

# Vibraciones en las Vías de Ferrocarril



Autor: Alexandre Vidal Muro

Tutor: Andrés López Pita

# Vibraciones en las Vías de Ferrocarril

## Resumen

Autor: Alexandre Vidal Muro

Tutor: Andrés López-Pita.

El paso de trenes de alta velocidad genera un gran nivel de tensiones en la estructura ferroviaria debido al aumento de las cargas que se producen por el carácter dinámico de los esfuerzos. Este aumento puede tener múltiples focos de origen pero solo se produce debido a la acción de la carga móvil desplazándose por la vía. En vías con balasto estos esfuerzos deben ser amortiguados y absorbidos por la capa granular del balasto, que sufre un elevado nivel de vibraciones en sus partículas que puede llegar a afectar su comportamiento mecánico, con fenómenos como la licuefacción del balasto, que provoca una descompactación de los granos de la capa, y por tanto ve reducida su capacidad de resistir los esfuerzos generados que se transmiten a través de la traviesa.

El incremento de las velocidades comerciales también ha llevado consigo un aumento de los movimientos y las vibraciones, que pueden llegar a ser especialmente altas en el caso que la velocidad se aproxime a la velocidad crítica de propagación de ondas en el suelo. La energía transmitida a la estructura se propaga en forma de ondas por la capa de balasto y el terreno por donde discurre la vía a velocidades relativamente bajas en el caso de los suelos blandos, pudiendo ser alcanzadas o incluso sobrepasadas por los trenes de alta velocidad actuales, produciendo un fenómeno de resonancia.

Otro problema derivado del aumento de velocidad de los trenes de alta velocidad es el fenómeno del vuelo de balasto. A partir de 300 Km/h los flujos de aire turbulentos formados en la zona de los *bogies* y en los bajos del tren, pueden llegar a ser suficientemente fuertes como para levantar las partículas de la superficie de la capa de balasto, y llegar a golpear los bajos y ruedas del tren, de forma que los granos eyectados van rebotando entre la base del tren y la vía, dañando los equipamientos del vehículo y los carriles.

**Palabras Clave:** vibraciones, licuefacción, balasto, velocidad crítica, vuelo balasto.

# Vibrations on the Railway

## Abstract

Author: Alexandre Vidal Muro

Tutor: Andrés López-Pita.

The passing of high-speed trains generates a high level of stresses in the track structure due to the increasing loads produced by the dynamic character of these loads. This increasing level of stresses has multiple origins, but all of them are generated by the dynamic behaviour of the load moving along the rail. In ballasted railway tracks, these stresses must be supported by the granular layer, suffering a high level of vibrations in its particles, that can affect the mechanical behaviour, like ballast liquefaction and the loss of ballast interlock that may decrease the resistance in front of the loads transmitted by the sleepers.

The increased speed of modern trains is also accompanied with increased movements and vibration of the rail and ground, which are specially high when speeds approach some critical wave velocities in the track-ground system. The transmitted energy propagates in waves through the ballast layer and the track soil with a relative low velocity in the case of soft soil, and can be reached or exceeded by modern high-speed trains, generating a resonance phenomenon.

Another problem that appears with the increase of speed in trains is the ballast projection (or ballast flying) phenomenon. Beyond 300 Km/h the air turbulences generated in the bogies cavities and underfloor of the train, can be strong enough to move and eject particles of ballast from the layer's surface, reaching to crash the chassis and wheels of the train. Then these ejected stones project themselves to the track and the underfloor of the train, damaging vehicle's equipment and rail.

**Keywords:** vibration, liquefaction, ballast, critical velocities, ballast projection.

## **Agradecimientos**

Primero de todo me gustaría agradecer encarecidamente al Profesor Andrés López Pita que me haya dado la posibilidad de realizar esta tesina, y que sólo ha sido posible gracias a su colaboración y atención, ya fuere para proporcionar documentación muy útil para la recopilación de información, como para resolver las dudas que me iban surgiendo a lo largo de su realización.

Además posibilitó mi presencia en la pasada Jornada de Vibraciones en el Ferrocarril que se realizó en Barcelona el Abril de este año, y que fue de gran utilidad para acabar de pulir el trabajo y aprender muchas más cosas sobre este campo del ferrocarril que me ha resultado ser muy interesante.

También me gustaría agradecer el apoyo de mi familia y amigos, ya no sólo durante la realización de la tesina, sino a lo largo de toda la carrera, y sin los cuales llegar hasta aquí no hubiera sido posible.

A todos ellos, muchas gracias.

# Índice

<b>1. Introducción</b> .....	8
1.1 Balasto en el Ferrocarril.....	9
1.2 Características de los Medios Granulares.....	10
<b>2. Objetivos</b> .....	12
<b>3. Efectos Dinámicos</b> .....	13
3.1 Rigidez Vertical de la Vía.....	15
3.2 Origen de Excitaciones.....	16
3.2.1 Contacto Herziano.....	16
3.2.2 Pequeños Desperfectos.....	16
3.2.3 Vibraciones al Paso de Elementos Fijos.....	17
3.2.4 Danza de Traviesas.....	18
3.2.5 Onda de Levante.....	19
3.2.6 Transiciones en la Vía.....	19
3.2.7 Efectos de Propagación de Ondas en Alta Velocidad.....	21
3.2.8 Efectos Dinámicos en Puentes.....	22
3.2.9 Efectos de las Frecuencias.....	26
3.3 Comentario Final.....	29
<b>4. Licuefacción del Balasto</b> .....	30
4.1 Ensayos.....	31
4.2 Consecuencias.....	35
4.3 Diseño y Soluciones.....	36
4.3.1 Placas de Asiento.....	36
4.3.2 Espesor de Balasto.....	38
4.3.3 Tapices Elásticos.....	39
4.3.4 Suelas Elásticas.....	41
4.4 Comentario Final.....	43
<b>5. Propagación de Ondas</b> .....	44
5.1 Simulación de Vibraciones.....	47
5.1.1 Reducción de Vibraciones Mediante Zanjas.....	50
<b>6. Velocidad Crítica</b> .....	52
6.1 Respuesta del Suelo a la Velocidad Crítica del Tren.....	52

6.2 Simulación de una Viga sobre Suelo Elástico.....	57
6.3 Soluciones a la Velocidad Crítica.....	60
<b>7. Vuelo de Balasto.....</b>	<b>62</b>
7.1 Estudios de Flujo de Aire y Aerodinámicas.....	65
7.1.1 Mediciones de Velocidad de Aire al Paso de Trenes.....	65
7.1.2 Estudios de Dinámica Computacional de Fluidos.....	67
7.1.3 Pruebas en Vía y Modelos Reducidos Modificando Geometrías.....	68
7.1.4 Estudios del Comportamiento del Balasto en la Vía.....	74
7.1.5 Problemas Debidos a la Acumulación de Nieve.....	77
7.2 Soluciones Adoptadas.....	80
7.3 El Vuelo de Balasto y las Polémicas en Distintos Países.....	81
<b>8. Conclusiones.....</b>	<b>82</b>
<b>9. Referencias.....</b>	<b>84</b>
<b>10. Bibliografía Adicional.....</b>	<b>87</b>

## 1. Introducción

La aparición de líneas de alta velocidad ha hecho que el tren se haya convertido en una de las bases tecnológicas del siglo XXI. Más concretamente en España, se está realizando una fuerte apuesta por este sistema ferroviario: si sumamos a las líneas ya existentes las nuevas en construcción, se prevé que en 2015 las principales ciudades de la Península Ibérica y la frontera francesa estén conectadas a través de líneas de alta velocidad.

Actualmente el continente europeo cuenta con casi 5.000 kilómetros de líneas de alta velocidad, y se esperan alcanzar los 6.000 en 2010. En Asia existen ya alrededor de 2.500 kilómetros de vía, mientras que en Estados Unidos las cifras son mucho menores, con solo 360 kilómetros. Entre todas estas líneas, el tren que opera a más velocidad es el TGV francés, que circula en algunos tramos a 320 Km/h, aunque el récord de circulación de un vehículo sobre carriles se halla en 574.8 Km/h alcanzado por un TGV Alstom en 2007 en un tramo de pruebas.

De esta forma la alta velocidad supone una mejora en la comunicación entre ciudades: ya sean de un mismo país o diferente, pero su desarrollo no está exento de dificultades técnicas. El paso de estos trenes genera unas vibraciones que se transmiten a través de sus elementos por toda la superestructura, llegando incluso al suelo, pudiendo generar un nivel de esfuerzos superior al admisible, que incrementan los desplazamientos y por tanto, deteriorar la vía prematuramente. Estas vibraciones pueden resultar aun más perjudiciales si la vía se soporta sobre un material granular como es la capa de balasto, que debido a su naturaleza, tiene un comportamiento que debe ser estudiado y conocido a fondo.

La vía como elemento de soporte del ferrocarril cumple con la función del guiado vertical y longitudinal del vehículo ferroviario, y de esta forma, las relaciones creadas entre el elemento móvil y la estructura, son las generadoras de los esfuerzos aplicados tanto a la vía como en el vehículo.

En el caso de la vía con balasto, el material granular (las partículas de balasto) amortigua las vibraciones, soporta los esfuerzos y redistribuye las presiones sobre el suelo, y asegura el drenaje y la rápida evacuación de las aguas superficiales. En la figura 1.1 se puede ver una sección típica de una vía con balasto.

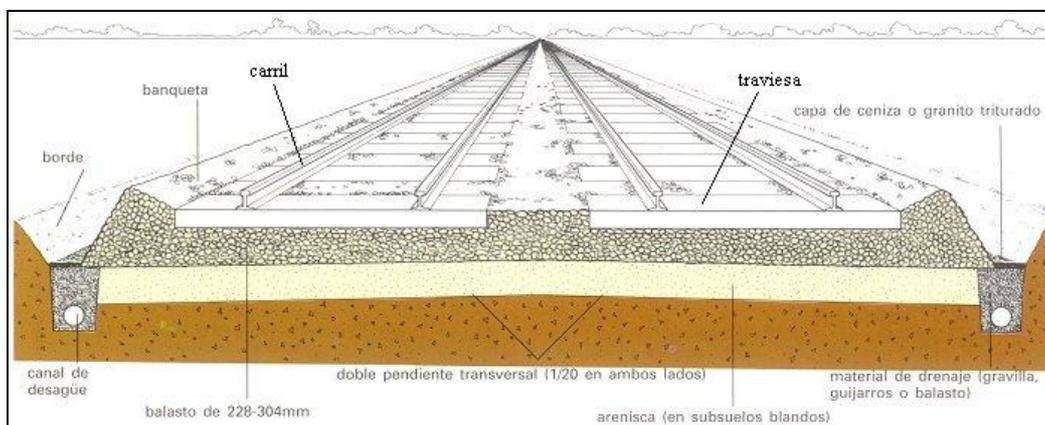


Figura 1.1. Sección típica de una vía con balasto.  
Tomado de [www.ferrofe.com.ar](http://www.ferrofe.com.ar).

El aumento progresivo de las velocidades de circulación de los trenes, ha hecho aumentar los esfuerzos sobre las capas de asiento de la superestructura, haciéndose necesario (o al menos recomendable) aumentar el espesor de la capa de balasto a 35 cm., añadir subcapas, utilizar materiales de mayor calidad y la introducción de elementos elásticos entre los componentes para mitigar las nuevas vibraciones generadas.

### 1.1 Balasto en el ferrocarril

Desde los inicios del ferrocarril, el balasto ha sido parte muy importante en el desarrollo y correcto funcionamiento de la estructura, tanto por su flexibilidad en la construcción y mantenimiento, como por su capacidad de resistir altos esfuerzos provocados por el paso del ferrocarril, siendo utilizado como el elemento amortiguador de las vibraciones producidas, y como disipador de energía.

Pero a pesar de todo esto la aparición en las últimas décadas de la vía en placa, ha hecho que se estudiara más a fondo la conveniencia del uso del balasto en el ferrocarril, considerando sus ventajas e inconvenientes respecto a este nuevo sistema.

Ventajas de la vía con balasto:

- Flexibilidad en el tendido, mantenimiento y reparación.
- Costes de ciclo de vida y duración muy conocidos.
- Capacidad de amortiguación de esfuerzos, ruidos y vibraciones.
- Reutilización del balasto.

Desventajas de la vía con balasto:

- Disponibilidad de la infraestructura reducida por el tiempo de mantenimiento.
- Costes de mantenimiento más altos.
- Problemas de desgaste del balasto.
- Altura de construcción y pesos muertos más altos.

