13.

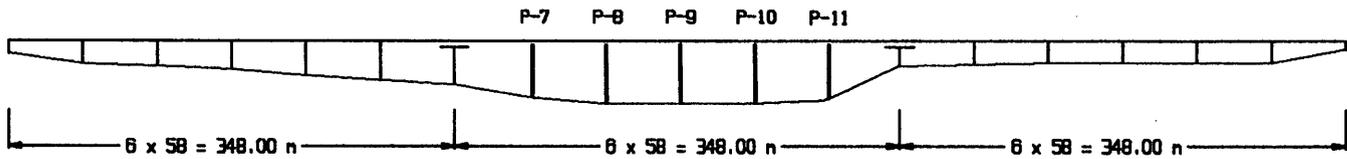


Figura 2.14.

VIADUCTO DE ENZ

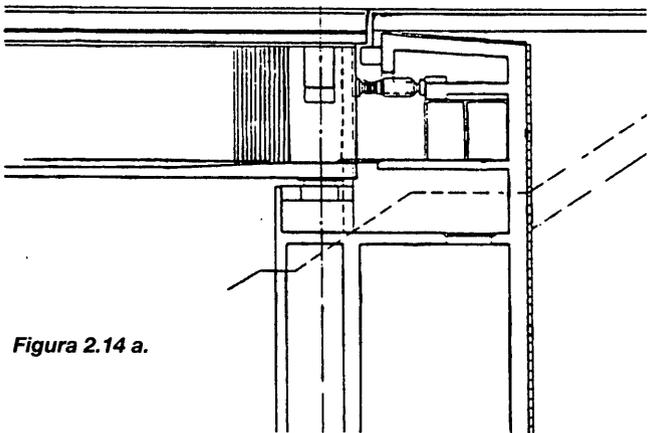


Figura 2.14 a.

Todo el puente se fija únicamente en las cinco pilas centrales 7, 8, 9, 10 y 11 y dilata libremente hacia los estribos, donde se disponen amortiguadores hidráulicos horizontales que permiten la dilatación del dintel pero se bloquean ante los esfuerzos rápidos, como el frenado. Fig. 2.14.a. De esta manera el frenado se recoge en los estribos. La fijación de las cinco pilas centrales sirve para determinar el sentido al movimiento del dintel bajo las deformaciones de temperatura. Se han dimensionado también para que en caso extremo resistan las fuerzas de frenado.

El carril es continuo de lado a lado del puente y tiene solo dos juntas de dilatación en los estribos.

2.4.4.- Viaducto sobre el Main-Gemünden

El puente de 793,5 m de longitud se divide en cuatro tramos independientes, de 162,5 + 165 + 299 + 164, con la finalidad de su posible sustitución por ripado transversal. Y esto se extiende también al tramo central en pórtico biarticulado. Fig. 2.15.

El frenado de los dos tramos del acceso Norte se resisten en el estribo Norte y en el estribo Sur, el del Sur. El tramo principal transmite las cargas horizontales, por efecto pórtico, al cimiento de los mismos.

La vía solo tiene dos juntas de dilatación y están en los dos extremos del tramo principal de 299 m de longitud.

2.4.5. Viaducto sobre el río Main en Veitshochheim

El puente, de 1262 m de longitud, se divide, para poder ser reemplazado, en cinco partes independientes de 237,0 m + 369,5 + 214,0 + 160,5 + 299,0 m. Fig. 2.16.

zados cuando sea necesario. Las juntas en los tableros se realizan en las pilas 6 y 12. Pero estas juntas están axialmente unidas, por pretensado, como en el Viaducto de Rombach, con el fin de realizar una sola estructura, longitudinalmente hablando. Fig. 2.14.

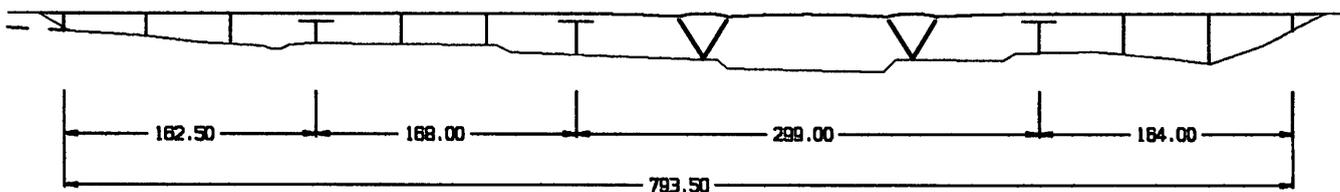
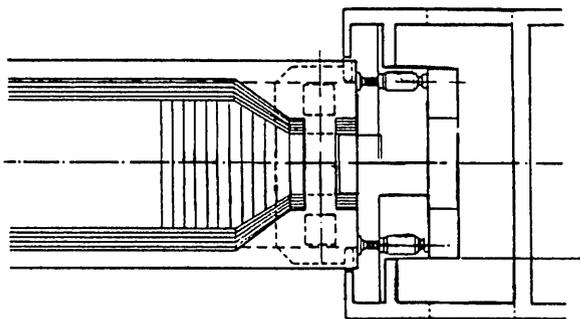


Figura 2.15.

VIADUCTO SOBRE EL MAIN-GEMÜNDEN

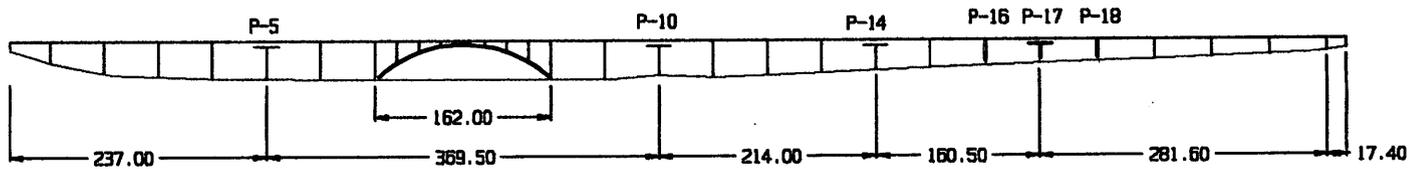


Figura 2.16.

VIADUCTO SOBRE EL RIO MAIN EN VEITSHOCHHEIM

El dintel se ancla en dos puntos. En la parte superior del arco, Fig. 2.16.a, que resiste las fuerzas de frenado que actúan entre el estribo y la pila 14 y en las pilas 16, 17 y 18, fijas al dintel, donde actúan las fuerzas que actúan entre las pilas 14 a 23.

En las pilas 5 y 10 y 17, donde se establecen las juntas de ripado, existen "botellas de acoplamiento de fuerzas longitudinales" que permiten el libre movimiento de dilatación del puente y bloquean el tablero durante el frenado.

El carril tiene juntas de dilatación en los dos estribos finales y en la junta permanente de la estructura sobre la pila 14. Los vanos de acceso tienen una luz de ~ 53,5 m y el arco 160,5 m.

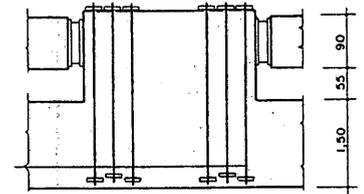
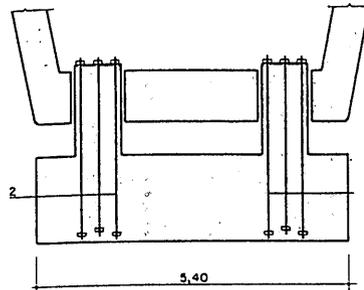


Figura 2.16 a.

Los apoyos fijos del dintel están en los estribos. El pórtico neutro resiste sus propios esfuerzos de frenado. El carril tienen juntas en los bordes del pórtico neutro. El puente se construye por empuje desde los dos estribos. Las longitudes dilatables son de 690 m y 798 m.

2.5. EXPERIENCIAS FRANCESAS

La característica específica de las estructuras francesas es la utilización del denominado pórtico neutro.

Este pórtico está aislado, a efecto de dilataciones y contracciones, del resto del puente, de manera que en sus extremos no se acumulan los movimientos de dos zonas largas de puente. En sus bordes las vías tienen juntas de dilatación. Fig. 2.17.

El dintel se ancla o bien en el estribo, y entonces las vías no tienen juntas de dilatación en ese punto (Zona A), ó en pilas fijas intermedias, en el caso de que la longitud del puente entre el pórtico neutro y el estribo sea muy grande, zona B. En este último caso las pilas fijas promedian los movimientos del dintel entre el pórtico neutro y el estribo, donde siempre se coloca una junta en las vías (Zona B).

2.5.2. Viaducto de la Grenette. TGV Mediterranée

El viaducto de 947 m de longitud, se descompone en tres tramos, dos laterales de 447 m y un tramo central, neutro, de 53 m. La altura máxima de las pilas es de unos 54 m. Tiene dos apoyos fijos en los estribos y el carril solo tiene juntas de dilatación en el tramo neutro. Las longitudes dilatables tienen 447 m. Fig. 2.19.

El tablero se construyó por empuje desde un solo estribo.

2.5.1. Viaducto de Verberie. TGV Nord

Este viaducto se divide en tres tramos, dos laterales de 690 m y 798 m y un tramo neutro central de 45 m. La luz media de los vanos es de unos 48 m. Fig. 2.18.

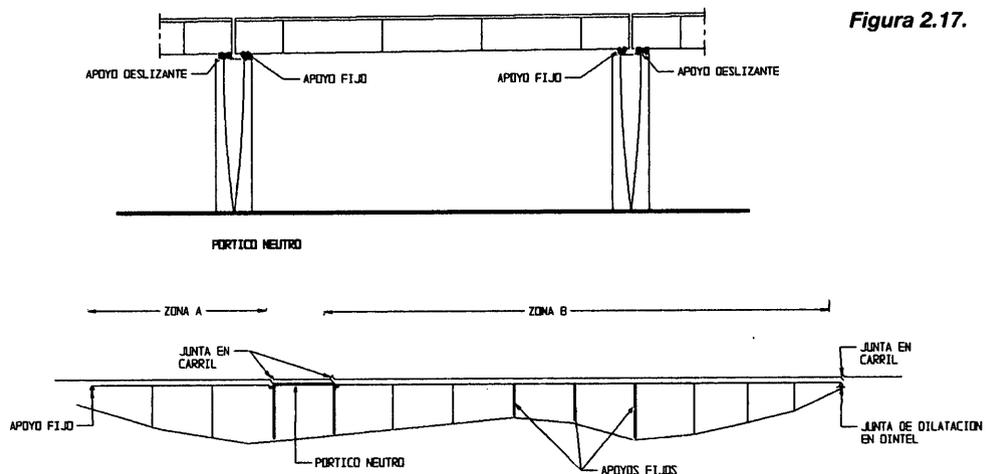


Figura 2.17.

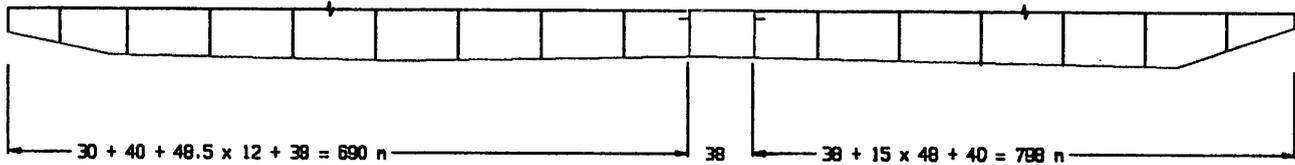


Figura 2.18.

VIADUCTO DE VERBERIE

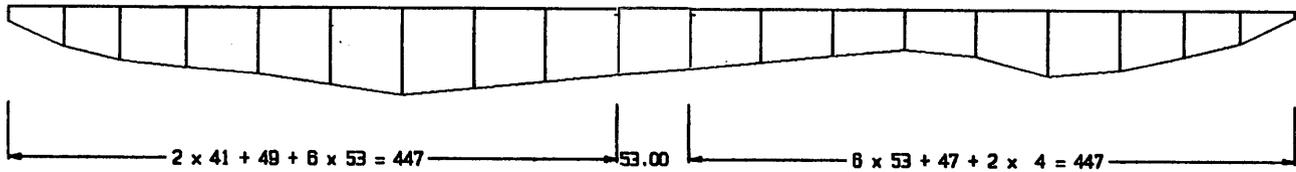


Figura 2.19.

VIADUCTO DE LA GRENETTE

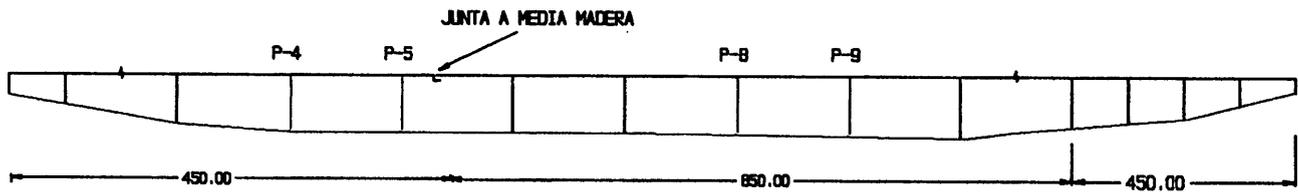


Figura 2.20.

VIADUCTO DE AVIGNON

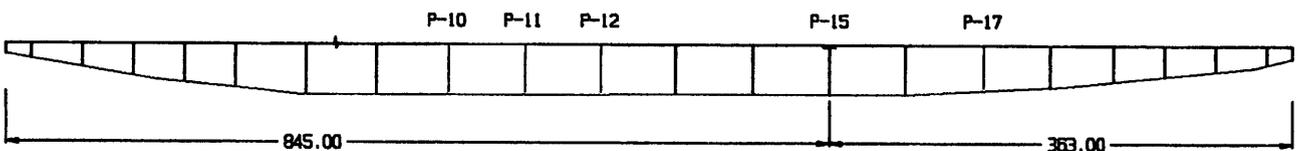


Figura 2.21.

VIADUCTO DE VERNEGUES

(LUCES DE 20 m A 60 m - ALTURA MAXIMA 40 m)

2.5.3. Viaducto de Avignon. TGV Mediterranée

Con 1500 m de longitud, se divide en tres zonas claramente diferenciadas. Un primer tramo de 450 m de longitud, con luces de 100 m y junta, a media madera, con el tramo segundo, de 650 m de longitud, también con luces de 100 m. Un tercer tramo secundario formado por vanos independientes de 50 m de luz. Fig. 2.20.