Ventajas de la vía en placa:

- Asegura una estabilidad controlada de la vía.
- Incrementa la estabilidad lateral de la vía.
- Disminuye los esfuerzos transmitidos a la plataforma.
- La altura y el ancho de plataforma es inferior.
- No se produce el problema de vuelo de balasto.
- La vida útil es superior.
- Su mantenimiento es prácticamente nulo.
- No son necesarios herbicidas.

Desventajas de la vía en placa:

- El coste de construcción es más elevado.
- Exige tiempo de fraguado para permitir el tráfico.
- Su reparación presenta mayor dificultad.
- Es más ruidosa que la convencional.

- Tiene peor amortiguación.
- Precisa de una topografía de precisión previa al montaje.

De todas formas, su rapidez en la construcción, así como los aspectos económicos del ciclo de vida, han conseguido que en buena parte del mundo, las estructuras ferroviarias se sigan construyendo en balasto, salvo en algunas excepciones.

Sólo en los últimos años han empezado a aparecer dudas en cuanto su correcto comportamiento frente a los esfuerzos de desgaste que sufre el balasto en vías de alta velocidad y fenómenos como el del vuelo de balasto, que han puesto en tela de juicio la conveniencia de su uso para la circulación de trenes más allá de los 300 Km/h.

### 1.2 Características de los medios granulares

La gran ventaja de los medios granulares en el uso ingenieril, es que se tratan de medios altamente disipativos de energía, y por lo tanto muy amortiguantes de los esfuerzos que pueden recibir de forma externa.

Para poder ver esta propiedad de forma fácil, podemos realizar un experimento muy sencillo: lanzamos una pelota de plástico a una cierta altura del suelo. Ésta al caer, rebotará de forma aproximadamente elástica, y llegará a alcanzar una cierta altura, que aunque no sea la misma altura desde donde ha caído (debido a las pérdidas por rozamiento y del choque), puede ser bastante similar.

Si después se meten en una bolsa de plástico cerrada dos pelotas iguales a la anterior, y se dejan caer desde la misma altura que en el caso anterior, después de rebotar contra el suelo, la altura alcanzada del conjunto de dos pelotas será mucho menor que la anterior. Y si definitivamente ponemos en una bolsa cincuenta bolas juntas, la altura alcanzada después de rebotar será muy pequeña, hasta llegar a una altura despreciable si consideramos un número infinito de partículas.

Éste sencillo experimento, permite ver hasta qué punto la interacción entre partículas (aunque estas sean individualmente muy elásticas) afecta al comportamiento global del elemento constituido por ellas, y como sus choques y recolocaciones internas, consiguen disipar buena parte de la energía aplicada sobre el grupo.

Los elementos granulares tienen un comportamiento que puede resultar muy variable según las condiciones en que se encuentren, y los esfuerzos que se realicen sobre ellos. El medio granular no puede ser considerado como un sólido, ni como líquido, ni mucho menos como un gas, pero puede adoptar comportamientos propios de cada uno de estos tres estados de la materia.

Así pues, como un sólido puede adoptar distintas formas estables y soportar esfuerzos tangenciales (cosa que no permiten los elementos en estado líquido), pero al mismo tiempo, bajo un cierto nivel de vibración, pasa a comportarse como un líquido, y pierde su capacidad portante adoptando la forma del recipiente que lo contiene, como una montaña de arena que al agitar la base se derrumba poco a poco hasta perder toda su altura (entra en licuefacción). E incluso puede comportarse de forma análoga a como lo hace un gas en el caso que la densidad de partículas sea baja y su energía cinética

## Vibraciones en las Vías del Ferrocarril

elevada de forma que se formen "nubes", donde los granos gozan de una cierta libertad de movimiento y pueden rebotar entre ellos y el contorno que las almacena.

Es por ello que algunos científicos lo llegan a definir como un nuevo estado de la materia.

Estas características son las que le confieren al balasto su alto grado de efectividad en cuanto a amortiguación de esfuerzos se refiere, pero al mismo tiempo le dan el carácter especial propio de los materiales granulares, y como se ha comentado, puede variar su comportamiento según el nivel de esfuerzos que el paso del ferrocarril aplique sobre él, hecho que nos obliga a conocer las limitaciones que debemos imponer si queremos proyectar una infraestructura eficaz, segura y duradera.

## 2. Objetivos

El objeto de esta tesina es realizar un estado del conocimiento o *state of the art* según la terminología inglesa, del estudio de las vibraciones y comportamiento del terreno y en especial de la vía de balasto al paso de trenes de alta velocidad.

Para ello se hace un repaso a los aspectos más importantes que afectan de forma más directa al comportamiento dinámico de la superestructura, así como los rangos de valores más habituales en cada caso, comparando ensayos numéricos, *in situ* y de laboratorio, y determinando valores límites de seguridad que serian recomendables en las líneas de alta velocidad actuales.

También se indican las consecuencias negativas que se originan al producirse un nivel excesivo de esfuerzos, que afectan a la calidad geométrica de la vía y que pueden representar un problema de seguridad y confort para los usuarios, analizando para cada caso posibles soluciones técnicas aplicadas o en desarrollo, y tendencias habituales adoptadas durante el desarrollo de las líneas comerciales de alta velocidad.

El resultado final es dar una idea generalizada de la respuesta de la vía en balasto a medida que se aumenta la velocidad de los trenes. Contemplando los nuevos factores a tener en cuenta que antes no aparecían o eran menos relevantes, y repasando los elementos clásicos de estudio dinámico del ferrocarril.

### 3. Efectos dinámicos

La velocidad de circulación de los trenes, y más si es en alta velocidad, genera sobre la vía unas sollicitaciones verticales superiores a las cargas estáticas habituales. Estas sollicitaciones mayores provienen del paso de una carga por un punto a una cierta velocidad, pero también se ven aumentadas por las condiciones y características de la vía, los vehículos y su equipamiento. De esta forma estos esfuerzos dinámicos se pueden ver muy ampliados, y análogamente la deformaciones que generan, llegando a rangos de ser hasta tres veces superiores que la produciría una carga de igual magnitud en reposo.

La Figura 3.1 nos muestra estas diferencias entre el estado dinámico y el estático en una vía de ferrocarril, comparando las cargas por eje (en reposo) y la carga registrada en la vía mediante sensores de tensión. El gráfico de la izquierda nos muestra las medidas registradas en una vía de pruebas en Colorado, mientras que en el de la derecha están registrados en la vía principal de conexión entre Nueva York y Washington.

Podemos ver en ambos casos como a partir de pesos por eje alrededor de 200 kN las cargas dinámicas se hacen cada vez mayores, incrementándose respecto a las estáticas. De todas formas es evidente que estos incrementos son mucho menores en el caso de la línea de Colorado, debido a que se trata de una vía de pruebas que se halla en unas condiciones de mantenimiento casi perfectas, mientras que la de Nueva York es una ruta comercial, en un estado no tan perfecto, y que se realiza en muchos tramos a velocidades altas.

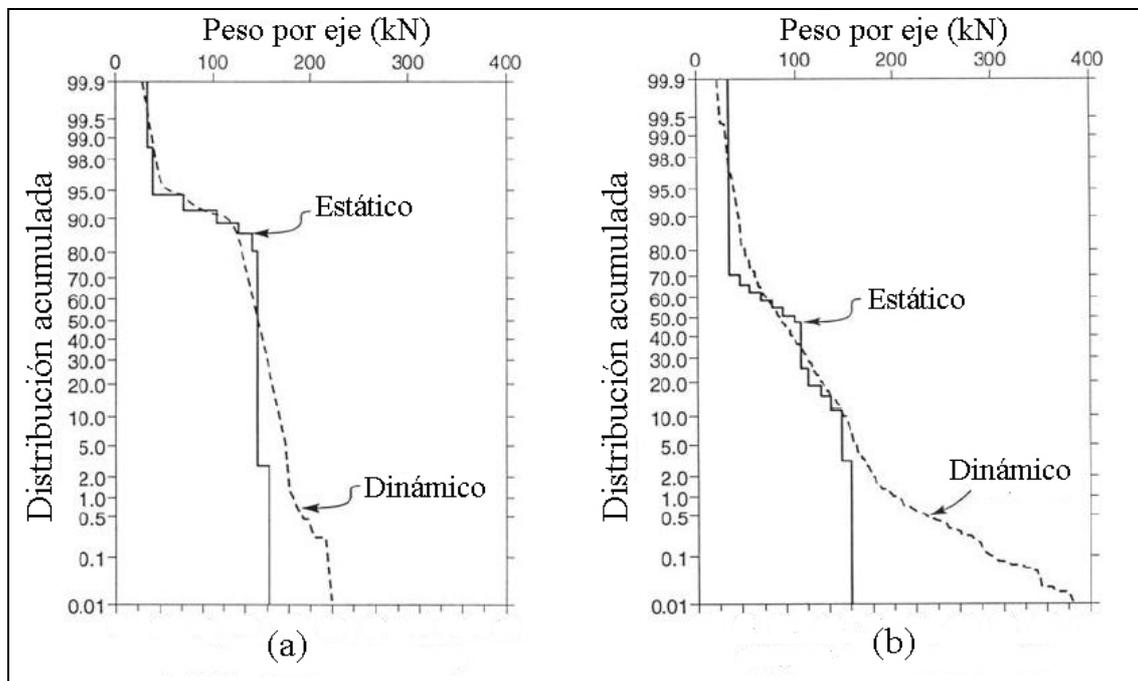


Figura 3.1. Cargas estáticas y dinámicas para la línea de Colorado (a) y Nueva York (b)  
Tomado de Lim (2004).

Estas medidas representan como la velocidad, las pequeñas irregularidades y daños, afectan de forma directa a la excitación dinámica, ampliando su magnitud, y en consecuencia el rápido deterioro de la vía, haciendo aumentar las cargas dinámicas progresivamente.

Aunque no es el único origen de las excitaciones dinámicas, muchas irregularidades que las causan se dan en los contactos entre elementos de la vía, como el contacto rueda-carril, o el traviesa-balasto. Este conjunto de elementos que forma la totalidad de la vía ha llevado a los estudios a representar todo el comportamiento de forma ideal con modelos matemáticos.

La interacción dinámica entre vehículo y carril (en esfuerzos verticales) puede representarse de forma razonable mediante multitud de modelos. La figura 3.2 da un ejemplo claro de un modelo discreto de suspensión del vehículo por muelles y amortiguadores, una viga soportada por otro sistema de muelles y amortiguadores que representa el sistema placa de asiento/traviesa/balasto, y finalmente el sistema de contacto hertziano para describir el contacto entre rueda y carril.

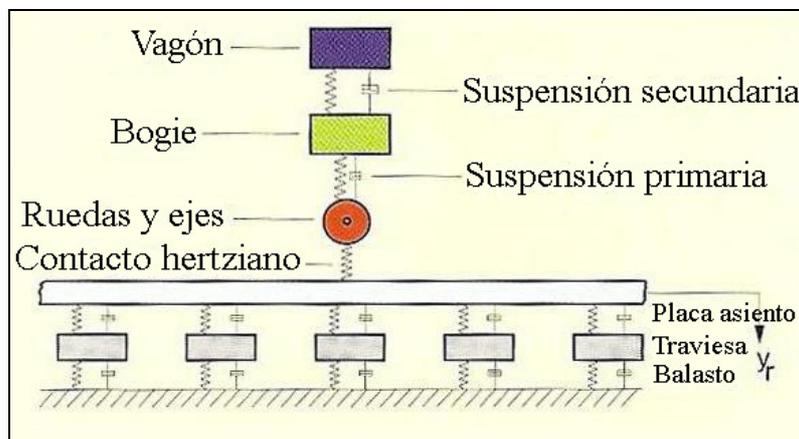


Figura 3.2. Modelo discreto vía-vehículo.

Fuente: Esveld (2001)

El comportamiento dinámico produce vibraciones a un gran rango de frecuencias. Desde las más bajas, del orden de 0,5–1 Hz debidas a las aceleraciones verticales y laterales del tren, hasta 200 Hz como consecuencia de irregularidades en el carril y las ruedas.

La suspensión primaria entre el sistema ruedas-eje y el bastidor es el primer elemento del vehículo que reduce las vibraciones creadas por el contacto rueda-carril. Con la suspensión secundaria se busca la reducción de frecuencias más bajas, y se encuentra entre el bastidor del bogie y el bastidor principal del vehículo. De forma análoga se puede entender el sistema de suspensión de la estructura, puesto que se puede considerar el sistema sujeción-placa de asiento como la suspensión primaria, y la capa de balasto como la suspensión secundaria.

Por esta razón es de vital importancia la reducción de los pesos no suspendidos en el vehículo. Como más se consigue bajar estos pesos, más se reduce el efecto dinámico del paso del tren. De forma análoga se ha constatado la importancia de la elasticidad de la placa de asiento en cuanto a la reducción de vibraciones que llegan a la estructura.