El frenado se recoge, en el primer tramo, en las pilas 4 y 5 con lo que la máxima longitud de dilatación es de 420 m y hacia el estribo. El tramo segundo de 650 m de longitud se ancla en las pilas 8 y 9, que son fijas. La longitud dilatada tampoco es alta ya que al estar las pilas 4 y 5 próximas a la junta a media madera solo se acumula la dilatación de la zona comprendida entre ésta y la pila 8. Existen juntas en las vías en la separación de los tres tramos y en los estribos.

En este viaducto la altura de las pilas es considerable, hasta 47 m, lo que ha obligado a unas dimensiones fantásticas de las pilas de frenado, 4, 5, 8 y 9, de hasta 8 m de diámetro.

Los tramos de 100 m se construyeron en avance en voladizo por dovelas prefabricadas.

2.5.4. Lote 3E. Viaducto de Vernegues. TGV Mediterranée

Tiene una longitud de 1208 m, la cual se divide en dos tramos de 845 m y de 383 m. La altura máxima es de 40 m. Se disponen los puntos fijos en pilas intermedias, las pilas 10, 11 y 12 en el tramo Norte y la pila 17 en el tramo sur. Existen tres juntas en el carril, situadas en los estribos y entre los dos tramos. Las luces principales son de 70 m en el centro del puente y se reducen hasta 15 y 20 m en el extremo. El dintel tiene sección circular de 8 m de radio. Fig. 2.21.

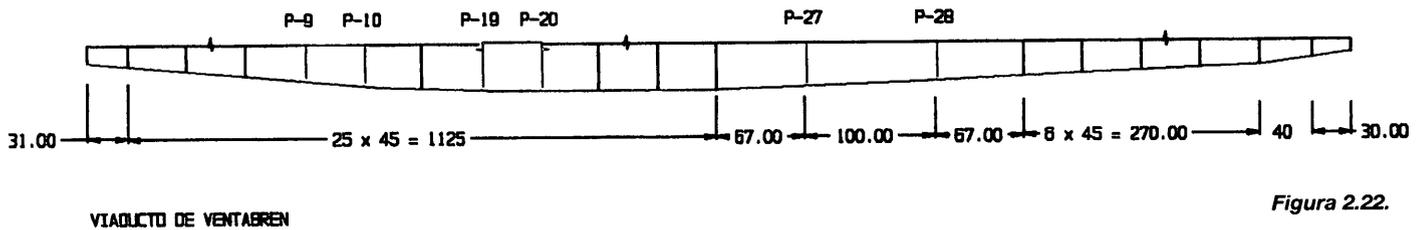


Figura 2.22.

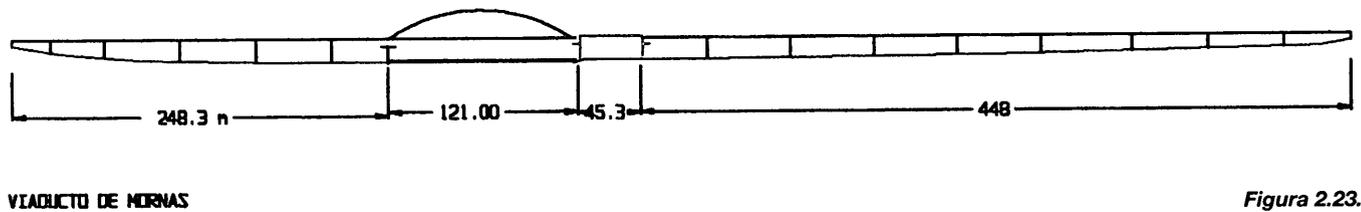


Figura 2.23.

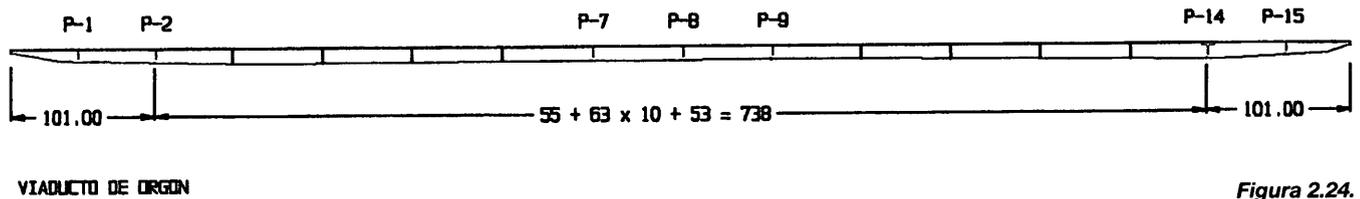


Figura 2.24.

2.5.5. Lote 3H. Viaducto de Ventabren

Este viaducto tiene 1733 m de longitud y se divide en tres tramos. Un tramo central neutro de 45 m, pilas 19 y 20, y dos tramos laterales de 842,5 m. Las pilas tienen sección hexagonal de 5 m de diámetro (6 m. para las del tramo central). El Viaducto se ancla en las pilas fijas 9 y 10 y en las 27 y 28 que tienen 10 m de diámetro. Existen juntas de dilatación en el carril sobre los estribos y en los bordes del tramo neutro. La longitud dilatable es, por tanto, de 405 m. Fig. 2.22.

2.5.6. Viaducto de Mornas. TGV Mediterranee

Se trata de 4 estructuras sucesivas. Una primera de 248,3 m de longitud constituida por seis vanos de 25+36+3x50+27,3, un puente arco con tablero inferior de 121 m de luz y longitud, un tramo neutro de 45,3 m y un cuarto tramo de 448 m de longitud y formado por 44+4x55+60+2x50+44. La suma de los cuatro tramos produce una longitud total de 887 m. El viaducto se ancla en los estribos y tiene juntas en el tablero y en el carril en el tramo neutro. El dintel es mixto. Fig. 2.23.

2.5.7.- Viaducto de Orgón. Lote 3C. TGV Mediterranee

El puente de 906 m de longitud se divide en tres tramos de 101+704+101. El frenado se recoge en las pilas intermedias 1

y 2 para el tramo 1, en las pilas 7, 8 y 9, para el tramo 2 y en los 14 y 15 para el tramo 3. Existen juntas en carril entre los tramos 1 y 2 y entre los tramos 2 y 3. El dintel es mixto y la longitud de la tabla de 352 m. Fig. 2.24.

3. PROBLEMAS DINÁMICOS

3.1. EVALUACIÓN PREVIA DE LOS EFECTOS DINÁMICOS

Los problemas dinámicos en los puentes para trenes de alta velocidad se ven acrecentados a causa de la propia velocidad de los trenes. En efecto, el tiempo que tarda un vehículo en atravesar un vano es obviamente l/v , cuyo valor típico puede ser 1,2 s (para una luz de 40 m y una velocidad de 120 km/h) mientras que el período fundamental de vibración vertical de un vano bi-apoyado es $T = 2l^2/\pi \sqrt{m/EI}$ que para el mismo caso típico considerado en el caso anterior resultaría en un valor del orden de 0,40 segundos, si el puente fuese de hormigón. Este simple ejemplo demuestra que al multiplicar la velocidad del tren por tres para alcanzar una velocidad de 360 km/h, alcanzable para los trenes de alta velocidad, el tiempo de paso se iguala al período fundamental de la estructura por lo que se pueden producir fenómenos de amplificación dinámica y hasta de resonancia. El fenómeno es en realidad algo más complejo, ya que no es una única carga la pasa por el puente sino muchas y la distancia entre ellas es muy significa-

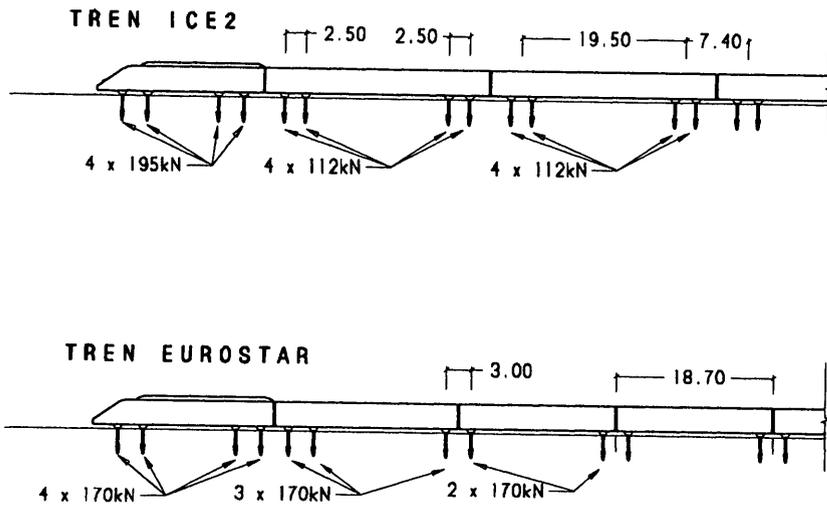


Figura 3.1.

tiva en la respuesta, pero el ejemplo sirve para demostrar la importancia que cobran los efectos dinámicos en los puentes que soportan tráfico de trenes de alta velocidad.

Como es bien sabido, la consideración de los efectos dinámicos en los puentes de ferrocarril se realiza mediante el llamado coeficiente de impacto. Este coeficiente se aplica a las cargas de proyecto (el tren de cargas de la norma española actual o el tren UIC-71, vigente en la mayor parte de los países europeos y de previsible aplicación en España cuando entre en vigor la nueva norma de acciones en puentes de ferrocarril) para obtener una envolvente de esfuerzos y desplazamientos que tiene en cuenta una serie de efectos de origen diverso: amplificación dinámica por oscilación del puente, imperfecciones de las ruedas (planos de rueda, excentricidad del centro de masas), irregularidades verticales de la vía, impactos producidos como consecuencia de la separación ocasional entre las ruedas y la vía e interacción dinámica entre vehículos y estructura. Este coeficiente de impacto está definido, por ejemplo, en el Eurocódigo 1 y es función de una longitud característica del elemento considerado. Sin embargo, el campo de aplicación de este coeficiente está limitado tanto respecto a la velocidad del tren (menos de 220 km/h) como respecto a la frecuencia fundamental del puente que debe estar comprendida entre dos límites que dependen de la luz del puente; para una luz de 40 m, estos límites son 3,5 y 6 Hz.

Cabe, por tanto, preguntarse por la forma en que se tratan los problemas dinámicos en los puentes destinados al tráfico ferroviario de alta velocidad. En primer lugar hay que destacar la diferencia de pesos entre el tren de cargas que se utiliza habitualmente para el cálculo de los puentes (80 kN/m para el tren UIC71, 100 kN/m para la vigente Instrucción) y el peso real de los trenes de alta velocidad (del orden de 20 kN/m).

Esta gran diferencia hace que, dado que en cualquier caso hay que comprobar la seguridad de los puentes frente al tren de cargas convencional, existe un margen de seguridad muy importante para acomodar los efectos dinámicos al menos en términos de esfuerzos y desplazamientos aunque no tanto en términos de aceleraciones.

Por lo tanto, la metodología a seguir en el proyecto y análisis de las estructuras se basa en realizar las comprobaciones habituales para trenes de velocidad limitada y llevar a cabo además un análisis dinámico de la respuesta del puente al paso del tren de alta velocidad. Esta metodología está contemplada en el Eurocódigo y será probablemente propuesta en la futura Instrucción de acciones en puentes de ferrocarril (IAPF). El análisis dinámico más habitual consiste en pasar por el puente el tren de cargas escogido a distintas velocidades cubriendo el rango posible

que se suele definir entre una velocidad mínima (por ejemplo 20 km/h, que es una velocidad para la cual la respuesta del puente se puede considerar cuasiestática) y una velocidad máxima (que se puede tomar como un 20% superior a la velocidad de proyecto de la línea). Los trenes de carga que se pueden considerar corresponden a los distintos tipos de trenes y con longitudes de hasta 400 m como se aprecia en la Fig. 3.1, en la que sólo se han representado dos trenes europeos actuales.

Comparando los desplazamientos dinámicos máximos así obtenidos (habitualmente el desplazamiento vertical en centro de vano o el giro en el extremo de un vano apoyado) con los correspondientes desplazamientos estáticos, se obtiene un coeficiente de impacto denominado ϕ' en la nomenclatura del Eurocódigo. A este coeficiente de impacto se le suma otro, ϕ'' , que representa el efecto de las irregularidades del carril y que es función de la luz y de la frecuencia fundamental; este segundo coeficiente sólo tiene importancia en luces pequeñas (menores de 40 metros) como se aprecia en la Fig. 3.2. en donde se han representado las isolíneas sobre el huso de frecuencias para el cual es aplicable el coeficiente de impacto correspondiente a trenes de velocidad limitada. Por lo tanto, en puentes de luces superiores a 40 metros, muy habituales en líneas de alta velocidad, los efectos dinámicos proceden únicamente del movimiento uniforme de las cargas.

El estudio dinámico así planteado sirve para comprobar esfuerzos y desplazamientos ya sea directamente del cálculo dinámico o a través del coeficiente de impacto cuyo valor se determina de acuerdo con la metodología explicada en los párrafos anteriores. Sin embargo hay otra comprobación que se debe realizar y que sólo se puede llevar a cabo directamente a partir de los resultados del cálculo dinámico: se trata de la máxima aceleración que debe limitarse a 3,5 m/s² por problemas

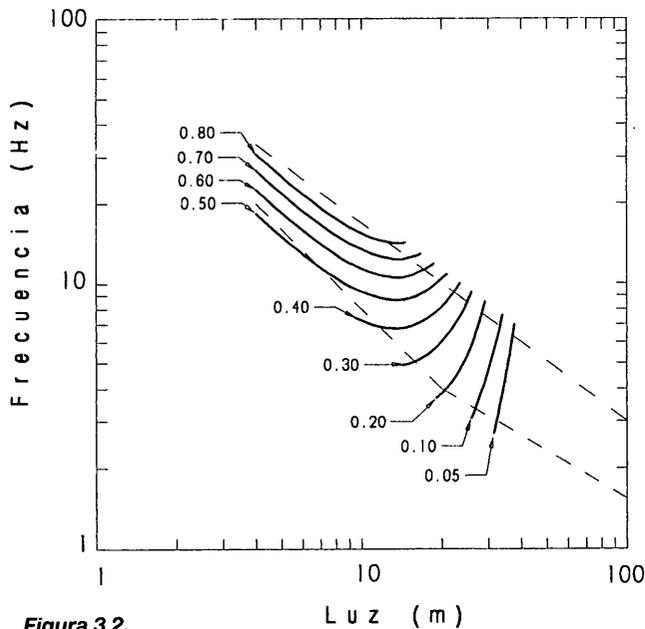


Figura 3.2.

de estabilidad del balasto. Se comprueba que esta limitación no es restrictiva para puentes de luces superiores a 40 m cuya frecuencia fundamental se mantenga dentro del huso definido en la Fig. 3.2 y que respeten los criterios habituales de rigidez mínima. Para luces menores, y especialmente para luces menores de 20 metros, pueden aparecer fenómenos de resonancia que provoquen aceleraciones importantes aun manteniendo los desplazamientos dentro de límites aceptables.

Cabe entonces preguntarse por el origen de estos fenómenos de resonancia y de por qué se pueden producir en puentes de luz pequeña. El tren de cargas sigue una cadencia muy definida como se demuestra en los ejemplos de la Fig. 3.1. Cuando el tren circula a una velocidad v cada punto del puente (o cada nodo del modelo) sufre el efecto de unas cargas verticales a intervalos iguales a d/v siendo d una longitud representativa de la distancia entre las cargas. En realidad las cargas no son equidistantes por lo que la cadencia de aplicación de cargas en cada punto no es totalmente regular. En luces superiores a, por ejemplo, $2d$ no hay nunca una única carga aplicada sobre el vano por lo que el efecto de esta cadencia es reducido. Sin embargo, en puentes cortos (con luces inferiores a d) se puede dar el caso de que la cadencia de aplicación de las cargas se produzca con la misma frecuencia que las vibraciones libres del puente y esté en fase con éstas: en este caso aparecería un fenómeno de resonancia. La respuesta del puente se amplifica por encima de los límites admisibles y sólo se cuenta con el amortiguamiento estructural, siempre muy pequeño, para moderar esta respuesta.

3.2. EFECTOS DINÁMICOS EN PUENTES DE VANOS LARGOS

Como ejemplo de respuesta de un puente con vanos largos ante el paso de un tren de alta velocidad se presentan aquí algunos resultados del estudio que hemos llevado a cabo en el Puente sobre el río Huerva para la línea Madrid-Barcelona. Se trata de un puente continuo de hormigón de 1.122 m de longitud con 14 vanos de 66 m y 4 vanos de 49,5 m.

El estudio dinámico se hizo en este caso con el tren-tipo de alta velocidad que define el Eurocódigo, con una longitud total de 385 m y un peso medio de 24,4 kN/m. Se calcularon esfuerzos, desplazamientos y aceleraciones para cuatro velocidades de paso: 100, 150, 300 y 350 km/h. Estas velocidades se escogieron tratando de buscar posibles efectos de resonancia en función de la distancia entre las cargas y de los períodos de vibración de la estructura.

Los resultados en términos de desplazamientos se reflejan en la tabla 3.1 en la que se representan los valores del coeficiente de impacto para las distintas velocidades y se comparan estos valores con los obtenidos mediante la fórmula aproximada que da el Eurocódigo. El coeficiente reflejado es $1+\phi'$. El efecto del sumando ϕ'' debido a las irregularidades de la vía, no se incluye ya que para estas luces su influencia es absolutamente irrelevante como se ha justificado anteriormente.

Los resultados de la tabla 3.1 demuestran por un lado que la fórmula que propone el Eurocódigo para la evaluación de ϕ' es conservadora; los resultados obtenidos mediante el cálculo dinámico son más favorables, y también más ajustados a la realidad. Por otro lado el valor del coeficiente de impacto obtenido indica que el cálculo estático realizado sobre el tren de cargas convencional es el que realmente gobierna el proyecto del puente: un coeficiente que incrementa sólo en un 9% los desplazamientos y esfuerzos obtenidos para una carga cuatro veces menor que la convencional no supone ningún cambio en el proyecto establecido sobre las bases de las cargas estáticas.

Estos resultados se han representado en forma gráfica bajo la forma de la variación temporal del desplazamiento vertical en el centro del octavo vano (Fig. 3.3).

Este desplazamiento se representa en dos formas: el resultante del cálculo dinámico y el resultante de un cálculo cuasi-estático (en el que por lo tanto se desprecian efectos de inercia y

Tabla 3.1 Coeficientes de impacto ϕ' para el desplazamiento en centro de vano

Velocidad (km/h)	$1+\phi'$ cálculo dinámico	$1+\phi'$ fórmula aproximada
350	1,09	1,19
300	1,05	1,16
150	1,01	1,07
100	0,99	1,05

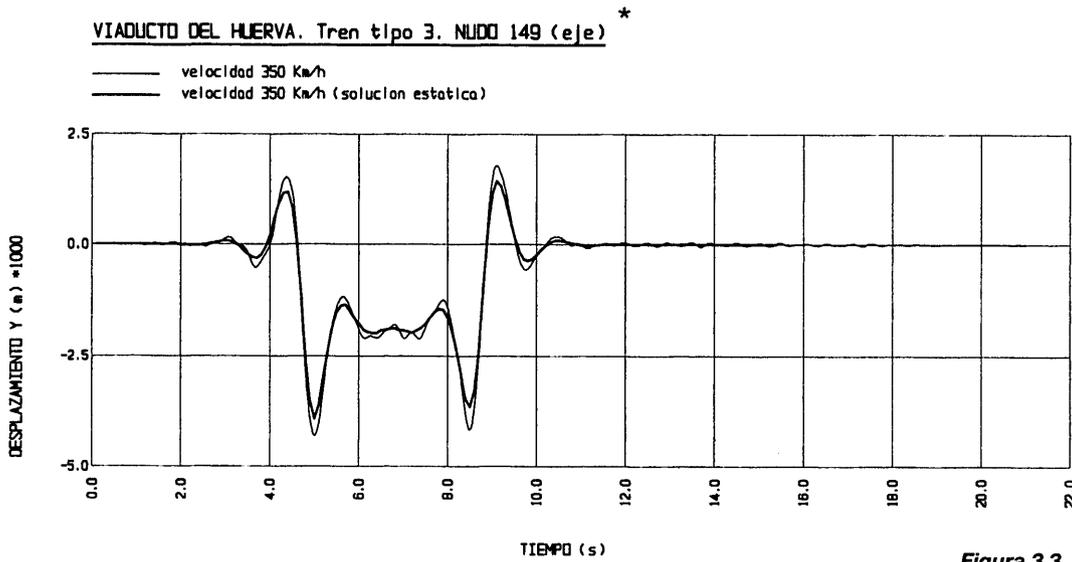


Figura 3.3.

* Este estudio ha sido realizado, en colaboración con GINPROSA, para el puente sobre el río Huerva del GIF, siendo dirigido por los Ingenieros Diego Gómez y Cesar López.

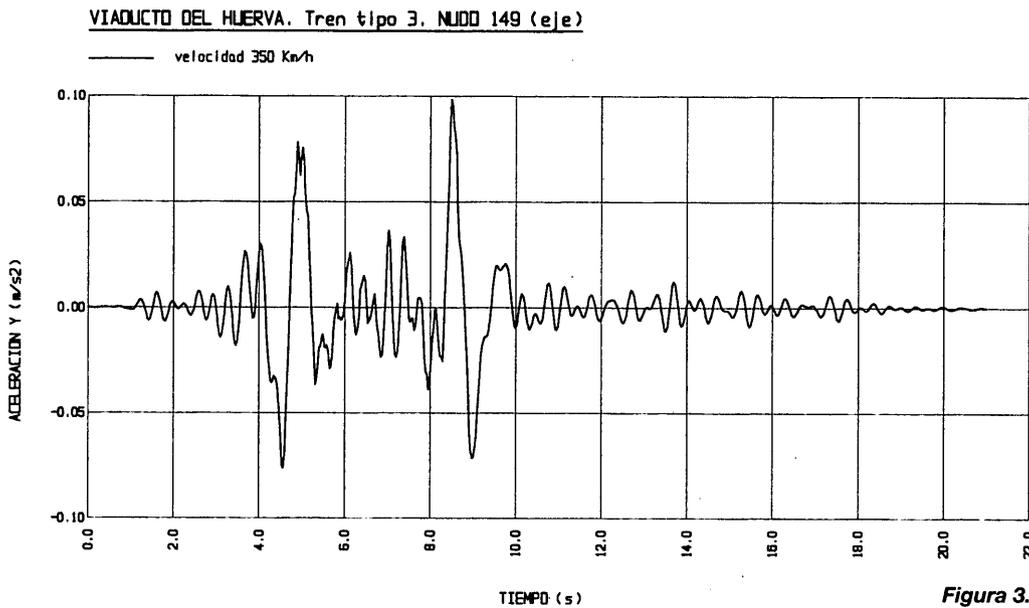


Figura 3.4.

de amortiguamiento). Las diferencias entre los dos diagramas son pequeñas y en cualquier caso quedan cubiertas por el coeficiente de impacto de valor 1,09 reflejado en la tabla 3.1.

Los resultados en términos de aceleraciones son interesantes ya que reflejan valores muy inferiores al límite admisible (3,5 m/s²) y ello es debido a que los vanos son largos y consecuentemente los periodos de vibración también lo son (Tabla 3.2). La variación temporal de la aceleración refleja de forma más marcada la posición de los máximos de esfuerzos y desplazamientos (figura 3.4). Los máximos que se aprecian tanto al principio como al final del diagrama (para los desplazamientos y para las aceleraciones) corresponden al paso de las locomotoras situadas en cabeza y en cola del tren.

La conclusión de este estudio es que los efectos dinámicos en los puentes de esta misma tipología son de escasa importancia y que en todo caso las fórmulas del Eurocódigo dan una aproximación suficientemente buena del problema.

Tabla 3.2 Aceleraciones verticales máximas en centro de octavo vano

Velocidad (km/h)	Aceleración vertical máxima (m/s ²)
350	0,098
300	0,066
150	0,018
100	0,007

3.3. ESTUDIO DEL PROBLEMA DE LA RESONANCIA EN PUENTES CORTOS

El estudio que se presenta se ha llevado a cabo en el marco de la comisión encargada de la redacción de la nueva Instrucción de acciones en puentes de ferrocarril (IAPF) y viene motivado por la experiencia existente respecto a la aparición de problemas de resonancia en puentes de vanos cortos al paso de trenes de alta velocidad. Existen además estudios llevados a cabo por el ERRI que inciden sobre este problema.

SOLUCIONES TIPO PARA VANO BI-APOYADO DE 10M DE LUZ

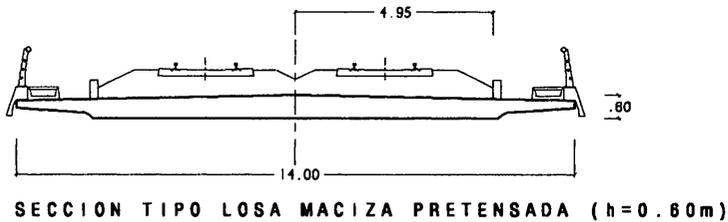
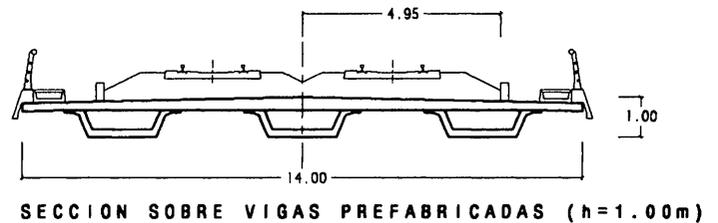
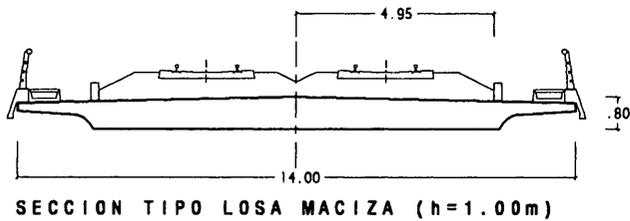
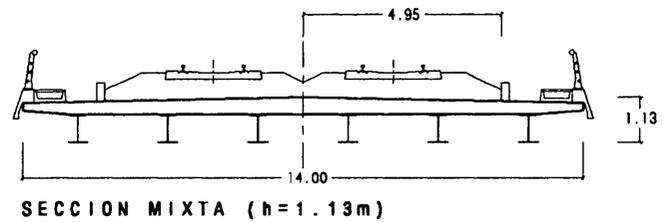
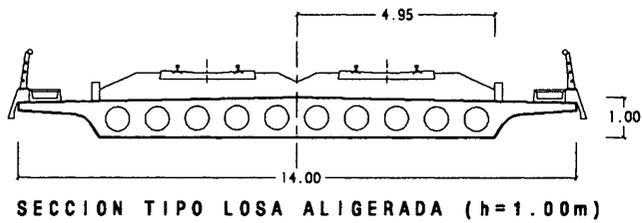


Figura 3.5.

En este estudio se ha tomado una luz de referencia (10 metros) aunque también se han hecho algunos análisis para luces diferentes (7 y 15 metros). Sólo se ha considerado un tipo de tren, el ICE2. En este estudio se ha preferido variar la tipología del tablero para tratar de proponer alguna regla de proyecto que sea lo suficientemente sencilla como para evitar los cálculos dinámicos y que al mismo tiempo permita proyectar puentes en la seguridad de que no se sobrepasarán los niveles de aceleración admisibles.

Los tipos de tableros considerados, Fig. 3.5, son los siguientes (en referencia a la luz de 10 metros):

- ▼ Losa maciza armada (h=0,80m)
- ▼ Losa maciza pretensada (h=0,60m)
- ▼ Losa aligerada armada (h=1,00m)
- ▼ Losa sobre vigas prefabricadas (h=1,00m)
- ▼ Puente mixto (h=1,13m)
- ▼ Puente-tipo del ERRI

El canto de las distintas soluciones se ha fijado de forma que se cumplan tanto los criterios de deformación como los de rotura que fija el Eurocódigo. De todas formas el análisis en su con-

junto ha sido muy sencillo por lo que los cantos propuestos para cada solución deben considerarse sólo como indicativos.

Las masas de estas soluciones varían entre 10 T/m para la solución ERRI y 18 T/m para la losa maciza y las inercias entre 0,076 m⁴ para la solución ERRI y 0,36 m⁴ para la losa aligerada. En consecuencia las frecuencias fundamentales varían entre 6,88 Hz para el puente mixto y 13,71 Hz para la losa aligerada (datos correspondientes a la luz de 10 metros).

Sobre estos puentes se ha hecho pasar el tren ICE2 completo a velocidades comprendidas entre 10 y 120 m/s (36 y 432 km/h respectivamente) en intervalos de 5 m/s. En los puntos en los que se ha detectado resonancia, se han hecho algunos cálculos adicionales para velocidades intermedias. El análisis se ha realizado paso a paso en el tiempo sobre el primer modo de vibración. El modelo consiste en una viga cuyas características son las de una sección de 5 m de anchura, aproximadamente equivalente a la parte de la sección que soporta a una vía; por lo tanto no se ha tenido en cuenta ni el efecto de reparto en la sección transversal ni los posibles efectos de torsión.