De todas formas los modelos dinámicos acostumbran a ser muy complejos, y por eso la mayoría de estudios se limitan al estudio de estos fenómenos con consideraciones casi-estáticas.

### 3.1 Rigidez vertical de la vía

La rigidez vertical de la vía depende de la rigidez de sus componentes: carril, placa de asiento, fijaciones, balasto, subbalasto y plataforma. Esta se obtiene teniendo en cuenta las consideraciones que se describen a continuación.

Cuanto mayor es la rigidez vertical de la vía, mayores son sus sobrecargas dinámicas sobre el carril según la formulación de Prud'Homme (1970):

$$\sigma_{\Delta QNS} \approx a \cdot b \cdot v \cdot \sqrt{m_{NS} \cdot k}$$

Donde:

- $\sigma_{\Delta QNS}$  representa las sobrecargas dinámicas debidas a las masas no suspendidas del material circulante.
- $a \approx 0,42$
- $b$  es una variable relacionada con los defectos de vía y del vehículo.
- $v$  es la velocidad de circulación del vehículo, en Km/h.
- $m_{NS}$  es la masa no suspendida por rueda del vehículo, en toneladas.
- $k$  es la rigidez vertical de la vía, en t/mm.

De ésta forma sólo con aumentar la flexibilidad de la estructura (aunque la masa no suspendida y la velocidad sean iguales) los esfuerzos dinámicos son reducidos, y resulta muy interesante de cara a minimizar la amplificación de esfuerzos sobre la capa de balasto.

Estas reducciones de la rigidez no se pueden llevar hasta según qué extremos, debido a que, para una mayor flexibilidad (menor rigidez), la disipación de energía aumenta y por lo tanto también lo hacen los costes de tracción, como se ve en la figura 3.3.

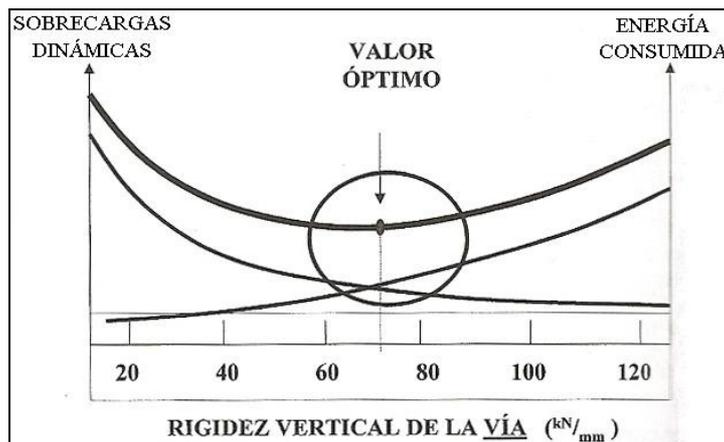


Figura 3.3. Valor óptimo de la rigidez vertical de una vía.  
Tomado de López Pita (2006).

Teniendo en cuenta estos factores P. Texeira (2004) consideró como óptimo el valor de 78 kN/mm de rigidez vertical para una vía de alta velocidad con circulaciones alrededor de 300 Km/h.

### 3.2 Origen de excitaciones:

Todas las excitaciones comentadas tienen un carácter puramente dinámico, o sea, solo se producen en casos donde actúa una carga móvil, pero tienen orígenes muy distintos:

#### 3.2.1 Contacto hertziano:

El contacto entre dos cuerpos, y las acciones que tienen lugar al interactuar entre ellas es un problema de mecánica clásica resuelto por Hertz en el siglo XIX. Por eso se usa el término de contacto hertziano para definir el contacto entre la rueda y el carril, que se produce a altas velocidades y en una superficie de contacto muy pequeña. Ver figura 3.4.

En este contacto siempre se crean ciertas excitaciones aunque se encuentre todo el sistema en muy buen estado, debido a la naturaleza misma del contacto y de la deformación (que aunque pequeña se produce) de las superficies de rueda y carril. De todas formas no acostumbra a ser fuente de problemas, y aunque crea ondas de muy alta frecuencia alrededor de 100 y 1000 Hz, con longitudes de onda muy pequeñas, sus efectos son muy pequeños si los comparamos con los otros fenómenos generadores.

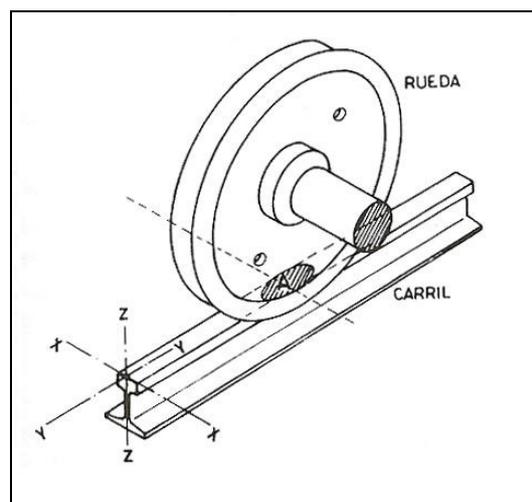


Figura 3.4. Contacto entre rueda y carril.

Fuente: López Pita (2006).

#### 3.2.2 Pequeños desperfectos:

Al paso de los trenes a cierta velocidad, ciertas irregularidades en el carril, como desperfectos en la superficie de contacto o soldaduras mal ejecutadas, crean excitaciones de alta frecuencia y onda corta. También los planos existentes en las ruedas más desgastadas crean vibraciones de contacto muy similares. Todas ellas acostumbran a oscilar entre 20 y 100 Hz, con longitudes de onda que abarcan desde centímetros hasta un metro o dos.

La aparición de estas irregularidades es el primer paso de un aumento progresivo del deterioro, cuyos efectos se notarán más y serán más dañinos cuanto más tiempo sigan

## Vibraciones en las Vías del Ferrocarril

circulando los trenes sobre ellas, ya que al tratarse de contactos entre pesos no suspendidos, los efectos dinámicos incrementan directamente los esfuerzos verticales. Además las operaciones habituales de mantenimiento como el bateo o la alineación de la vía, no tienen efecto sobre él, siendo necesario el amolado del carril.

El amolado se realiza con un tren equipado especialmente para pulir la superficie del carril, aunque no siempre es fácil detectar las zonas donde éste presenta desperfectos, y hace falta realizar estas comprobaciones con equipos a pie, o los modernos sistemas de detección IVOIRE (Inspección de la vía por imagen rápida embarcada) desarrollados recientemente por los ferrocarriles franceses, pero que tienen un coste elevado.

En la figura 3.5 podemos ver una muestra de estos defectos en la superficie del carril, en este caso causada por pequeñas partículas de balasto aplastadas al paso de la rueda.



Figura 3.5. Daños en la superficie del carril.  
Tomado de López Pita (2006).

Por lo que respecta a los desperfectos que pueden hallarse en los elementos móviles del tren, como las ruedas, donde debido al desgaste pueden aparecer en su superficie zonas planas que al rodar golpean sobre el carril, cabe decir que se trata de un problema relativamente frecuente cuando las ruedas ya han tenido un ciclo de vida alto, y sus efectos son muy notorios en cuanto vibraciones y confort se refiere. Un buen control del material, y la sustitución a tiempo de las ruedas más desgastadas, permitirá eliminar sus efectos rápidamente y sin tener que actuar sobre la estructura ferroviaria propiamente dicha.

### 3.2.3 Vibraciones ocasionadas al paso de elementos fijos del tren y la vía:

En general las vibraciones provocadas por elementos fijos del tren y la vía, están caracterizadas por la frecuencia de paso por ejes y la frecuencia de paso por los bogies y sus armónicos de orden superior, y por la frecuencia de pasos por las traviesas.

Elementos característicos de la vía y el tren como las traviesas, bogies y ejes, están situados a una distancia fija unos respecto a otros, esto representa un paso de cargas que se repite de forma constante a medida que va pasando el tren a una cierta velocidad, y que crea unas pulsaciones que se transmiten al carril, y en consecuencia a las traviesas y finalmente al balasto. Estas vibraciones pueden provocar frecuencias de 5 a 25 Hz, y pueden llegar a ser muy similares a las frecuencias propias de resonancia de puentes de

ferrocarril, hecho que puede provocar situaciones muy negativas como se expondrá más adelante.

La figura 3.6 nos muestra como en un mismo tren es posible distinguir diferentes mecanismos generadores de vibraciones en la capa de balasto, que pueden actuar en diferentes (aunque similares) bandas de frecuencias, dependiendo de la geometría del tren y del paso periódico de sus elementos y los de la vía:

- $M$  = Distancia entre bogies.
- $L$  = Distancia entre bogies equivalentes de un a otro vagón.
- $a$  = Distancia entre ejes de un mismo bogie.
- $d$  = Distancia entre traviesas.

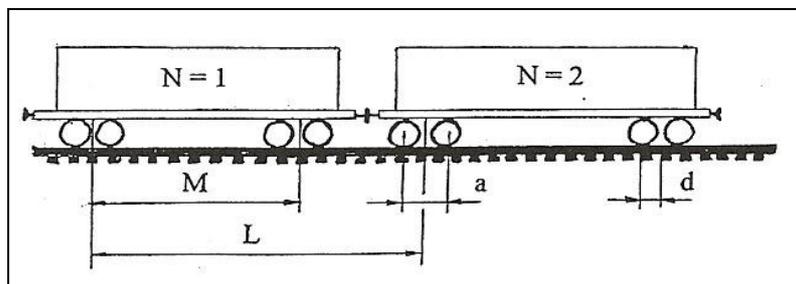


Figura 3.6. Esquema de las distancias características del vehículo y la vía.  
Fuente: Krylov et al (2000).

### 3.2.4 Danza de traviesas:

La danza de traviesas es un fenómeno de sobras conocido en el mundo del ferrocarril. Aparece cuando debido a las cargas cíclicas aplicadas por el paso de los vehículos ferroviarios, el balasto experimenta un cierto asiento, perdiendo las traviesas el apoyo directo. Este hecho hace que la traviesa quede literalmente suspendida por encima de la capa de balasto tal y como se muestra en la figura 3.7, siendo unas pocas las que ofrecen soporte real.

Al pasar el tren por estos puntos, la carga de la rueda aplicada al carril fuerza a la traviesa a desplazarse hacia abajo, golpeando el balasto a una velocidad considerable, aumentando el efecto dinámico de la carga en la estructura, y deteriorando las partículas colindantes.

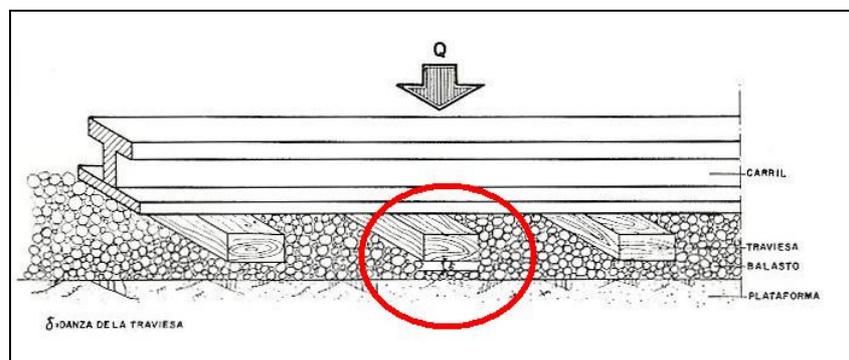


Figura 3.7. Representación de la danza de traviesas.  
Fuente: López Pita (2006).

### 3.2.5 Onda de levante:

A medida que el tren avanza, se crea una deformación en el carril, esta deformación levanta ligeramente el carril (y la traviesa a la que esta sujeto) por las partes anterior y posterior debido al efecto de la carga centrada, como se muestra en la figura 3.8. De forma análoga a la anterior con la danza de traviesas, a cierta velocidad, el paso del tren por el punto anteriormente levantado, fuerza al carril y la traviesa a volver a la posición inicial de forma brusca, impactando contra el balasto que se halla en la cara bajo-traviesa. También como antes, estas velocidades de impacto pueden ser altas, teniendo entonces los mismos efectos negativos que se comentaban anteriormente.