Los resultados obtenidos en términos de aceleraciones se han reflejado de forma conjunta en la figura 3.6 en función de la velocidad del tren. En todos los diagramas se aprecia al me-

PUENTE BIAPOYADO - TREN ICE2 - AMORT.=0.01

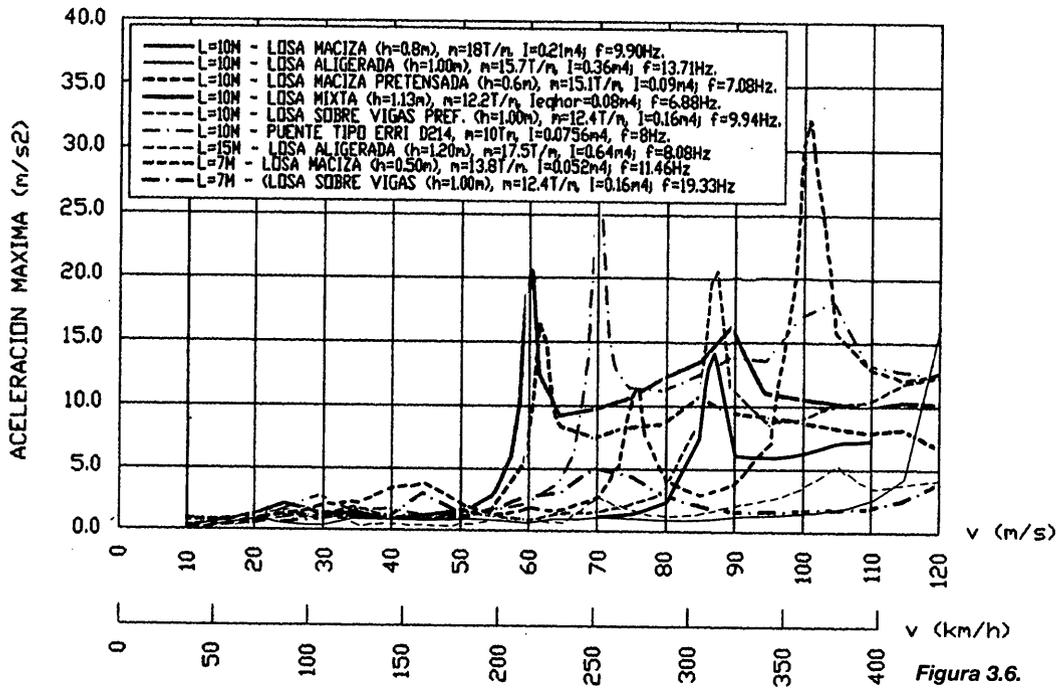


Figura 3.6.

nos un pico muy acusado que corresponde precisamente a un fenómeno de resonancia. Los valores de aceleraciones son extremadamente elevados (hasta 30 m/s²) y por lo tanto muy superiores al límite admisible. Además estos resultados demuestran que es necesario realizar un barrido fino del rango de velocidades para poder detectar los máximos de resonancia.

La forma de homogeneizar estos diagramas consiste en representar la aceleración en función de la relación (v/fl) donde f es la frecuencia fundamental del puente y l es su luz (figura 3.7). De todas maneras esta representación es cuestionable ya que la respuesta del puente depende fundamentalmente de la cadencia de las fuerzas, la cual a su vez depende del tren de cargas, y aquí sólo se ha contemplado un único tren de cargas.

De todas maneras estos resultados sí demuestran que la metodología a seguir consiste en detectar la posición de los picos de resonancia para alejarse suficientemente de ellos actuando sobre la frecuencia fundamental del puente que depende de su masa y de su rigidez.

Por otra parte no parece razonable dedicar grandes esfuerzos de cálculo a puentes de lu-

PUENTE BIAPOYADO - TREN ICE2 - AMORT.=0.01

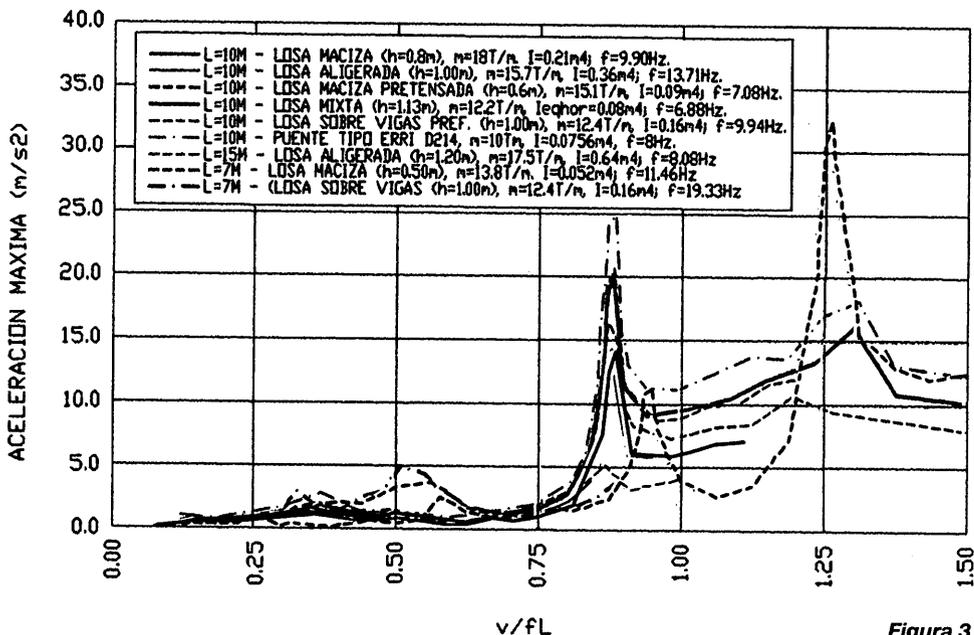


Figura 3.7.

ces tan cortas; por ello, la tendencia a seguir consiste en que las normas propongan reglas sencillas basadas en los criterios explicados anteriormente.

3.4 OTROS EFECTOS DINÁMICOS

Todos los métodos de análisis descritos anteriormente se basan en considerar las cargas como vectores móviles pero sin masa asociada. Ello es debido a que en general la masa del tren de alta velocidad (alrededor de 2 T/m) suele ser pequeña en comparación con la masa del puente. Para los vanos más cortos, como los contemplados en el apartado anterior, esta proporción sigue siendo pequeña aunque ya no despreciable. En estos casos se han llevado a cabo análisis que contemplan no sólo la masa del tren sino también su sistema de amortiguación (primaria y secundaria). Estos análisis tienen un doble objeto. En primer lugar permiten conocer mejor el problema y esta mayor precisión redundará en una relajación de los requisitos que se imponen sobre el puente. En segundo lugar, los análisis de interacción entre puente y tren permiten evaluar el nivel de aceleraciones que sufren los pasajeros y compararlo con los niveles admisibles, que el Eurocódigo fija en 1 m/s^2 . Este tipo de análisis todavía no está generalizado pero a buen seguro se hará necesario en el futuro como la evolución positiva que indudablemente seguirá la técnica del proyecto de este tipo de puentes.

4. MORFOLOGÍA

Todas las tipologías utilizadas en puentes de carretera son igualmente utilizadas en puentes de ferrocarril. Desde puentes atirantados a puentes arco, desde tableros rectos en sección cajón a aquellos otros que utilizan vigas prefabricadas en doble "T" ó artesa. Y lo mismo puede decirse del material, tableros de hormigón, tableros metálicos y tableros mixtos.

Sin embargo el puente de ferrocarril suele ser más "pesado", menos esbelto que el de carretera, dado que la carga muerta y la sobrecarga es mucho mayor, del orden de 3 veces y las exigencias sobre su deformación también mayores, como ya hemos visto. Los dinteles rectos suelen tener una relación canto/luz, $c/L = 1/14$, mientras que en los de carretera este valor puede producirse a partir de $c/L = 1/20$. Pero no sólo la cuantía de la sobrecarga afecta a la esbeltez de los puentes rectos, sino que cuando se acude a morfologías que trabajan por forma, como le ocurre a los puentes arco, la sobrecarga descentrada separa el antifunicular de cargas del eje del arco. Incluso, en los puentes atirantados, sistemas estáticamente compensados para la carga permanente, se ven demasiado forzados por sobrecargas muy importantes, lo que les va a obligar a aumentar su viga de rigidez.

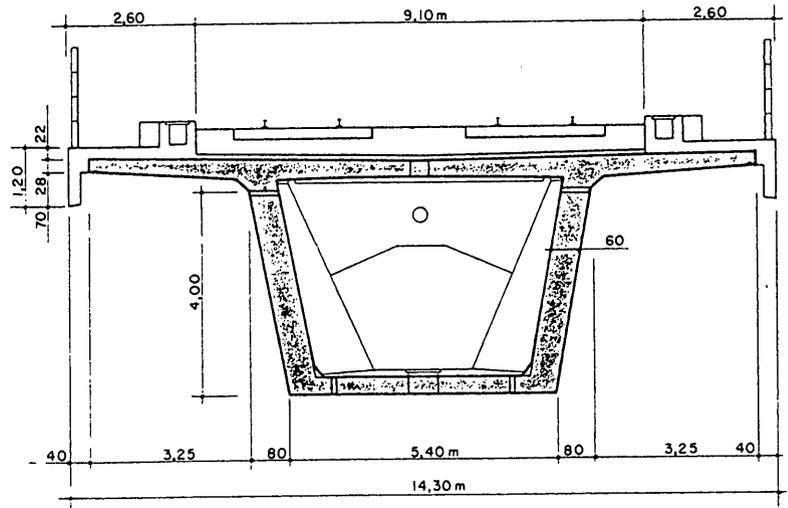


Figura 4.1.

4.1. PUENTES RECTOS

El puente de ferrocarril por antonomasia es el puente recto en sección cajón. Esta tipología tiene un excelente aprovechamiento del material en lo que se refiere a optimizar su rigidez y su resistencia a flexión y a torsión, características éstas fundamentales para el clásico puente en cajón monocelular para doble vía.

En los puentes de ferrocarril de alta velocidad de las líneas alemanas, se ha normalizado un tipo de sección para vigas cajón bi-apoyadas que van desde 44 m a 58 m de luz, con cantos que varían entre 4,00 m y 5,3 m, almas de 0,6 m a 0,7 m, losa inferior de 0,30 m y anchura de dintel 14,3 m. Fig. 4.1.

La idea de la sustitución parcial del tablero y la falta de eficacia del pretensado en puentes continuos de ferrocarril, ha hecho que este tipo de vigas bi-apoyadas y de sección cajón se haya establecido como modelo. Pero los problemas que ya hemos visto, de reparto de las cargas de frenado entre el carril y el dintel en puentes de pilas altas, ha conducido a utilizar vigas continuas en tramos menores de 400 m (otra vez para poder sustituirlos) y tener juntas de dilatación en el carril de tamaño pequeño. La continuidad permite aumentar la esbeltez de los dinteles, manteniendo el dimensionamiento de la sección transversal, salvo en lo que se refiere a las secciones sobre apoyos, en las que el espesor de la losa inferior aumenta a 60 cm y 70 cm para estas mismas luces.

Los puentes rectos que utilizan los ferrocarriles franceses son muy parecidos a los puentes alemanes. Pero como la administración francesa no considera la posibilidad de sustituir tableros, ha optado por realizar dinteles continuos con almas variables y losa inferior también variable. Las esbelteces son algo mayores, más próximos a $c/L \sim 1/14$ que a los valores de $c/L = 1/12$ de los puentes alemanes. Las anchuras totales de

Tabla 4.1 - Puentes rectos de Ferrocarril de Alta Velocidad – Características geométricas del dintel

	L	C	B	b_i	e_a	e_L	c/L	
V. Verberie (TGV/N)	48	3.5	12.3	5.5	0.5		1/13.7	HP Continuo
V. La Grenette (TGV/M)	53	4.5	13.5	5.5	0.5	0.3	1/11.7	HP Continuo
					0.45			
V. Ventabren (TGV/M)	100	6.5 a 4.5	12.96	5.5			1/15.5	HP Continuo
							1/22	
V. Ventabren (TGV/M)	45	3.75	12.96	5.5			1/12	HP Continuo
V. sobre el Loira	48	3.32	12.25	5.7		0.3 a 0.6	1/14.5	HP Continuo
V. de Mornas	60	4.23		6.3		0.43	1/13.5	Mixto Continuo
V. de Enz	58	4.75	14.3	5.4	0.6		1/12.2	HP Continuo
P. sobre el Main (Veits.)	53.5	4.5	14.3	5.4	0.6	0.43	1/11.8	HP Continuo
P. Hannover	58	5	14.9	5.4	0.6	0.35	1/11.6	HP Simplemente apoyado
V. Rombach	58	5.3	14.3	5	0.6	0.35	1/10.9	HP Simplemente apoyado
V. Rombach	44	4	14.3	5	0.6	0.35	1/11	HP Simplemente apoyado
V.1 Subtramo VIII	45	2.6	14	5	0.45	0.3	1/17.3	HP Continuo
V.5 Subtramo VIII	60	3.5	14	5	0.5	0.7 a 0.3	1/17.3	HP Continuo
V. Huerva	66	4	14	5	0.5	0.8 a 0.3	1/16.25	HP Continuo

L = luz (m). c = canto (m). b = ancho total. b_i = ancho de la viga cajón en la parte inferior. e_a = espesor del alma
 e_L = espesor de la losa inferior (superior en puentes mixtos) HP = Hormigón pretensado

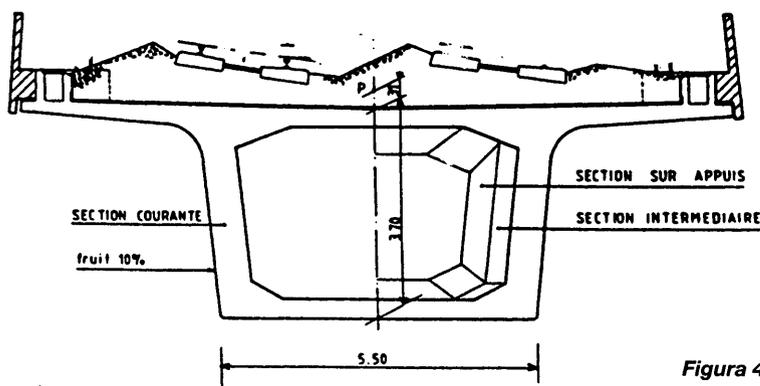
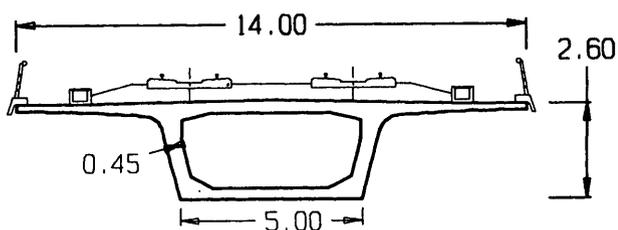


Figura 4.2.

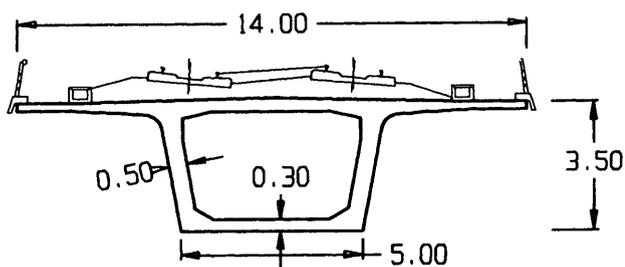
los tableros también son algo menores, del orden de 12,5 m. La anchura inferior del cajón tiene normalmente 5,5 m y las almas se desarrollan con un 10% de pendiente. Fig. 4.2.

En el tren de alta velocidad de España, la sección transversal de este tipo de puentes rectos, es, como no podía ser de otra manera, muy parecida a las anteriores. Aunque no están normalizadas sus dimensiones, las exigencias resistentes y de deformación obligan a soluciones similares, Fig. 4.3.

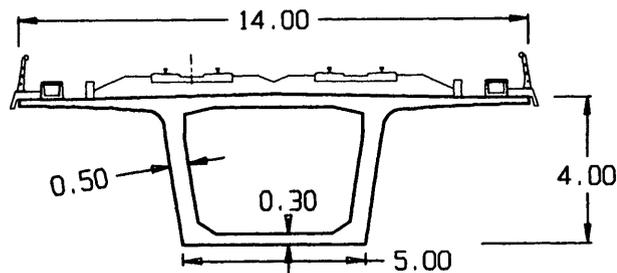
En la Tabla 4.1. presentamos las características geométricas de una serie de puentes recién-



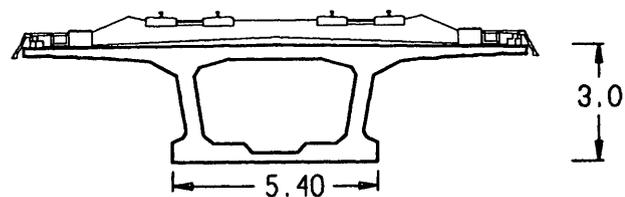
L = 45.0 m C/L = 1/18



L = 60.0 m C/L = 1/17



L = 65.0 m C/L = 1/16.25



L = 45.0 m C/L = 1/15

Figura 4.3.

* Estas soluciones de sección transversal corresponden a puentes diseñados, con GINPROSA, para el GIF bajo la dirección de los Ingenieros Diego Gómez y Alberto Reguero.

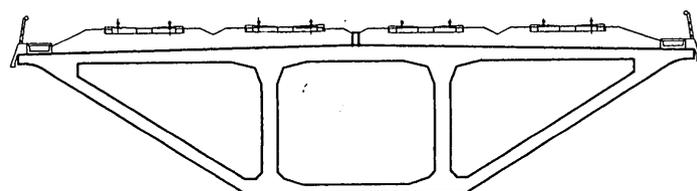


Figura 4.4.

L = 65.0 m C/L = 1/14.5

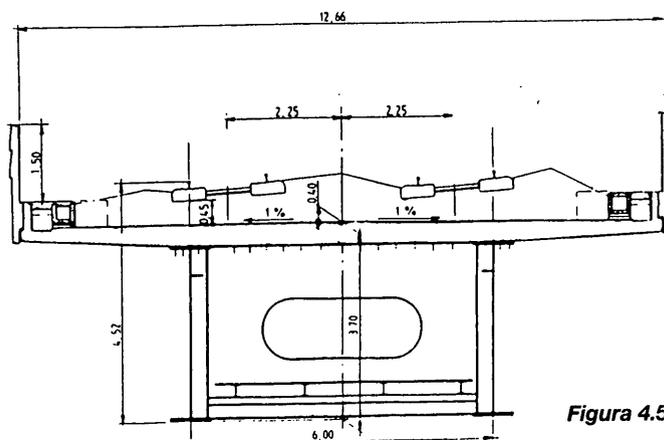


Figura 4.5.

tes en sección cajón. Se trata de puentes muy largos, entre 700 y 1.800 m de longitud y que se desarrollan a una altura considerable del suelo, de 20 m a 60 m, lo que conduce a la utilización de luces que oscilan entre 40 m y 60 m.

De todos los puentes representados, uno solo, el Viaducto de Ventabren, para el TGV Mediterraneo, alcanza los 100 m de luz en una serie larga de vanos que se construyen por avance en voladizo sucesivo con dovelas prefabricadas de hormigón.

En la mayoría de los otros puentes, la construcción se realiza por empujes sucesivos, desde uno o dos parques de fabricación. Este tipo de construcción es la más frecuente pues se trata, normalmente, de puentes largos, con curvaturas prácticamente constantes o nulas y que se desarrollan a una altura considerable del suelo. Todo esto unido a que el puente de ferrocarril tiene una gran reserva de capacidad resistente, respecto a la que necesita para resistir su peso propio, dado el gran valor de la carga muerta y la sobrecarga de utilización, hace que este procedimiento de construcción, muy exigente de cara a la necesaria oscilación de momentos flectores que se producen durante el empuje, sea menos gravoso para este tipo de puente que para los de carretera.

Es muy poco frecuente realizar dinteles para más de dos vías de ferrocarril. En algunos casos, puede ser necesario disponer una sección cajón para tres ó cuatro vías. La sección elegida es una sección trapecial, que proyectamos para un puente determinado, de gran rigidez a flexión y a torsión y que destaca anchuras inferiores del cajón controladas, no tan anchas como para que el dimensionamiento de las pilas sea muy exagerado. Fig. 4.4.

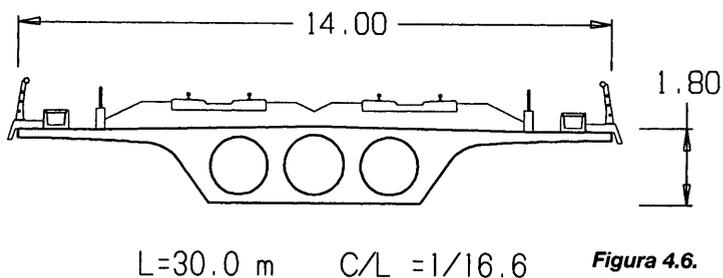


Figura 4.6.

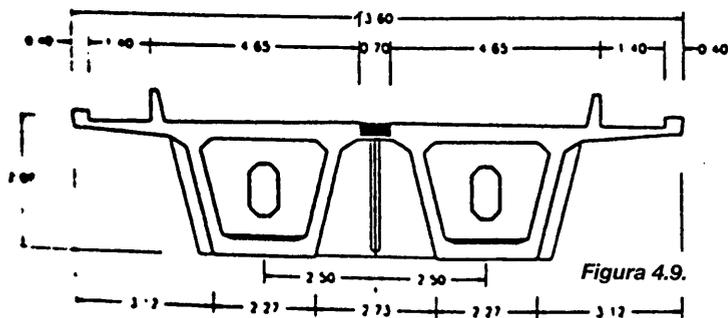


Figura 4.9.

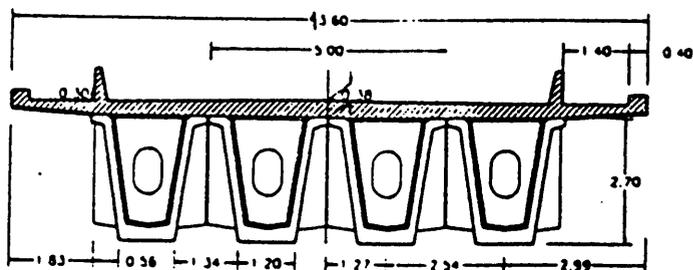


Figura 4.7.

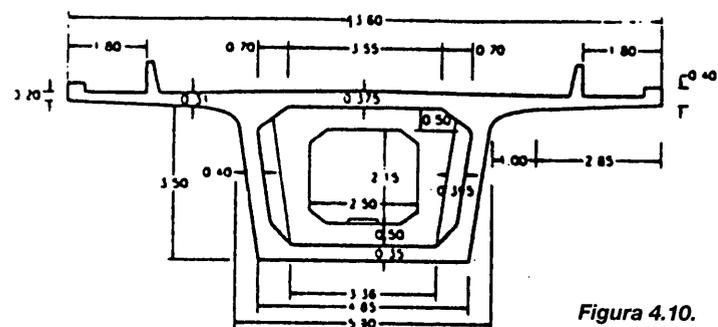


Figura 4.10.

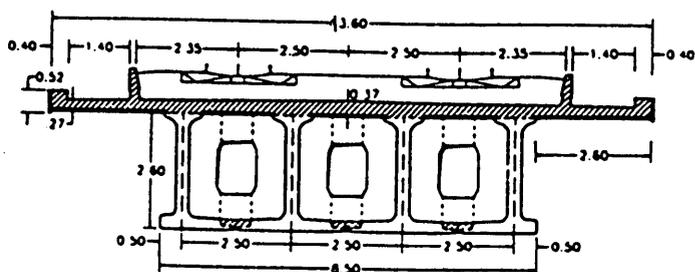
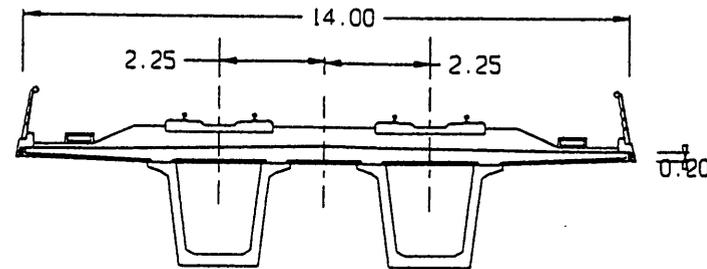


Figura 4.8.



VIGAS PREFABRICADAS L=36.0m

Figura 4.11.

El tablero en sección mixta, con utilización de dos vigas, ha sido utilizado en Francia en una serie de viaductos recientes utilizando losas de hormigón de tamaño considerable, ~ 40 cm. La reducida rigidez a la torsión de este tipo de sección ha hecho que la separación entre las almas sea algo mayor que en las vigas cajón de hormigón pretensado. Se pasa de una separación de alrededor de 5 m a otra de 6 m. El procedimiento de construcción de estos puentes difiere según los casos. En algunas ocasiones se ha utilizado la técnica de empujado, previo montaje del tablero en trozos. En otras, se realiza el montaje con grúa desde el suelo. Las luces utilizadas son similares a las utilizadas en hormigón pretensado y oscilan entre 40 y 60 m. Fig. 4.5.

En el caso de que la altura a que se desarrolla el puente sobre el suelo no sea grande, < 20 m y además éste sea accesible, sin la existencia de grandes ríos u otros obstáculos importantes, las luces que hasta ahora contemplábamos entre 40

y 60 m, pueden reducirse. Con luces de 20 m y 30 m, la losa de hormigón pretensado aligerado con tubos cilíndricos, Fig. 4.6, resulta una excelente solución, fácil de construir y que mantiene las excelentes características de la viga cajón en cuanto se refiere a su rigidez a flexión y a torsión.

En el Tren de Alta Velocidad de Roma a Nápoles se han utilizado una serie de secciones prefabricadas para vanos biapoyados formados por cuatro cajones monocelulares, Fig. 4.7, una viga en cajón tricelular, Fig. 4.8, o dos cajones monocelulares, Fig. 4.9, todas ellas para vanos que oscilan entre 24,00 m y 33,6 m de luz, de los cuales se han realizado en total 274 unidades. Para vanos de 43,2 m, de los cuales se realizan 62 unidades se utiliza un cajón monocelular, Fig. 4.10, y para vanos de 52 a 72 m de luz se utilizan secciones mixtas de hormigón y acero.

En España también se han realizado secciones prefabricadas de vigas artesas de hasta 36 m de luz, Fig. 4.11.

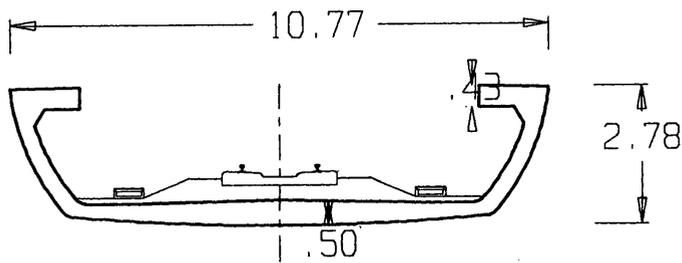


Figura 4.12.

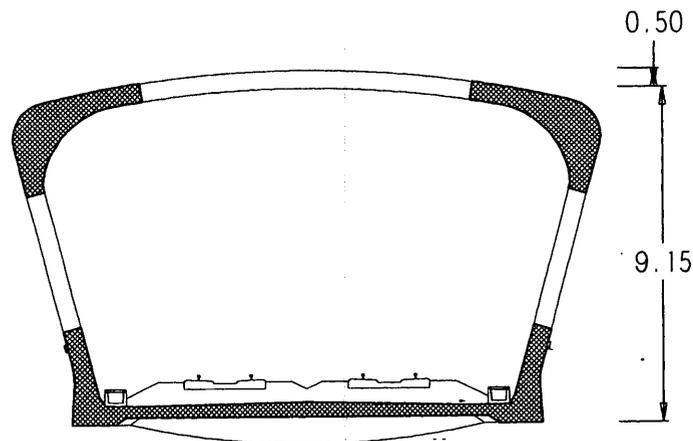
Por otro lado también se han planteado secciones especiales, como la que aparece en la Fig. 4.12, con la cual se pretende aumentar el gálibo inferior de paso ó secciones más especiales todavía, como la representada en la Fig. 4.13, en la cual el tren penetra en la sección. Esta solución se ha utilizado para luces mucho más importantes.