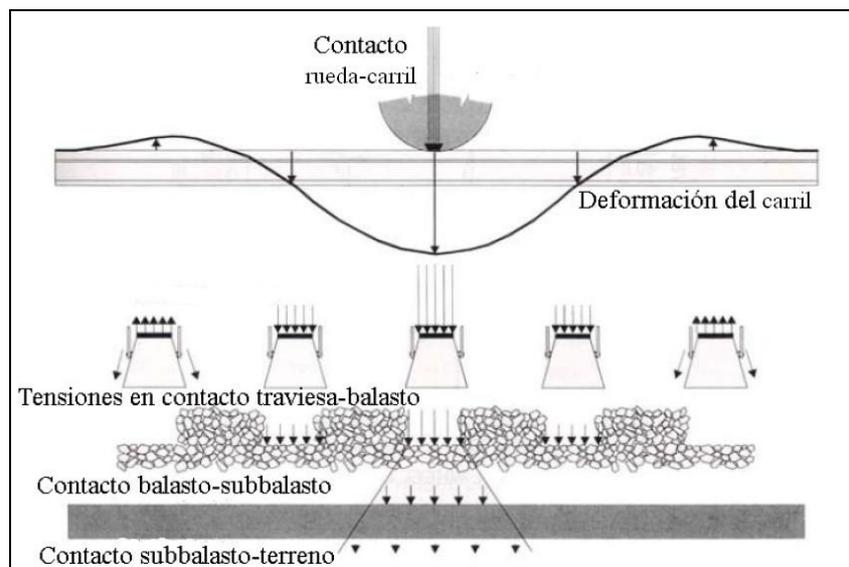


Figura 3.8. Esquema del fenómeno del levante de carril.  
Tomado de Lim (2004).

### 3.2.6 Transiciones en la vía:

La experiencia ha demostrado que en las transiciones entre un tramo de vía en puente y otro sobre superficie normal (ver figura 3.9), se pueden producir problemas de carácter dinámico. El tramo ejecutado en el terreno natural tiene una alta subsidencia en comparación con la del puente, esto significa que la rigidez de ambos tramos no es sólo distinta sino que puede llegar a ser muy diferente. Al pasar el tren, y más si es a altas velocidades, este cambio de rigidez se produce de forma muy brusca y sin apenas transiciones. Como es natural, este fenómeno produce unas vibraciones problemáticas para la estabilidad de la estructura y durabilidad de la capa de balasto.

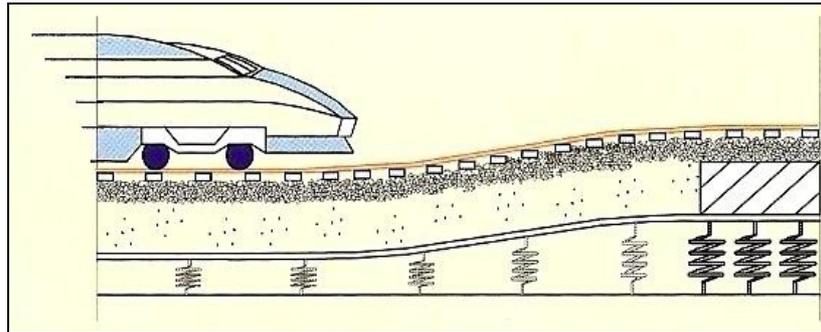


Figura 3.9. Cambio de rigidez en las transiciones de vía.  
Fuente: Esveld (2001).

También en este sentido hay que limitar las deformaciones, desplazamientos y giros de los tableros porque pueden provocar ligeros cambios en la geometría de la vía, creando irregularidades en la alineación del carril. Según Nasarre (2004) hay que limitar y controlar los siguientes movimientos:

- Desplazamientos y giros verticales del tablero.
- Desplazamientos y giros transversales del tablero.
- Alabeo del tablero.
- Desplazamientos longitudinales del tablero.

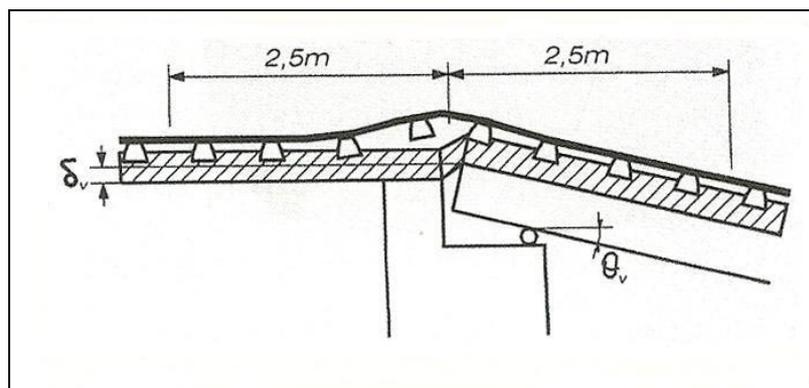


Figura 3.10. Transición en el contacto puente – vía.  
Tomado de López Pita (2006).

Como se muestra en la figura 3.10, estas deformaciones excesivas producirían vibraciones al paso del tren, además de una posible desconsolidación de la capa de balasto en este punto. Para evitar estos desplazamientos, o reducirlos hasta dentro de unos límites tolerables, podemos proceder a crear la transición con alguna disposición estructural que permita un paso más suave.

Otras transiciones que se pueden llegar a dar son las que se producen al pasar de un tipo de terreno a otro. Aunque es menos habitual, se puede producir de forma brusca un cambio en la geología natural, que puede significar pasar de una base blanda (tipo limos o arcillas) a una más dura (como arenas o formaciones rocosas). Como pasaba en los casos anteriores estas diferencias aumentan la carga dinámica de la vía, haciendo que el balasto sufra más esfuerzos, se deteriore más rápido, y se produzcan asentamientos en estos puntos, hecho que agudizará cada vez más los problemas de irregularidad de la vía,

añadiendo vibraciones adicionales. Este proceso retroalimentado puede provocar un rápido deterioro de la vía, y se debe controlar adecuadamente.

Para poder reducir el efecto que producen estos cambios en el terreno, debemos asegurarnos que las transiciones son suficientemente largas, más cuanto más grande sea la diferencia entre sus rigideces y cuanto mayor sea la velocidad de paso de los trenes.

### 3.2.7 Efectos de propagación de ondas en alta velocidad:

De todos los efectos comentados, sin duda este es el más importante y el que puede tener mayor repercusión en lo que respecta a desplazamientos y movimientos de vía dañinos y peligrosos para la infraestructura.

Cuando una carga dinámica se desplaza por un semiespacio elástico se originan ondas de vibración que se propagan por el suelo, cuyas velocidades dependen del tipo y características del suelo. En terrenos blandos, estas ondas pueden llegar a ser suficientemente bajas como para ser similares a la de un tren de alta velocidad, provocando un fenómeno de resonancia al paso del vehículo y debiéndose limitar su velocidad en estos tramos para evitar desplazamientos verticales excesivos.

Esta resonancia se puede entender de forma muy fácil: Cuando las velocidades de vibración en la superficie de la capa de balasto y terreno son iguales a la velocidad de la carga (en este caso el tren), la energía de las ondas provocadas por esta carga se desplaza a la misma velocidad que la carga en sí, produciendo una acumulación de energía directamente bajo el peso a medida que avanza el tiempo. La velocidad mínima con que se produce este fenómeno de resonancia es la denominada Velocidad Crítica del tren.

La figura 3.11 representa esquemáticamente todo este fenómeno, como las ondas se propagan por el terreno de forma análoga a la del tren, haciendo que la energía se acumule bajo la zona de los bogies. Dónde  $G$  es el Módulo de deformación transversal y  $\rho$  es la densidad del terreno.

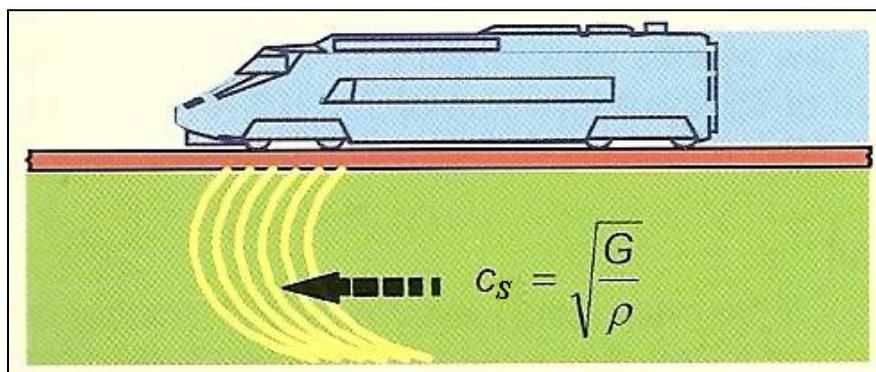


Figura 3.11. Representación de la propagación de ondas bajo el tren.

Fuente: Esveld (2001).

A finales de los 90 se pudo finalmente comprobar con estudios experimentales la respuesta dinámica del carril, balasto y terreno solicitados por el paso de un tren de alta velocidad. Fue en Suecia, donde la Administradora del Ferrocarril Sueco (Banverket) organizó ensayos para medir los desplazamientos de las traviesas y carril, aceleraciones

de vibración en puntos del suelo, velocidades de vibración del balasto y del terreno, como consecuencia del paso de un tren tipo X-2000 a velocidades comprendidas entre 10 y 202 Km/h.

A velocidades inferiores a los 70 Km/h la respuesta fue muy similar a la estática, pero al llegar el tren a velocidades próximas a los 200 Km/h, los desplazamientos se amplificaban acusadamente, llegando a temerse el descarrilamiento del tren. Esto se debía al paso del vehículo por una zona de arcillas muy blandas, donde las ondas provocadas por el paso de la carga dinámica era muy similar a los 200 Km/h que alcanzaba el tren, y aparecía el citado fenómeno de resonancia, generándose niveles de vibración excesivos en el suelo, balasto, y en los postes que soportaban la catenaria. Más adelante, en el capítulo 6, se estudiará este fenómeno de la Velocidad Crítica en mucha más profundidad y sus repercusiones en el ferrocarril.

### 3.2.8 Efectos dinámicos en puentes:

Como se comentó anteriormente en este mismo capítulo, el paso de los elementos fijos de tren y vía a ciertas velocidades crea unas excitaciones sobre la capa de frecuencias comprendidas entre 5 y 25 Hz. Este fenómeno es relevante en tramos de vía convencionales, pero lo puede ser aun más en el caso del paso de un tren por un puente. Durante la explotación de la línea París-Lyón se observó como en algunos puentes de luces comprendidas entre 14 y 20 metros, partículas de balasto salían disparadas de la banqueta de vía, perdiendo en consecuencia, resistencia lateral y pudiéndose provocar efectos de pandeo. Este hecho se atribuyó a fenómenos de resonancia de los puentes al paso a altas velocidades (alrededor de 260 Km/h) del vehículo.

Las normativas existentes respecto al cálculo de puentes de ferrocarril, tienen en cuenta la carga dinámica mediante el llamado *Coficiente de Impacto*. Éste representa el aumento de respuesta dinámica frente la estática para una única carga móvil.

El *Coficiente de Impacto* se calcula como la envolvente de:

$$\varphi = \text{máx}(1 + \varphi' + \varphi'')$$

Donde según este coeficiente, el incremento dinámico adquiere, para una vía recta ideal, el valor máximo de  $\varphi' = 1,32$ . Y  $\varphi''$  corresponde a un factor incremento debido a las irregularidades presentes en la vía.

Para comprobar la validez de este coeficiente Goicolea et al. (2002) estudiaron el paso de una carga puntual de 195 kN (correspondiente a un eje de la locomotora de un tren de alta velocidad ICE2) que atraviesa a una velocidad constante un puente isostático de 15 metros de luz, masa por unidad de longitud 15 t/m, rigidez a flexión  $EI = 769 \cdot 10^4$  kN/m<sup>2</sup>, frecuencia fundamental (primer modo de vibración)  $f_0 = 5$  Hz, y tasa de amortiguamiento estructural del 2%.

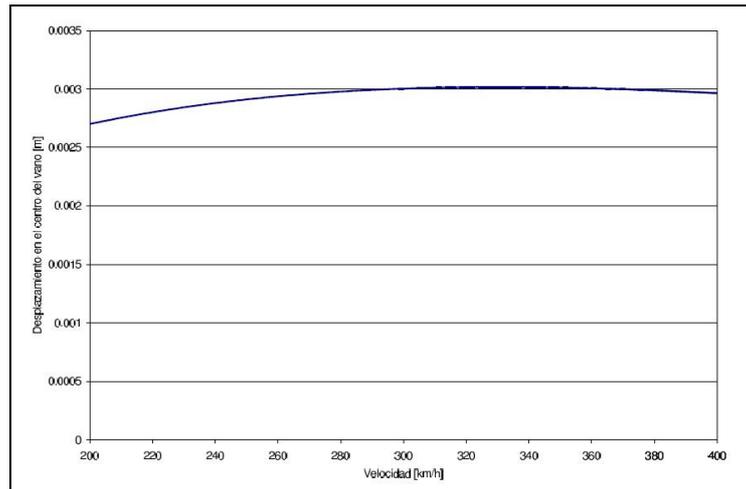


Figura 3.12. Desplazamientos máximos para distintas velocidades.  
Fuente: Goicolea et al. (2002).