4.2. PUENTES ESPECIALES

Es poco frecuente acudir a morfologías especiales, puentes arco, puentes atirantados, etc, para realizar puentes de ferrocarril, pues la gran sobrecarga que produce el móvil se acomoda mal a la idoneidad de la respuesta de estos sistemas. Sin embargo el obligado cruce del ferrocarril sobre ríos, valles importantes o determinados accidentes naturales o artificiales, ha hecho que aparezcan otros tipologías menos frecuentes pero que tiene una clara y rotunda utilidad.

4.2.1. Pórticos de pilas inclinadas

Bien puede considerarse esta tipología dentro de los puentes rectos, pues el mecanismo de resistencia utilizado es la flexión generalizada. Pero aquí se tiene la ventaja de que la inclinación de las pilas convierte a esta estructura en excelente para resistir las cargas de frenado, hecho, este último, que siem-



L=120.0 m C/L=1/12.5 Figura 4.13.

pre constituyó una de las razones de la existencia de este tipo de estructuras.

4.2.1.1. Puente sobre el valle de Rombach (Alemania)

Dentro del desarrollo longitudinal del puente y en su mitad, se dispone pórtico apuntado de 116 m de luz y 84,65 m de altura. La razón de ser de esta estructura es el frenado. Se cambia el ritmo definitivo de las pilas verticales, situadas cada 58 m, por estos dos puntales curvos, cuya forma responde al antifunicular de las cargas del dintel (dos puntales rectos) corregido por el peso propio de los propios puntales, que configuran la forma curva que lo definen como arco apuntado. Fig. 2.12.

Todos los vanos biapoyados, que constituyen los 986 m del puente están solidarizados horizontalmente por pretensado y su resultante horizontal, tanto de frenado como el producido por la retracción y la fluencia del tablero en las pilas, se equilibra en la parte superior del pórtico, Fig. 4.14.

Esta disposición la hemos utilizado en dos ocasiones, en el puente PF-6.14.5, del tramo de la línea de alta velocidad de Barcelona-Frontera francesa, en el cual el pórtico es una estructura especial formada por soportes cilíndricos, como en las

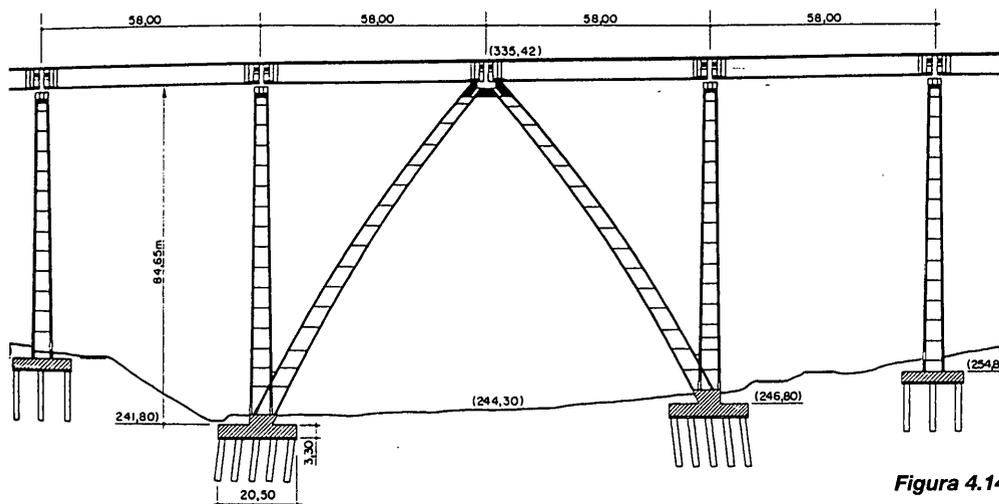


Figura 4.14.

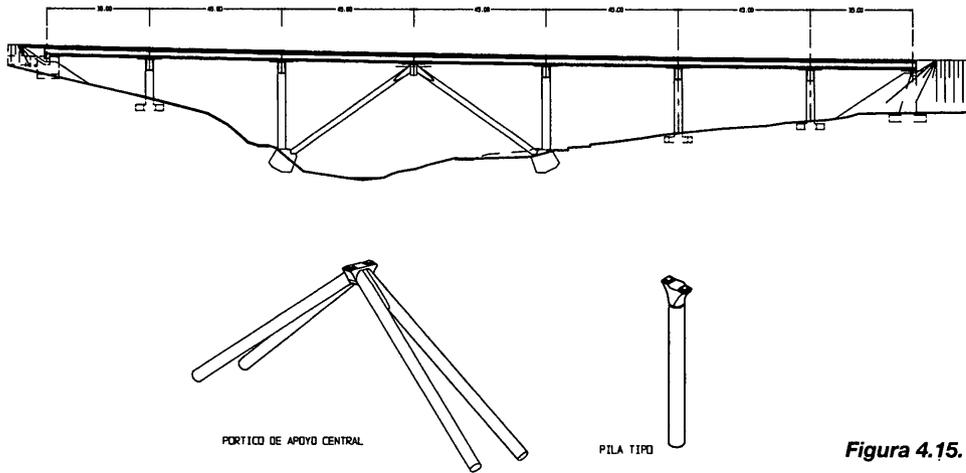


Figura 4.15.

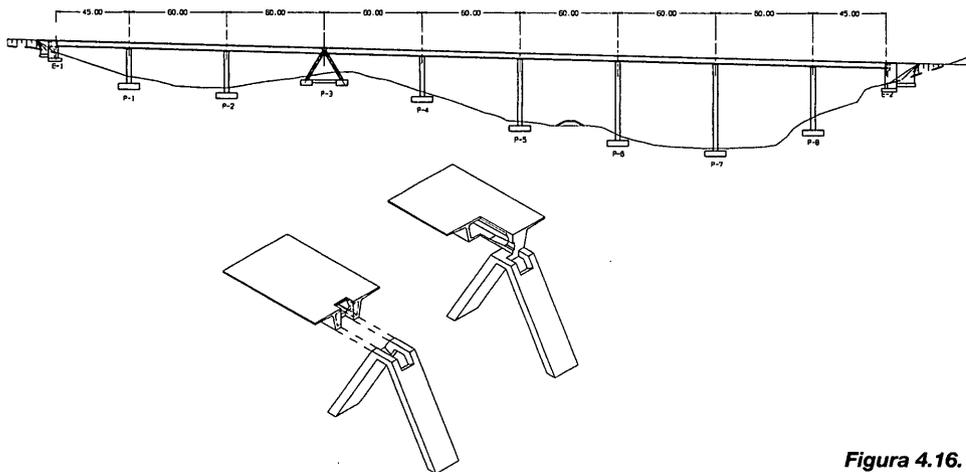


Figura 4.16.

pilas normales y cuya misión principal es aquí, además de salvar los 90 m de luz del cauce del río y su valle correspondiente, el recoger las fuerzas de frenado. El apuntalamiento de Rombach no parte de otra necesidad que el frenado, aunque también crea una referencia visual, una ruptura de la uniformidad de los soportes muy interesante. En este caso es un arco que salta, cuyo funicular coincide con dos puntales inclinados. Ni siquiera se le ha conferido forma curva a los puntales para mantener la constancia de la forma de las pilas. El arco o el pórtico inclinado no es sino la configuración espacial de un soporte más, Fig. 4.15.

Más recientemente en el tramo VIII de la línea Madrid-Zaragoza se ha utilizado el apuntalamiento inclinado, entre el tercero y cuarto vano, con la misma intención que Rombach, crear un apoyo horizontal, situado en un promontorio elevado y que además de resistir el frenado y las fuerzas producidas por las temperaturas, la fluencia y la retracción controla y acota la deformabilidad longitudinal del puente y por tanto el tamaño de las juntas de dilatación del carril, Fig. 4.16.

4.2.1.2. Puente sobre el río Main en Gemünden (Alemania)

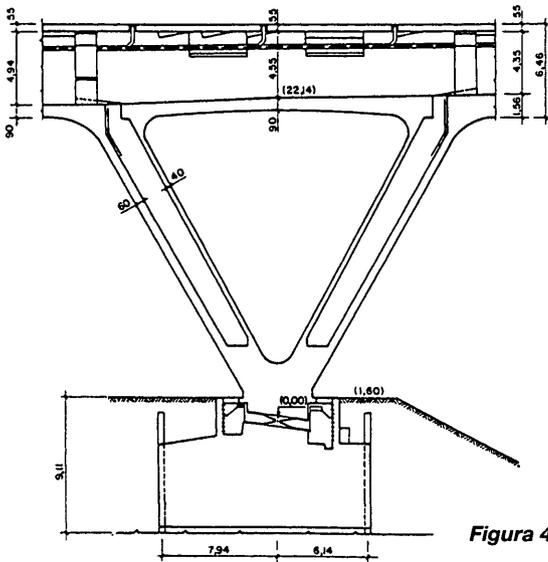


Figura 4.17.

Se trata de un pórtico sobre células triangulares que constituye la parte central de 299 m de longitud, inscrita en los 793,5 m de longitud total del puente. Los 299 m se dividen en dos vanos de compensación de 82 m y un vano central de 135 m de luz. Fig. 2.15.

Son varias las razones que sus autores dan para justificar esta morfología. La primera es el elevado canto que tendría el dintel recto de esta luz, que sería poco recomendable para la visión de esta zona del río. La rigidez que le confiere el pórtico ha permitido realizar un canto máximo de 6,5 m en la pila, que determina una relación c/L de 1/20,7, que aún se reduce más si tenemos en cuenta, que en el centro del vano principal esta relación se reduce a 1/30. La componente inclinada del empuje se recoge en una rótula sustituible, pues este tramo de 299 m de longitud también está pensado para ser ripado transversalmente y sustituido por otro en caso necesario. Fig. 4.17.

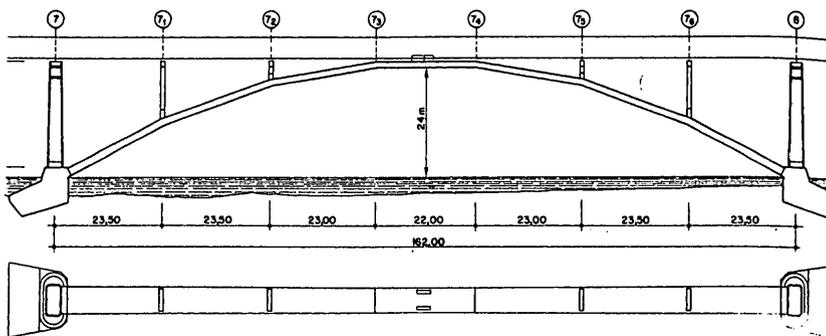


Figura 4.18.

Las manifestaciones de esta relación obligada entre arco y tablero, con gran importancia en este último, toma distintas modalidades que pasamos a revisar en una serie de puentes de este tipo. Pero sin embargo, conviene decir previamente que, de cara al frenado y al sostén de grandes cargas horizontales que solicitan el puente, un arco es una excelente estructura.

4.2.2.1. Puente sobre el río Main en Veitshöchheim (Alemania)

Dentro de un viaducto de 1262 m de longitud y para salvar el río Main se dispone un arco de 162,0 m de luz. El arco elegido es un arco poligonal con un canto pequeño, variable entre 1,5 m y 1,8 m y con una anchura, también variable, entre 5,4 m y 6 m. Fig. 2.16.

Este arco, delgado, soporta un dintel continuo de 4,5 m de canto, valor que es el elegido por el viaducto de acceso, tablero continuo de 53 m de luz. La estructura conjunta arco-tablero, constituye un puente tipo Maillart, en el cual el arco delgado es el antifunicular de la carga uniforme y es el tablero el destinado a resistir las flexiones de la sobrecarga disimétrica, Fig. 4.18. La construcción del arco se realizó por avance en voladizo desde sus estribos y el dintel se construyó por empuje desde uno de sus estribos. La gran carga no funicular que se produce en el arco, cuando el dintel está pasando y sólo carga la mitad de su longitud, se compensó con la disposición de lastre en el semiarco no cargado.

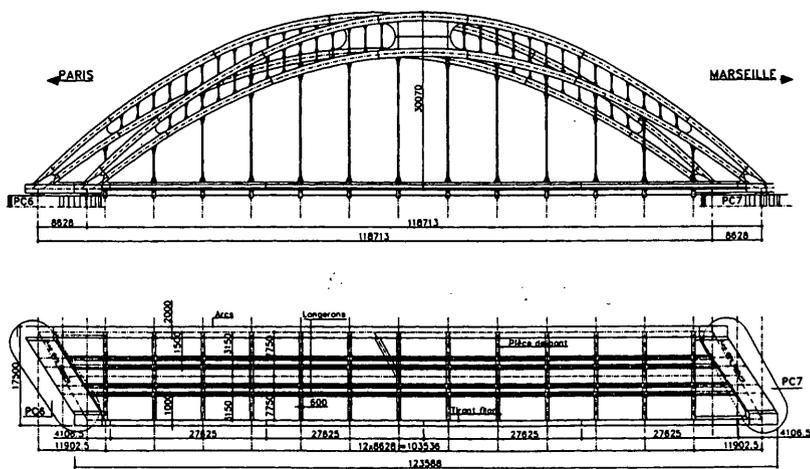


Figura 4.19.

La segunda razón de las células triangulares, empotradas en el dintel es el frenado, cuya transmisión desde el tablero a la cimentación se realiza con toda facilidad y gran eficacia por el pórtico.

4.2.2. Puentes arco

El puente arco es, en sí mismo, la tipología estructural menos adecuada para un puente de ferrocarril, pues la esencia resistente del comportamiento de este tipo de estructuras, es separarse lo menos posible de la antifunicularidad de cargas, lo cual es posible en un puente de carreteras y prácticamente imposible en un puente de ferrocarril.

Por esta razón, cuando se ha usado, se ha hecho siempre confiriendo al arco una suficiente rigidez a flexión ó asociado a un dintel de gran rigidez a flexión, destinado, en este último caso, a controlar las flexiones de un arco delgado que en sí mismo es incapaz de resistir. El dintel viene dimensionado, generalmente por las necesidades de los viaductos de acceso.

El puente de Waelsebach, Fig. 2.13, utiliza cuatro arcos de 127,5 m de luz, que además de servir de soporte al dintel, recogen el frenado del arco.

4.2.2.2.- Viaducto de Mornas

Con una luz de 121,0 m, el cruce del T.G.V. Mediterrané sobre el Ródano, en las proximidades de Mornas utiliza una estructura arco con tablero inferior. Los arcos se disponen a los lados del dintel, con una separación entre ejes de 15,5 m y una flecha en clave de 31 m. Toda la estructura es metálica y el puente es oblicuo en planta.

Cada uno de los arcos se desdobra en dos, unidos entre sí, en clave, por una gran pieza que los rigidiza y vincula a flexión. En el resto de las zonas se unen entre sí por péndolas, prolongación de las 12 que soportan el tablero y otra serie de péndolas secundarias que unen entre sí los arcos por efecto estético.

Los arcos tienen sección trapezoidal. El tablero está constituido por cuatro grandes vigas longitudinales situadas bajo cada uno de los carriles y de 2,00 m de canto cada una. Estas vigas

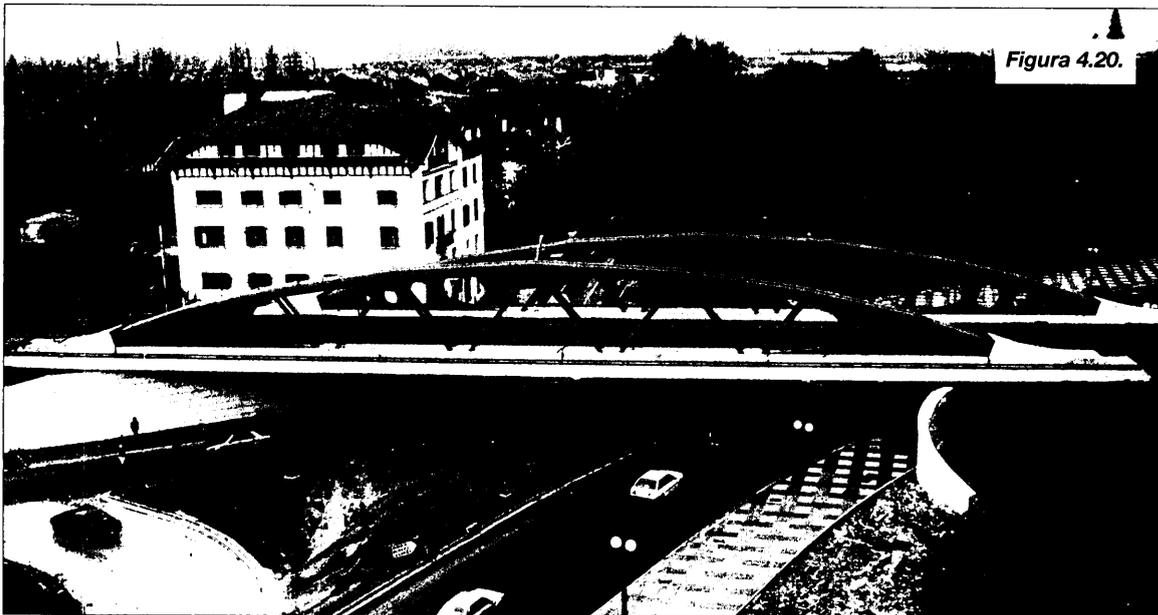


Figura 4.20.

se unen a dos vigas de borde, que constituyen los tirantes de los arcos, por medio de 13 grandes vigas transversales, separados 2,76 m, Fig. 4.19.

4.2.3. Puentes en celosía

La viga en celosía es una estructura claramente ferroviaria. Si no empezó con el ferrocarril, pues las estructuras de madera son su antecedente más lejano, es con el ferrocarril donde

experimenta un desarrollo más dilatado que la viga en alma llena no ha conseguido erradicar. Presentamos tres ejemplos de la utilización moderna de esta tipología en puentes actuales. En los tres la viga en celosía metálica se combina con el hormigón en estructura mixta.

4.2.3.1. Puente en Vitoria

Se trata de un puente en celosía superior de 64 m de luz y oblicuidad de 49°. El tablero inferior, de hormigón pretensado, está constituido por dos vigas longitudinales en sección cajón de 1,6 m de canto y separados entre sí 11,6 m. Entre las vigas longitudinales se disponen una serie de vigas de 0,5 m de canto, separadas entre sí 3,00 m y una losa superior de 0,3 m de espesor, Fig. 4.20.

Las vigas en celosía, de canto arqueado, con flecha máxima de 6,00 m está constituida por un doble arco superior formado por tubos de 711 mm de diámetro y 25 mm de espesor.

La triangulación se realiza por tubos de 244,5 mm de diámetro exterior y paredes de 12,5 mm de espesor. En la unión del arco con el tablero se dispone un par de chapas perforadas.

4.2.3.2. Puente de Nantenbach

Se trata del cruce sobre el río Main en Nantenbach de la línea de alta velocidad entre Hannover-Würzburg. Inscrito en un puente total de hormigón pretensado de 694,5 m de longitud, la celosía metálica corresponde al paso so-

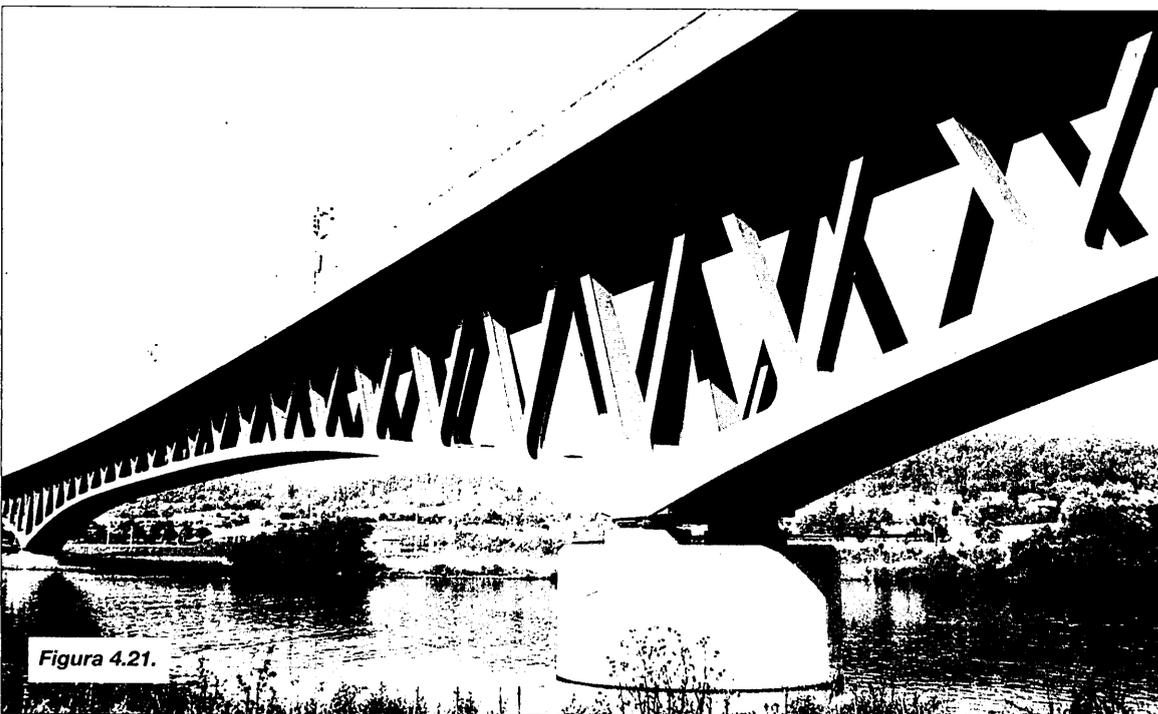


Figura 4.21.

bre el río. Con 374,4 m de longitud total, está formada por tres vanos de 83,2 m + 208,00 m + 82,20 m, Fig. 4.21.

La celosía se dispone bajo el tablero y está formada por dos vigas, separadas entre sí 6,00 m, de canto variable entre 15,66 m en apoyos y 7,66 m en el centro del vano y con una separación entre los nudos de la celosía en su contacto con el dintel de 10,4 m.

Tiene doble acción mixta. En el tablero, con losa de hormigón armado diseñada para una anchura de fisuras máximas de 0,15 mm y en el cordón inferior, junto al soporte y en el vano de compensación, por medio de una losa que une entre sí los cordones inferiores. Esta losa se hormigonaba y conectaba antes de proceder al izado del tramo central metálico de 120 m de luz y 1100 Tn de peso. Fig. 4.21.a.

En la Fig. 4.21.b. representamos los nudos de la celosía del puente mixto de Nasenbach.

4.2.3.3. Puente de Öresund

El puente de Öresund es el ejemplo más reciente de puente mixto, para carretera y ferrocarril, que une Dinamarca y Suecia. Con una longitud de 7,8 km, el puente se divide en dos

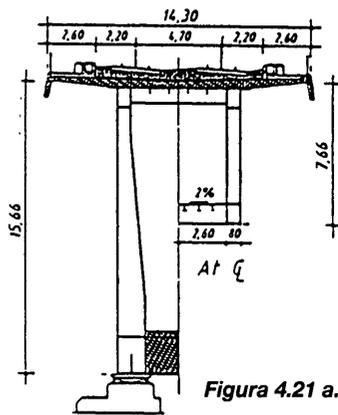


Figura 4.21 a.

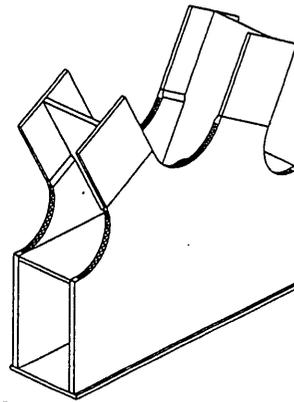


Figura 4.21 b.

partes, un tramo atirantado de 1,1 km de longitud y dos tramos de acceso de 3.739 m (Este) y 3.014 m (Oeste) con vanos de 140 m de luz.

Constituye la manifestación más reciente de la disposición de las dos vías de circulación en un solo puente. La calzada superior de 24,8 m de anchura para la carretera y el cordón inferior de la celosía como soporte del ferrocarril de doble vía, Fig. 4.22.

En los tramos de acceso el dintel está constituido por dos vigas en celosía de 10,2 m de canto y separados entre sí 13,7 m. El tablero superior, de hormigón de 500 kp/cm², tiene una anchura total de 23,5 m y un espesor mínimo en el centro de sólo 0,38 m. Se encuentra pretensado en dirección transversal. En dirección longitudinal se usa únicamente armadura pasiva, incluso en el apoyo sobre pila para dar continuidad estructural a los vanos biapoyados prefabricados. La conexión entre el hormigón del tablero y la celosía metálica se realiza a través de pernos Nelson en la zona de los nudos, 150 pernos a lo largo de 7 m de longitud. Fig. 4.22.a.

El ferrocarril se soporta, en los tramos de acceso, en dos "U" de hormigón que se soporta sobre vigas metálicas de 2,6 m de anchura que puentean los 13,7 m de distancia que existe entre los cordones inferiores de la celosía. En el tramo atirantado, el balasto descansa sobre una losa ortótropa que une entre sí los perfiles transversales de la celosía.

La celosía es una excelente viga de rigidez para el puente atirantado y necesaria para el control de las deformaciones al paso del tren. La dirección de sus diagonales cambia, deja de ser una triangulación Warren, para dirigirse en dirección del atirantamiento. Los tirantes se anclan en puntales inclinados que se dirigen en

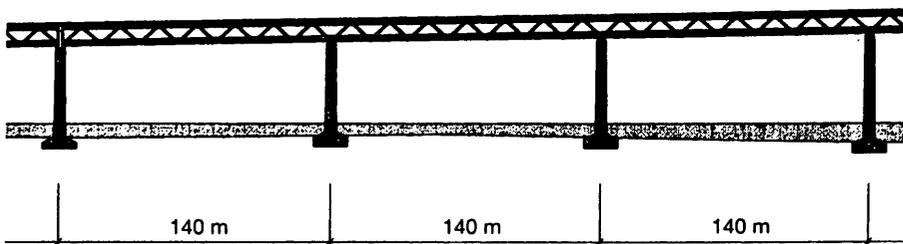


Figura 4.22.

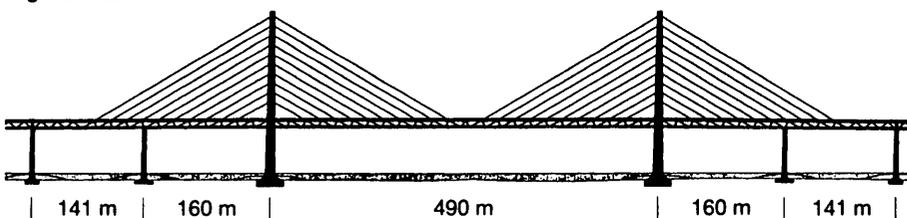


Figura 4.22 a.

PUENTE DE ÖRESUND
- Sección tipo, Viga -

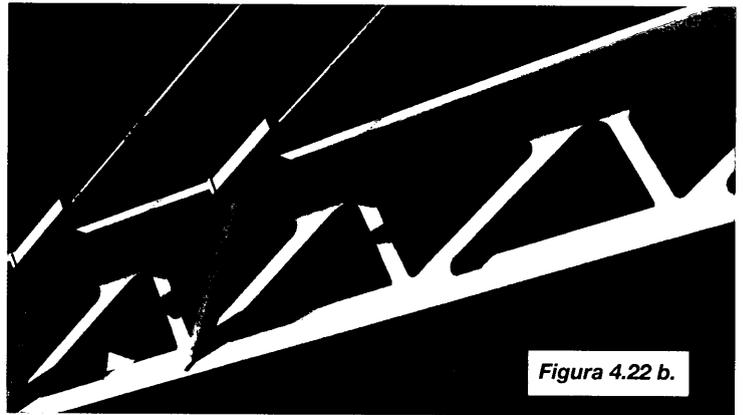
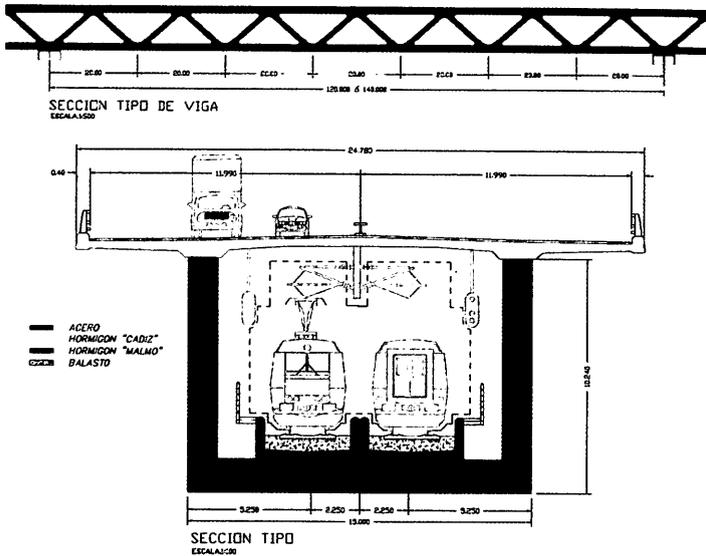


Figura 4.22 b.

dirección del atirantamiento paralelo. La longitud del puente atirantado es de 1.092 m y está constituida por cinco vanos de 141m+160m+490m+160m+141m. La altura de las torres de 138 m es algo mayor de lo que corresponde a los puentes de carretera. De cada torre y a cada lado salen 10 tirantes paralelos. Fig. 4.22.b.