En la figura 3.12 vemos como comprobando el desplazamiento máximo para velocidades comprendidas entre 200 y 400 Km/h se produce una flecha máxima  $\delta_{\max} = 3,02$  mm para  $v = 330$  Km/h. Para una carga estática este desplazamiento ( $\delta_{\text{est}}$ ) viene dado por la expresión:

$$\delta_{\text{est}} = \frac{PL^3}{48EI}$$

E introduciendo los valores correspondientes a la ecuación, se obtiene un resultado de  $\delta_{\text{est}}=1,78$ mm. Esto significa una relación entre desplazamiento dinámico y estático, o sea Coeficiente de Impacto  $\varphi_{\text{real}} = 1,69$ . Se constata entonces que este valor está cubierto por el de diseño prescrito por la UIC, que sin tener en cuenta el efecto de las irregularidades marca como  $\varphi_{\text{UIC}} = 1 + \varphi' = 2,16$ .

De esta forma, podemos considerar que el coeficiente de impacto es suficiente para tener en cuenta el efecto dinámico de una carga móvil en el cálculo de puentes de ferrocarril.

Pero cuando trasladamos este cálculo a un tren (ideal) de cargas formado por diez ejes iguales al anteriormente considerado, con una separación entre ellos de  $D = 16$  m (correspondiente a la distancia entre bogies), la respuesta calculada para dos velocidades de circulación ( $v = 288$  Km/h y  $v = 360$  Km/h) es claramente distinta (ver figura 3.13). Además esta respuesta es mucho mayor para la velocidad de 288 Km/h que para la de 360. Esto es debido a que se produce un fenómeno de resonancia con la frecuencia fundamental del puente que no es creciente con la velocidad, sino que se produce a ciertas velocidades críticas determinadas.

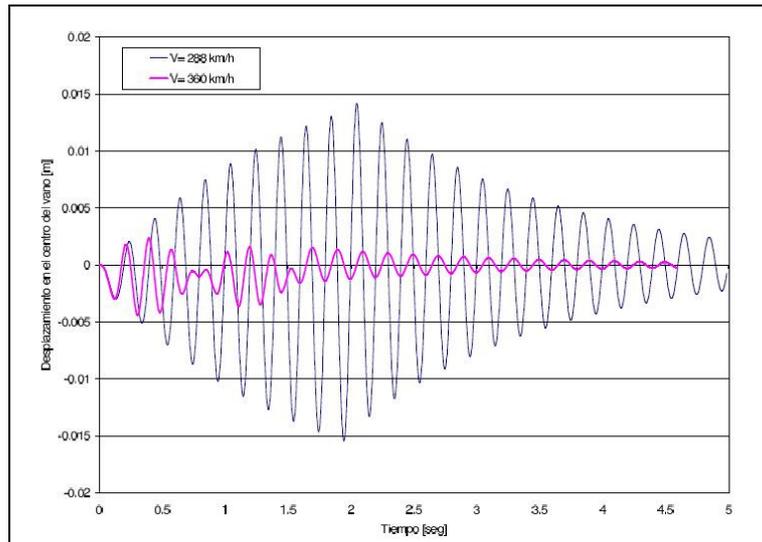


Figura 3.13. Desplazamientos para  $v = 288 \text{ Km/h}$  y  $v = 360 \text{ Km/h}$ .  
Fuente: Goicolea et al. (2002).

Se puede explicar este fenómeno de forma sencilla: la aplicación de cargas cíclicas debidas a los ejes del tren a la velocidad  $v = 288 \text{ Km/h}$ , al tener un espaciamiento uniforme, tiene una frecuencia ( $f_p$ ) determinada por la expresión:

$$f_p = \frac{v}{D}$$

Con la velocidad ( $v$ ) y  $D$  dichas ( $288 \text{ Km/h}$  y  $16 \text{ metros}$  respectivamente), se obtiene una frecuencia de paso  $f_p = 5 \text{ Hz}$ . Esta frecuencia de excitación es la misma que la que tiene el primer modo fundamental de vibración del puente, y esto provoca y determina la resonancia.

Los modos fundamentales de vibración determinan la respuesta del puente a los esfuerzos recibidos. En el caso de puentes isostáticos biapoyados, el comportamiento vibratorio puede ser simulado mediante el modelo de la viga de Bernoulli, con los tres primeros modos de vibración que se muestran en la figura 3.14, aunque para puentes isostáticos la resonancia se produce solo para el primer modo fundamental.

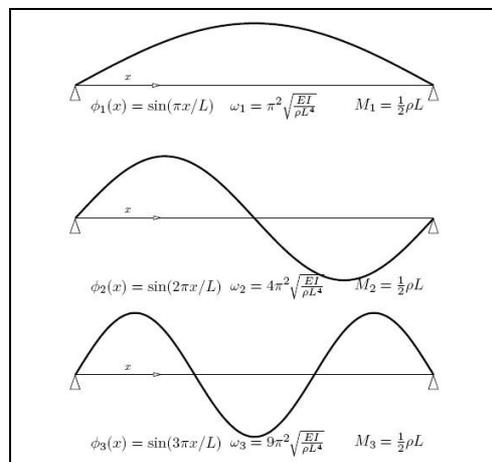


Figura 3.14. Primeros modos de vibración para puentes isostáticos biapoyados.  
Fuente: Goicolea et al. (2002).

Siguiendo con esta analogía de los modos de vibración, otra manera de ver el fenómeno es mediante la denominada *longitud de onda* de la excitación.

$$\lambda = \frac{v}{f_0}$$

La resonancia se produce cuando la longitud característica  $D_k$  de separación de los ejes coincide con un múltiplo entero de dicha longitud de onda:

Cuando  $\lambda = \frac{D_k}{i}$ , con  $i = 1, 2, 3, 4$  se produce la resonancia.

Haciendo un barrido del espectro de velocidades al paso del tren para distintas condiciones (considerando una carga puntual, o tren de cargas con diferentes amortiguaciones) vemos el efecto resonante que se produce a la velocidad de 288 Km/h, así como se constata como el efecto del paso de varios ejes (creando la resonancia) amplifica mucho la deformación si la comparamos con el paso de una sola carga puntual. Ver figura 3.15.

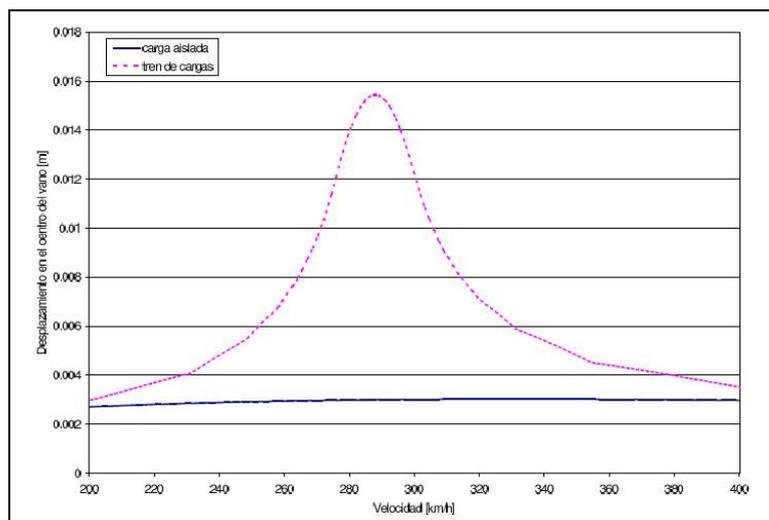


Figura 3.15. Comparación entre modelos de carga para el espectro de velocidades.

Fuente: Goicolea et al. (2002).

Así pues, a pesar de la introducción de *Coficiente de Impacto*, éste no tiene en cuenta la posible resonancia que se produce por la repetición de cargas cíclicas.

En efecto, hasta la aparición de la alta velocidad, el fenómeno resonante no apareció, pero para velocidades a partir de 200 Km/h y distancias entre ejes de trenes actuales (entre 13 y 20 m), pueden fácilmente aparecer estos fenómenos resonantes.

Como ejemplo real podemos encontrar el viaducto sobre el Tajo del AVE español, de varios vanos isostáticos de 38 metros. Al paso del AVE a 218 Km/h se produce una ampliación de los desplazamientos en el vano, tal y como se ve en la figura 3.16, realizada con mediciones *in-situ*.

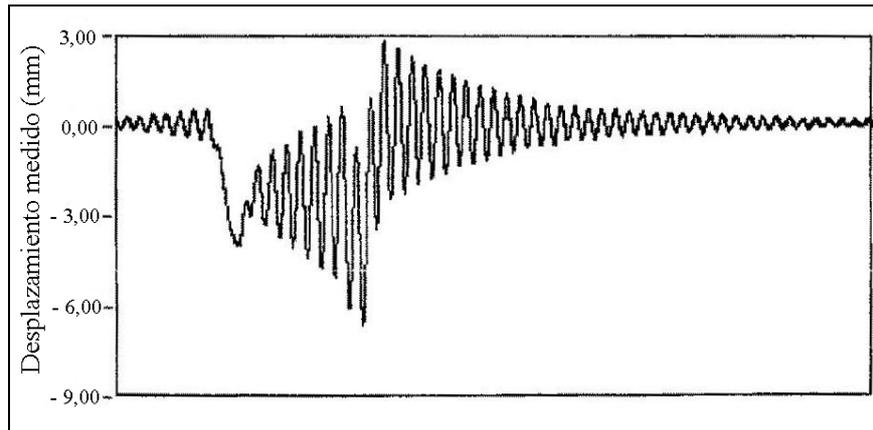


Figura 3.16. Mediciones de desplazamiento al paso de un AVE por el viaducto del Tajo. Tomado de Goicolea et al. (2002).

En este caso, con un vano de luz  $L = 38$  metros, la frecuencia fundamental es  $f_0 = 3,31$  Hz, que corresponde a una longitud de onda  $\lambda = 18,4$  m, que es muy similar a la distancia entre bogies del AVE  $D_{AVE} = 18,7$  m, y por lo tanto se produce la resonancia.

A la vista de los datos, se puede determinar que la resonancia en puentes de ferrocarril viene determinada fundamentalmente por los siguientes factores:

- El espaciado característico de los bogies y ejes del tren ( $D_k$ ).
- Velocidad de circulación por el puente prevista.
- Frecuencia fundamental del puente ( $f_0$ ). En el caso de puentes isostáticos la primera frecuencia propia.

Estos fenómenos de resonancia tienen una gran influencia en el comportamiento de la capa de balasto. El aumento de los desplazamientos en el vano va asociado con un aumento de los esfuerzos y aceleraciones que se producen en la capa de balasto, provocando los siguientes efectos:

- Rápida atricción de la capa de balasto.
- Formación de espacios huecos bajo traviesas (provocando la danza de traviesas).
- Descompactación de la capa de balasto.
- Vibración del balasto.
- Deterioro de la nivelación longitudinal y transversal.

Este efecto de vibración excesiva sobre la capa de balasto, produce que la capa entre en un proceso de licuefacción, que puede ser muy dañino para la vía y que se analizará en profundidad más adelante en el capítulo 4.

### 3.2.9 Efecto de las Frecuencias:

Aunque existe un gran rango de frecuencias que aparecen en la vía, de forma más habitual el balasto está sometido por un lado a impulsos de baja frecuencia, hasta 25 Hz, generados fundamentalmente por los bogies, y a vibraciones de alta frecuencia: ruido estructural entre 50 y 120 Hz.

En las mediciones que se realizaron en los ensayos de homologación del tramo Córdoba–Antequera durante el Noviembre y Diciembre de 2006 de un tren AVE–Alstom desplazándose a 250 Km/h (figura 3.17), vemos este contenido en frecuencias, donde los valores más relevantes se obtienen como se comentaba anteriormente entre 25 y 150 Hz.