De este mismo tipo, en Japón, se han construido los puentes de Iwakuro y Hitsuishi. Con tres vanos de 185 m + 420 m + 185 m, estos puentes están diseñados para llevar cuatro carriles de carretera en el cordón superior y cuatro vías de ferrocarril en el interior de la viga en celosía, dos normales, y otros dos Shinkansun. El dintel es completamente metálico.

4.2.3.4. Kita y Minami Bisan-Seto

Se trata de dos puentes colgados unidos, con luces de 272 m + 990 m + 274 m y 274 m + 1100 m 274 m, Fig. 4.23, diseñados para carretera y ferrocarril en el planteamiento clásico

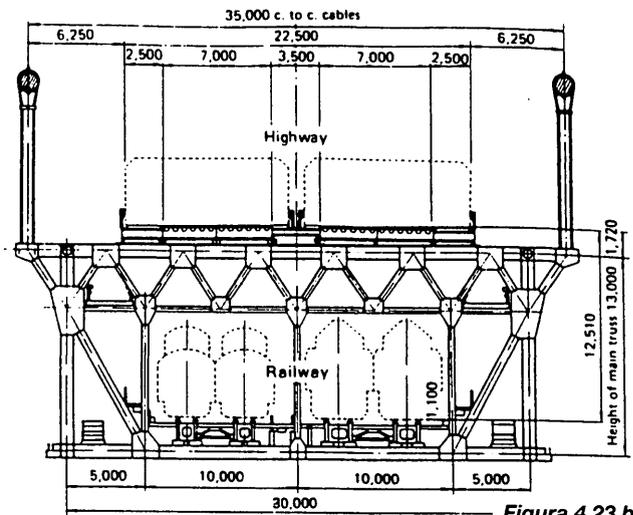


Figura 4.23 b.

de carretera superior y ferrocarril embutido en las vigas en celosía. Fig. 4.23.a.

Para aumentar la rigidez del puente se disponen vanos de compensación cortos, con lo que la flexibilidad longitudinal de las torres se reduce. Se hace igualmente continua la viga de rigidez sobre los apoyos en las pilas principales. Se realiza también una viga de transición entre el puente y los estribos que reduce las variaciones angulares de la vía. Fig. 4.23.b.

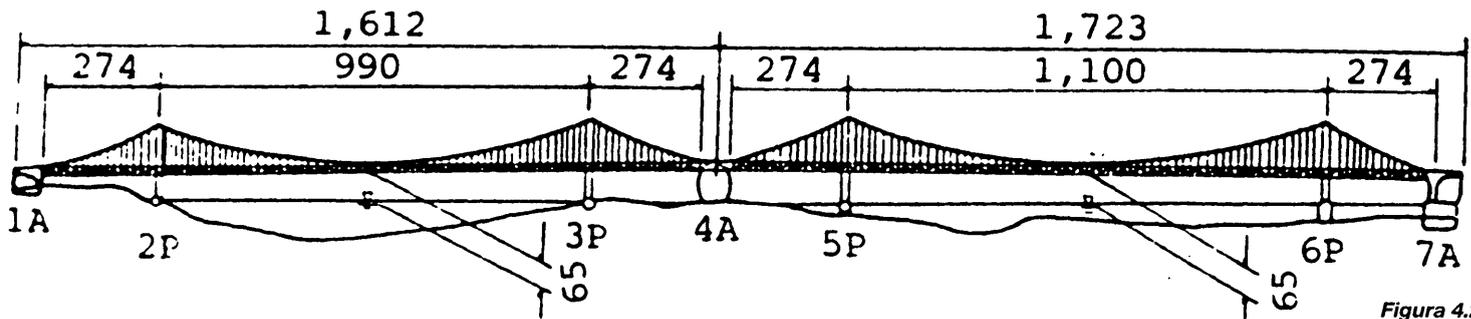


Figura 4.23 a.

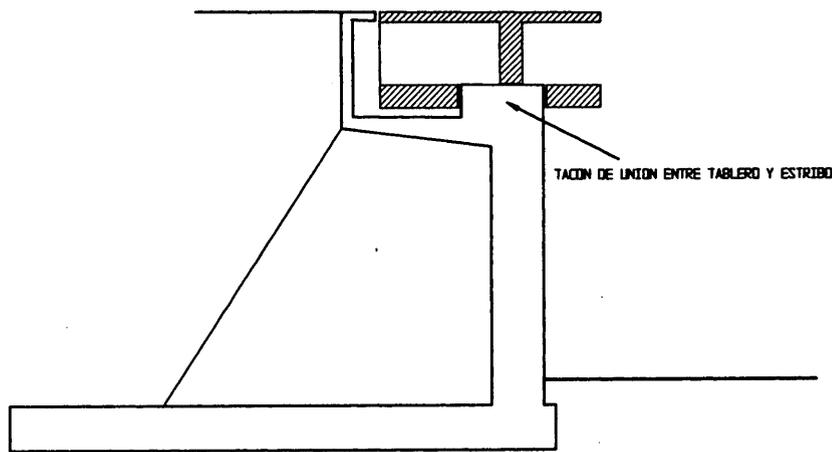


Figura 5.1. ESTRIBO FIJO - CIMENTACION DIRECTA

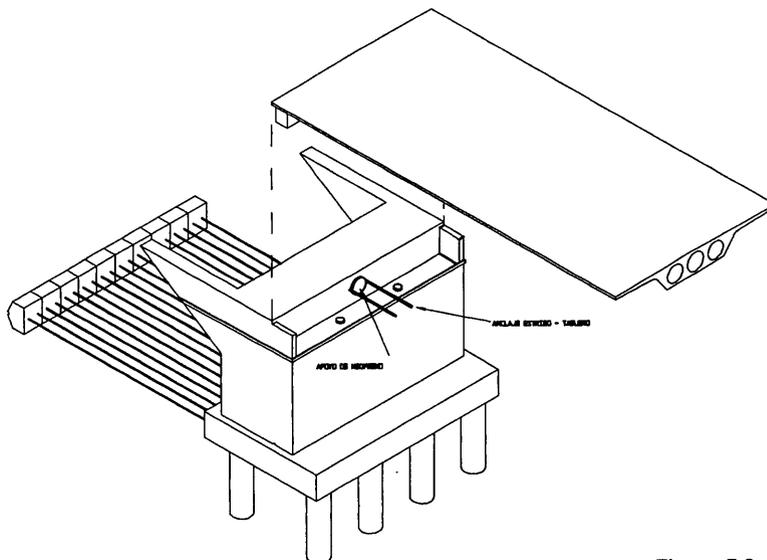
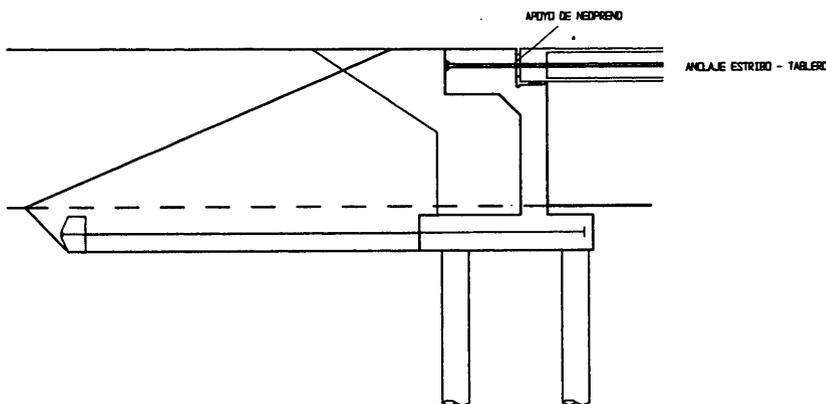


Figura 5.2.

En estos puentes la carga permanente constituye el 80% de la carga total.

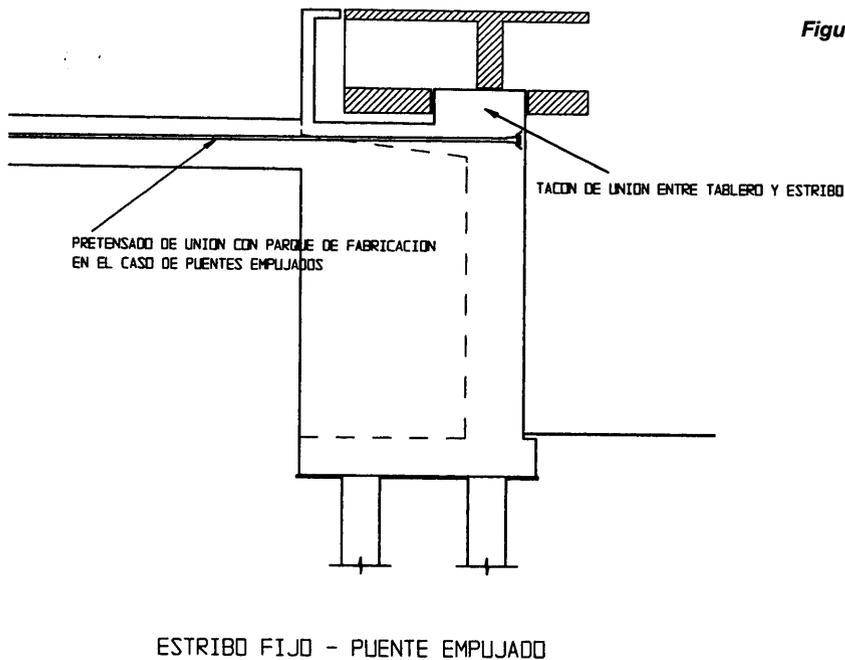
5. ESTRIBOS

Los estribos de los puentes de ferrocarril son de gran importancia dado que, frecuentemente, se recoge en ellos la fuerza de frenado. El estribo fijo es objeto entonces de consideración especial dado que las cargas de frenado y arranque, más el conjunto de acciones que se acumulan para equilibrar las cargas producidas en las pilas como consecuencia de las deformaciones de temperatura, fluencia y retracción del dintel producen acciones horizontales enormes que el estribo debe equilibrar.

Resulta entonces de particular importancia que el estribo tenga cimentación directa o profunda. En el primer caso, Fig. 5.1., el equilibrio de las fuerzas horizontales se produce por el peso de grandes volúmenes de tierras puestas en juego por la cimentación, en la parte de atrás de los estribos.

En el caso de cimentación profunda, conviene distinguir entre aquellos casos en los cuales la capacidad de carga horizontal del suelo en superficie es grande o pequeña. En el primer caso, los pilotes deben ser capaces de desarrollar suficiente resistencia por esfuerzo cortante para equilibrar la acción horizontal exterior. Si como es frecuente no se encuentra en superficie esa capa resistente, la carga horizontal exterior producirá un gran momento en los pilotes, creciente con la profundidad, que normalmente no puede resistir.

En ese caso conviene anclar horizontalmente el estribo, Fig. 5.2. Cuanto más alto esté el anclaje, menos momento se acumulará a nivel del encepado y por tanto una parte de las cargas verticales de los pilotes, la correspondiente al momento que produce el valor de la carga horizontal multiplicada por la distancia que existe entre la acción y el anclaje al suelo, será menor. Sin embargo colocar el anclaje en la parte superior del estribo puede perturbar la colocación de las cuñas de transición de terreno mejorado, tan importantes para el control del asiento del terraplén junto al estribo. En este caso puede bajarse el anclaje hasta la cimentación, como aparece en la Fig. 5.2. para facilitar esta operación. Los pilotes quedarán solicitados únicamente bajo carga vertical.



En el caso de que el estribo fijo corresponda a un puente que se ha construido por empujes sucesivos, el citado estribo debe colocarse junto al parque de fabricación y utilizar dicho parque como anclaje, Fig. 5.3.

La utilización de pilotes inclinados, bien podría ser la manera de controlar el equilibrio de las grandes cargas horizonta-

Figura 5.3.

les pero normalmente eso no es posible para pilotes de gran diámetro.

En cuanto a la unión del dintel con el estribo y la manera en como este último recibe la carga del dintel, existen muchos procedimientos. Aquí presentamos dos. En el primero Fig. 5.1. y 5.3. un tacón del estribo perfora la losa inferior del dintel y se sujeta a ella por medio de dos apoyos de neopreno para anclar el dintel cualquiera que sea la dirección de su acción. En el caso de puentes muy largos, en los cuales las fuerzas horizontales son muy grandes, debe dejarse una considerable zona de losa inferior del dintel tras el tacón, para recoger las grandes flexiones que se producen en esta losa al transmitir la carga de frenado desde las almas del tablero al tacón del estribo. De la misma manera este tacón estará muy fuertemente armado.

En la Fig. 5.2. presentamos otro procedimiento en el cual la fuerza horizontal del dintel se recoge por pretensado situado en el centro de gravedad de la sección transversal. Hay que tener muy en cuenta cómo se produce la transición de la carga horizontal desde el cuerpo de la sección transversal a este pretensado y así armar la zona adecuadamente. Como todo tope, tiene que funcionar en las dos direcciones por lo que se le añade apoyos de neopreno colocados en posición vertical. ●

REFERENCIAS

-ENV 1991-3:1995. Eurocode 1. *Basis of design and actions on structures. Part 3. Traffic loads on bridges.*
 -Code UIC 774-3. *Interaction voie/ouvrages d'art. Recommendations pour les calculs.* Union Internationale des Chemins de fer. Septiembre 1998.
 -ERRI D 214. Rapport intérimaire. *Ponts rails pour vitesses > 200 km/h et < 350 km/h. Conditions de déformation dynamiques,* Août 1997.

-Fryba, L. *Dynamics of Railway bridges,* Thomas Telford, 1996.
 -TGV. *Méditerranée.* Travaux n° 742.
 -Zellner, W. Saul, R. *Long span bridges of the new Railroad times in Germany* IABSE Symposium. Leningrad, 1991.
 -Saul, R. *Puentes de hormigón pretensado para las líneas ferroviarias de alta velocidad.* Revista O.P. n° 20, 1991.
 -Gandil, J. *Evolution des ouvrages des lignes TGV en fonction des contraintes.* Annales ITBTP n° 497. Octobre, 1991.