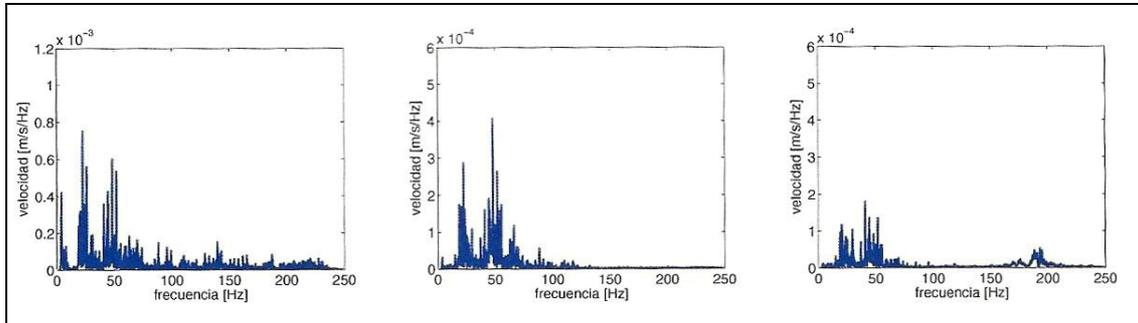


Figura 3.17. Contenido en frecuencias al paso de un tren AVE a 250 Km/h a 3, 8.6 y 11.8 metros del eje de vía.  
Fuente: Galvín (2007).

Tomando como referencia el tren de ensayos ICE podemos establecer los siguientes valores de pico en vía, para una velocidad de 320 Km/h y que en líneas generales coinciden con los datos anteriores:

- 20 Hz, debido a la configuración de los ejes.
- 50 Hz, debido a ondulaciones de carril de onda larga y espaciado de traviesas, considerando traviesas sin apoyo (danza de traviesas).
- 100 Hz, debido a las mismas cargas del segundo apartado.
- 130 Hz, (punta) coincide con el espacio entre traviesas de 60 cm.
- 220 Hz, debido a ondulaciones de carril de onda corta.

Las vibraciones por encima de 50 Hz (alta frecuencia) interfieren en el comportamiento vibratorio del asiento del balasto bajo las cargas del tráfico, y en las líneas de alta velocidad son de esperar puntas en la gama de frecuencias de 50 a 150 Hz, lo que indica hasta que punto se debe cuidar que no se produzca licuefacción del balasto.

La Administración alemana simuló un ensayo con impulso de 200 kN y con una frecuencia de 25 Hz (que representa una velocidad de 200 Km/h.) y de forma esporádica pero adicional se introdujeron vibraciones de 80 Hz en diferentes fases del ensayo, con el fin de ver el comportamiento y hasta qué punto las frecuencias afectan sobre los asientos de la capa de balasto, con los siguientes resultados:

Fase I:

Sin vibraciones, se produce un asiento inicial continuado para posteriormente obtenerse una consolidación con tan solo un pequeño asiento.

Fase II:

Con vibraciones añadidas de 80Hz, el asiento aumenta casi de forma lineal, debido a la licuefacción del balasto.

Fase III

Se llega a una nueva consolidación sin vibraciones.

En un experimento realizado por Karrech (2008) se pudo comprobar la relación entre la frecuencia de vibración y el asiento provocado en un material granular parcialmente confinado. La confinación no se realiza de forma total debido a que no sería representativo de las condiciones presentes en el balasto tendido en la vía. La capa granular se sometió a 200.000 ciclos de carga, con una amplitudes de fuerza aplicada de  $\Delta F = 1\text{ kN}$  hasta  $\Delta F = 3\text{ kN}$  y a diferentes frecuencias de excitación. En la figura 3.18 se pueden observar los resultados obtenidos.

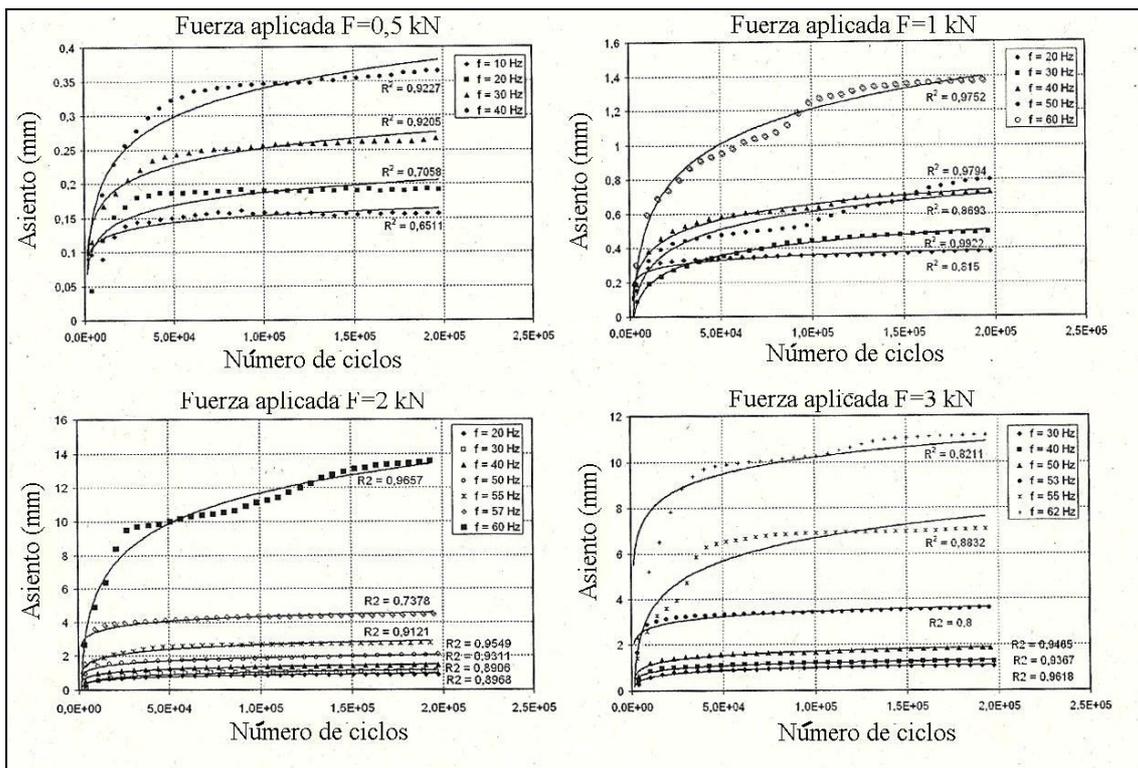


Figura 3.18. Medida de los asientos respecto al número de ciclos para distintas frecuencias de vibración.

Fuente: Karrech (2008).

De los resultados obtenidos se pueden sacar distintas conclusiones. El más claro y interesante desde el punto de vista ingenieril es que para excitaciones entre 10 y 60 Hz (como se ha explicado habituales en el caso del ferrocarril), como más alta sea la frecuencia sobre el material granular, mayores son los asientos en la capa, y necesitan un número de ciclos de carga más elevado para que llegaran a una asíntota horizontal, donde el asiento no aumenta de forma progresiva.

Por otro lado, el material acusa de forma especial la carga de los primeros 50.000 ciclos, donde las deformaciones aumentan de forma mucho mayor de lo que hacen posteriormente. Este fenómeno puede ser debido a que el material granular en un primer momento, y gracias a la aplicación de las primeras fuerzas, sufre una redistribución de los granos, haciendo que estos se muevan (inicialmente colocados de forma más libre),

y vayan llegando a un nivel de empaquetamiento mayor, reduciendo los espacios vacíos entre ellos, pero también consolidándose más y por tanto dificultando más el aumento gradual de los asientos.

### **3.3 Comentario final**

Como se ha visto a lo largo del capítulo la velocidad es un factor determinante en la amplificación de esfuerzos sobre la vía, pero también a la vista de los datos no se debe relacionar directamente (y sin ningún matiz) el incremento de la velocidad con el aumento de las vibraciones. En una vía en buen estado, un tren puede circular a 300 Km/h generando un nivel de vibraciones y esfuerzos admisibles. Por contra, si la estructura ferroviaria está en mal estado, un tren circulando a 200 Km/h puede provocar unas vibraciones y unos incrementos de tensiones mayores que los que producía el paso del otro tren a 300 Km/h (velocidad notablemente más alta), pero con una vía en buenas condiciones.

En casos donde se producen resonancias, esto es todavía más claro, ya que los picos de deformación no son incrementados proporcionalmente a la velocidad sino que responden a otros factores, y se ven amplificados para ciertas velocidades determinadas.

En este sentido un adecuado mantenimiento de la vía, el uso de materiales adecuados y un diseño correcto, son factores determinantes en cuanto a generación de esfuerzos dinámicos, y en consecuencia durabilidad de la vía.

#### 4. Licuefacción del Balasto:

Como se ha venido comentando, el paso de trenes genera unos esfuerzos en la capa de balasto que aceleran sus partículas dándoles una vibración que pueden llegar a ser muy altas en el caso de la alta velocidad, y que afectan en gran medida a su comportamiento y su capacidad de reacción respecto los esfuerzos transmitidos por la traviesa. El exceso de esfuerzo dinámico en la capa de balasto puede causar la pérdida de rozamiento entre partículas, pérdida de contacto entre caras de traviesa, pérdida de rigidez vertical y resistencia lateral.

Este rápido deterioro de la estabilidad del lecho de balasto puede provocar el movimiento del carril y por tanto de la vía, perdiendo alineación y calidad geométrica en general.

El comportamiento del balasto bajo un efecto vibratorio depende de la velocidad y la aceleración que llegan a tener las partículas de balasto dentro de la capa. Así pues como demostraron Morgan y Markland (1981) una cierta vibración aplicada al material granular puede incrementar su resistencia portante y nivel de compactación en una vía. Los resultados del experimento de Karrech (2008) mostrados en el capítulo 3, estarían en concordancia con este hecho, ya que tal y como se indicaba, gracias a la aplicación de una carga cíclica a frecuencias no muy altas, las partículas de balasto se mueven y recolocan, provocando un asiento inicial, pero que consolidan el material granular de forma que se evitan asientos posteriores. De forma sencilla se podría explicar que este empaquetamiento es análogo a la precarga que se realizaría para mejorar la capacidad portante en un suelo blando.

Pero el comportamiento depende de las condiciones y características de la carga aplicada. Así como en casos de carga reducida a frecuencias bajas durante un cierto período de tiempo reducido, se obtiene un efecto positivo, no siempre es así. Los problemas aparecen cuando, a partir de aceleraciones del orden de 0.7 – 0.8g (según distintos autores), el material granular empieza a sufrir un fenómeno de descompactación, pérdida de fricción en los contactos de los granos, formación de espacios vacíos mayores, y empieza a comportarse como un fluido, haciendo que los desplazamientos verticales aumenten, disminuya la resistencia lateral de la vía. El resultado definitivo es la pérdida de capacidad portante y resistente de la vía.

A partir de este umbral de 0.8g, donde ya se nota la pérdida de capacidad portante del material granular, el nivel más crítico se produce al llegar entre 1,4 y 1,6g donde se produce la licuefacción total del balasto, y este pasa a comportarse como un fluido. Además se ha constatado mediante los ensayos que realizaron los Ferrocarriles Franceses que la aceleración máxima en el interior de la capa de balasto es mayor que la aceleración aplicada en la superficie de la capa ensayada. Estas diferencias podían llegar a ser del 15%. Esto explicaría por qué se da una inestabilidad al balasto al llegar a 0.8g ya que se deduciría que en el interior de la capa, la aceleración tiene un valor próximo a 1g ( $0,8 \times 1,15 \approx 1g$ ).

#### 4.1 Ensayos

Las primeras medidas de estas aceleraciones se midieron en la línea de Tokaido, donde para velocidades máximas de 210 Km/h, se obtuvieron unos valores que oscilaban entre 0.3 y 0.6g, pero que podían llegar a ser mayores en tramos de vía en placa.

También en las líneas francesas se realizaron distintos estudios sobre el comportamiento, y según Prud'homme (1976) se obtuvieron los resultados representados en el cuadro 4.1. Estas mediciones se realizaron entre dos traviesas y aproximadamente a unos 15 cm bajo la cara inferior de las mismas.

Material	Velocidad (Km/h)	Aceleración en la capa de Balasto
Locomotora CC 6500	140	0,8 g
TGV 001	140	0,88 g
	245	1,40 g
	300	1,40 g

Cuadro 4.1. Aceleración medida en la capa de balasto.

Tomado de López Pita (2006).

Por otro lado, en la Universidad de Berlín se demostraron los efectos negativos de estas aceleraciones excesivas sobre la capa de balasto tanto en lo que respecta a esfuerzos verticales como horizontales.

Como puede apreciarse en la figura 4.1 (en la parte superior) a partir de 0,7g los desplazamientos verticales sufren un fuerte cambio de pendiente del asiento en función del número de ciclos de cargas aplicados.

También aparece en la figura 4.1 (en la parte inferior) la influencia de los desplazamientos horizontales que se experimentan cuando se aplica una carga transversal, siendo otra vez los valores de aceleración cercanos a 0,7 y 0,8g los umbrales donde se pasa de unos valores de desplazamiento admisibles a otros mucho mayores y claramente perjudiciales para el funcionamiento correcto de la vía.

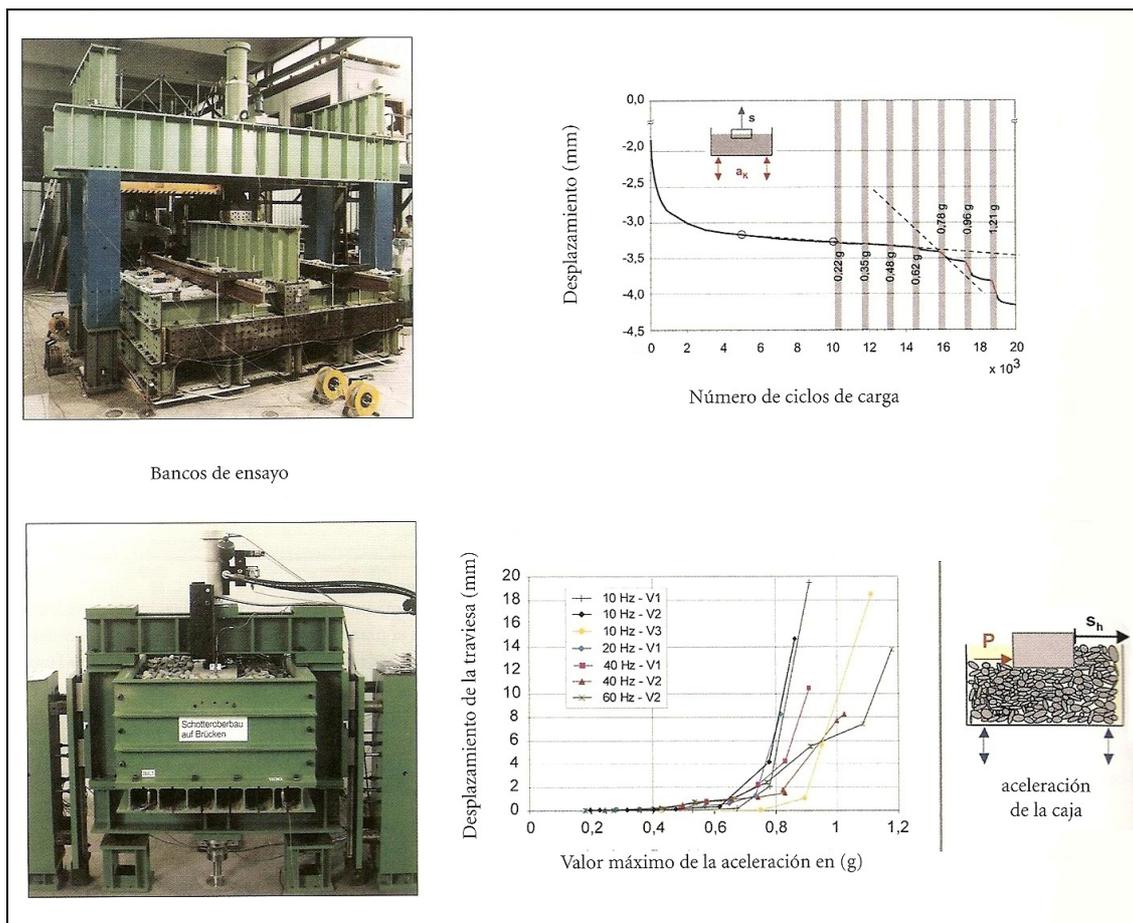


Figura 4.1. Maquinaria y resultados de los experimentos.  
Tomado de López Pita (2006).

Aunque distintos estudios coinciden en estos valores, puede haber diferencias entre ellos. Como se ha visto según los estudios de la Universidad de Berlín, la licuefacción empieza en valores alrededor de 0,8g, mientras que otros autores como Karrech (2008) han realizado otros ensayos, determinado el umbral de pérdida de capacidad portante alrededor de 1,2g. Esto nos demuestra hasta que punto los resultados pueden variar según el tipo de experimento realizado, geometría de las partículas, condiciones del ensayo, etc.

Lee y Ripke (2000) hicieron un estudio más encendido hacia el estudio de lo que sucede realmente a nivel de vibraciones en una vía con balasto en Alta Velocidad. Midieron las aceleraciones bajo la superficie del carril a distintas profundidades y velocidades de paso comprendidas entre 250 y 300 Km/h.

En la figura 4.2 se pueden ver los resultados que obtuvieron, así como los puntos donde colocaron los acelerómetros. Se aprecia que las máximas mediciones se obtuvieron a 80cm bajo el carril y alcanzaron unos valores entre 1,4 y 2,0 m/seg<sup>2</sup> (lo que representa entre el 0,14g y 0,2g, y por lo tanto admisibles en una línea en pleno funcionamiento).

## Vibraciones en las Vías del Ferrocarril

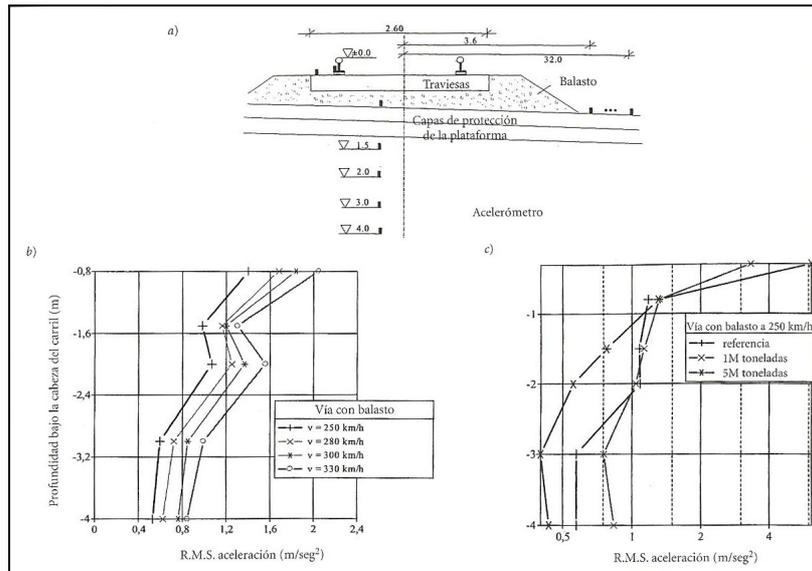


Figura 4.2. Aceleraciones medidas en diferentes profundidades de la vía.  
Tomado de López Pita (2006).

Otra manera de caracterizar el potencial de daño debido a las vibraciones es la velocidad máxima alcanzada por las partículas de balasto. Se puede determinar esta velocidad con las componentes en las tres direcciones del espacio X, Y, Z. De forma matemática con el producto escalar acaba resultando:

$$V_{\text{result}} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2 + V_z^2}$$

Y seguidamente se puede calcular la velocidad efectiva en un cierto periodo de tiempo con la siguiente expresión (adoptando habitualmente el periodo  $T=0,125$  segundos según la norma DIN 4150):

$$V_{\text{efectiva}} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T V_{\text{result}}^2 \cdot dt}$$

A principios de los 90 los ferrocarriles alemanes hicieron pruebas en sus líneas de Hannover-Würzburg y Manheim-Stuttgart con el objetivo de medir estas velocidades *in-situ* para distintos pesos por eje y velocidades comerciales. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 4.3.

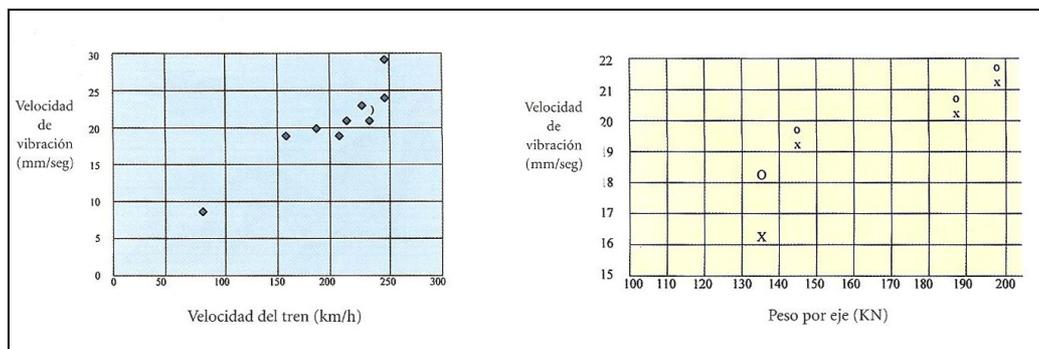


Figura 4.3. Velocidades de vibración en el balasto.  
Tomado de López Pita (2006).

A la izquierda podemos ver la velocidad de vibración bajo travesía para distintas velocidades de paso del tren ICE. A medida que se incrementan las velocidades del tren, la vibración también aumenta de forma considerable. De esta forma para celeridades cercanas a 250 Km/h (habituales en Alta Velocidad) los valores oscilan entre 20 y 30 mm/seg.

A la derecha comparamos la velocidad de vibración frente el paso de trenes con distintos pesos por eje. También se aprecia un claro aumento conforme los pesos son mayores. Un coche de Alta Velocidad acostumbra tener aproximadamente un peso por eje de 170 kN (17 toneladas / eje), por lo que según estos resultados sería esperable una velocidad alrededor de los 20 mm/seg, hecho que estaría en concordancia con los datos obtenidos con el grafico velocidad del tren-velocidad de vibración.

De todas formas, las velocidades de vibración obtenidas por los ferrocarriles alemanes no deben ser tomadas como valores absolutos. Como es habitual, dependiendo de las condiciones del experimento, las condiciones de la vía, e incluso del tipo de tren, estos valores de velocidad pueden variar, siendo mayores o menores según el caso. Como se muestra en la figura 4.4, se comparan los datos obtenidos de velocidad de vibración a 6 metros del eje de vía de dos trenes distintos: uno tipo ICE y otro Thalys. Aunque la vía es la misma, las velocidades son mucho mayores para un caso que para el otro, lo que confirma el hecho de que los valores pueden ser muy variables, dependiendo de distintos factores.

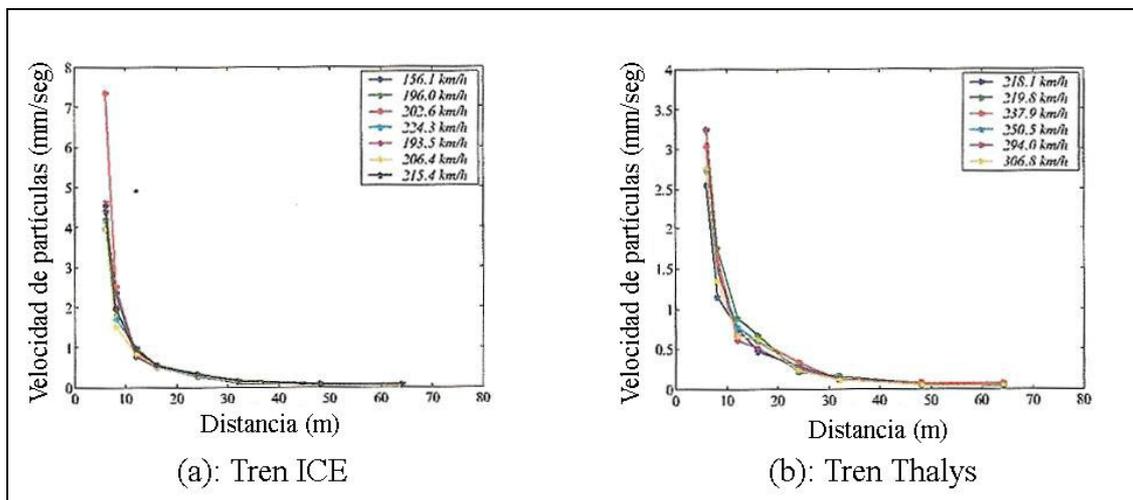


Figura 4.4. Comparación de velocidades de vibración de partículas de un tren ICE y un Thalys para una misma vía.  
Fuente: Degrande et al. (2002)

Se ha demostrado, como se ha expuesto anteriormente, que la capa de balasto sufre una descomposición de su estructura granular a partir de aceleraciones alrededor de 0,7-0,8g, pero entonces, ¿que niveles de velocidad de vibración son admisibles? Se cuenta con experiencia suficiente en otros campos de la ingeniería (edificaciones, pilotajes, etc.) como para poder establecer este límite admisible velocidad de vibración en 10-15 mm/seg. Se ha verificado estos valores a través del asiento de un material granular con la velocidad de vibración indicada, para una presión media aplicada en la capa.

En la figura 4.5 vemos como el aumento de la velocidad de vibración (en mm/seg) con una frecuencia de 12 Hz, afecta directamente al asiento del balasto a lo largo del tiempo, de forma que a velocidades de vibración más altas, mayor es el asiento. Para la velocidad de vibración de 15 mm/seg se produce un asiento inicial muy pronunciado, pero a medida que pasa el tiempo, este asiento se estabiliza hasta llegar a un punto donde la deformación no aumenta. Pero para velocidades mayores (35 y 55 mm/seg) el asiento, a parte de ser inicialmente mayor, no llega a estabilizarse nunca, y sigue aumentando aunque de forma menos pronunciada.

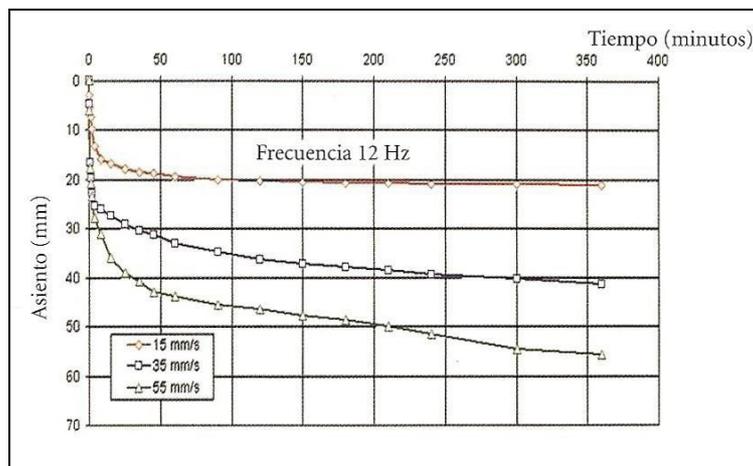


Figura 4.5. Asiento del balasto en función de la velocidad de vibración.  
Tomado de López Pita (2006).

De esta forma se podría considerar como admisibles en el caso del balasto las predicciones obtenidas a partir de otros campos de la ingeniería geotécnica, ya que estos límites estarían en concordancia con los resultados de la figura 4.5. Presumiblemente para valores de 10-15 mm/seg se producirían ciertos asientos, pero no serían muy pronunciados ni aumentarían con el tiempo, llegando a una asíntota horizontal. En cambio para valores de velocidad de vibración no se podría garantizar la estabilidad del lecho, debido a estos asientos que se producirían de forma continuada.

### 4.2 Consecuencias

Las consecuencias derivadas de este efecto se pueden dividir en diferentes parámetros, todos ellos negativos para la durabilidad de la capa de balasto y su calidad geométrica:

- **Pérdida de soporte vertical:** a parte de la obvia imposibilidad de soporte de las cargas verticales, se producirá cambios en la alineación de la vía, así como posibles torsiones a lo largo del carril debido a los asientos diferenciales. También puede haber un cambio en la distribución de pesos del tren sobre un carril u otro, provocando el desgaste prematuro de uno de ellos. De la misma forma se puede producir la pérdida de contacto de las ruedas del tren. Aunque los niveles de aceleración no sean tan altos como para perder toda la resistencia vertical, el hecho de perder un porcentaje de capacidad portante ya implica que los movimientos generados en los carriles y traviesas, sean suficientemente importantes como para deteriorar prematuramente la estructura.

- **Pérdida de soporte lateral:** a parte de la pérdida de capacidad para soportar los esfuerzos laterales impuestos por la vía, se producirán también cambios en la alineación y pandeos que antes no se manifestaban (provocados por tensiones debidas a aumentos de temperatura que no pueden ser asumidas). Como antes, no necesariamente se pierde todo el soporte longitudinal por un cierto nivel de aceleraciones, pero el descenso de la capacidad portante puede ser suficiente para no poder asumir esfuerzos que antes sí eran respondidos plenamente.
- **Perdida de soporte longitudinal:** importante para los frenados y la tracción, la pérdida de resistencia longitudinal es debida a los mismos factores de pérdida de resistencia lateral. En el caso del soporte longitudinal las traviesas transmiten los esfuerzos al balasto por toda su área longitudinal (que puede llegar a ser de dos metros y medio para traviesas monoblock), por lo tanto los esfuerzos están repartidos en una área mayor, lo que significa que es menos posible que se generen esfuerzos tan altos como para que la capa de balasto no los pueda asumir, aunque ésta esté bajo los efectos de una vibración alta.

Todos estos factores, que afectan directamente a la calidad geométrica, no harán más que empeorar el estado de la vía, haciendo que los esfuerzos dinámicos sean cada vez mayores al paso por estos tramos deteriorados, y en consecuencia, que cada vez las aceleraciones de la capa de balasto aumenten, alimentando el proceso de deterioro, y obligando al administrador del ferrocarril a realizar operaciones de mantenimiento de la vía como el bateo del balasto, alineado y amoldado de carriles de forma prematura. Todo ello repercutirá sobre los costes de mantenimiento, y aunque se hayan realizado las operaciones de mantenimiento adecuadas, la calidad óptima inicial de la vía no se recuperará.

### 4.3 Diseño y soluciones

Por estas razones expuestas, el valor de diseño que se recomienda para la aceleración máxima en la capa de balasto es de 0.35g (aproximadamente 3,5m/seg<sup>2</sup>), existiendo en este caso un factor de seguridad igual a dos.

Como se mostraba anteriormente en la figura 4.2 en el experimento que llevaron a cabo Lee y Ripke, las aceleraciones máximas registradas eran entre 0,14 y 0,20g, lo que significaría que es posible en Alta Velocidad obtener unos valores admisibles de aceleración bajo traviesa. De todas formas, para poder llegar a obtener estos valores hay que modificar elementos de diseño, o recurrir al uso de elementos que reducen la rigidez de la vía, como placas de asiento más flexibles, esteras elásticas, o traviesas con suela elástica. A continuación se analiza el efecto que tienen estos cambios en la geometría de la vía y el comportamiento de los elementos elásticos.

#### 4.3.1 Placas de asiento:

En alta velocidad donde los esfuerzos vibratorios sobre la capa son mayores, se puede llegar a estos valores reduciendo la presión de las traviesas sobre el balasto, utilizando para ello traviesas de mayor superficie de apoyo y placas de asiento más elásticas. Gracias a la incorporación de estas placas más elásticas, con valores de elasticidad de 60-70 kN/mm, se pueden amortiguar los esfuerzos que se transmiten de la rueda al

carril, y las vibraciones producidas por pequeños defectos en la vía y en el contacto entre rueda y carril.

En el tramo de ensayo de Stendal entre Hannover y Berlín se pudo comprobar la efectividad de las placas de asiento más elásticas, comparando tres tipos distintos de superestructura:

- Carril UIC 60, traviesas B70 (área de apoyo 2.850 cm<sup>2</sup>) y placa de asiento de 500 kN/mm.
- Carril UIC 60, traviesas B70 (área de apoyo 2.850 cm<sup>2</sup>) y placa de asiento de 60 kN/mm.
- Carril UIC 60, traviesas B70 (área de apoyo 3.780 cm<sup>2</sup>) y placa de asiento de 27 kN/mm.

En la figura 4.6 se muestra el espectro de velocidades que tomaron las partículas del lecho de balasto en cada uno de los tres tipos de superestructura. Se verifica el efecto positivo que tiene en la reducción de la velocidad de las partículas el aumento de la área de apoyo de la traviesa y de la elasticidad de las placas de asiento. En las vías mejoradas que incorporaron una placa de asiento más elástica, se disminuyó la velocidad de vibración de las partículas de balasto del lecho. En concreto, la vía con la placa de asiento más elástica (27 kN) y que a mismo tiempo tenía la traviesa con más área de apoyo fue la que registró un índice menor de velocidades.

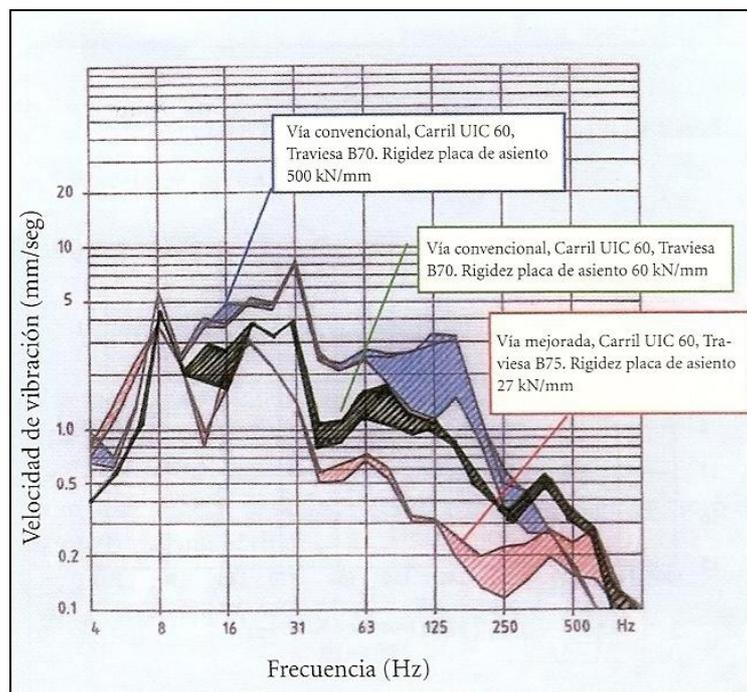


Figura 4.6. Influencia del tipo de superestructura sobre la vibración del balasto.  
Tomado de López Pita (2006).

A pesar de estos resultados cabe recordar que como se ha indicado antes, tampoco es conveniente reducir las rigideces al máximo ya que también hay que tener en cuenta factores de durabilidad de los materiales y capacidad de tracción de la vía.

### 4.3.2 Espesor de balasto:

La experiencia japonesa en vía sobre balasto confirmó que con un reducido apoyo de las traviesas (2,4 m longitudinalmente), la deficiente distribución de cargas de carriles de 54 Kg/m así como espesores de balasto bajo traviesa insuficientes (20–25 cm) hacen que las presiones transmitidas al balasto sean muy elevadas, obligando a realizar operaciones de mantenimiento y bateo dos o tres veces al año.

Estos factores alertaron a los países europeos sobre la necesidad de mejorar la elasticidad de la vía, y reforzarla con carriles de 60 Kg/m, y colocando traviesas más pesadas y de mayores dimensiones, y aumentar la cama de balasto dentro de unos límites aceptables.

Por ello se recomienda un espesor de balasto bajo traviesa de 35 cm., lo que produce una flecha de carril del 4% proporcionando una mejor distribución de cargas, además de disminuir en el comportamiento a largo plazo la aparición de finos en la parte inferior del lecho de balasto. Estos finos disminuyen el coeficiente de fricción entre partículas, haciendo la capa de balasto menos amortiguante e impidiendo su drenaje adecuado.

Aunque existen ciertas discrepancias según autores sobre los efectos de aumentar dicho espesor, se producen casos de espesores mayores de lo deseable. Por ejemplo en el siguiente caso: debido a los asentamientos post-constructivos que se producen en los terraplenes, y que pueden tardar hasta 10 años en asentarse completamente, y con tal de contrarrestar estos efectos, ha existido la tendencia de mantener la cota de proyecto añadiendo balasto al terraplén para recuperar los centímetros perdidos en el descenso durante el asiento, provocando capas de balasto exageradamente grandes. En la figura 4.7 vemos este fenómeno: la canaleta del fondo marca donde empezaba inicialmente la capa de balasto, y como se ha aumentado posteriormente.



Figura 4.7. Aumento del espesor de balasto debido al descenso del terraplén.

Fuente: Melis (2006).

Como defiende el profesor Manuel Melis en su artículo en la Revista de Obras Públicas “Terraplenes y Balasto en Alta Velocidad Ferroviaria”, el aumento de espesor de la capa de balasto bajo traviesa significa que se está sustituyendo un material cohesivo (plataforma) por uno no cohesivo, y susceptible a recibir vibraciones que debiliten su comportamiento. Además las partes más profundas de la capa ya no volverán a ser bateadas, y tendrán las esquinas y aristas rotas. Sólo por este hecho y sin el efecto de las vibraciones, su resistencia transversal debería de por sí disminuir, y aumentar su deformación lateral bajo cargas horizontales.

En otros estudios se ha comprobado el efecto negativo que tiene aumentar el espesor tanto en el asiento vertical de la vía como en los defectos de la misma, como se muestra en la figura 4.8, donde a medida que se aumenta el espesor del balasto, también lo hacen los asientos en la vía.

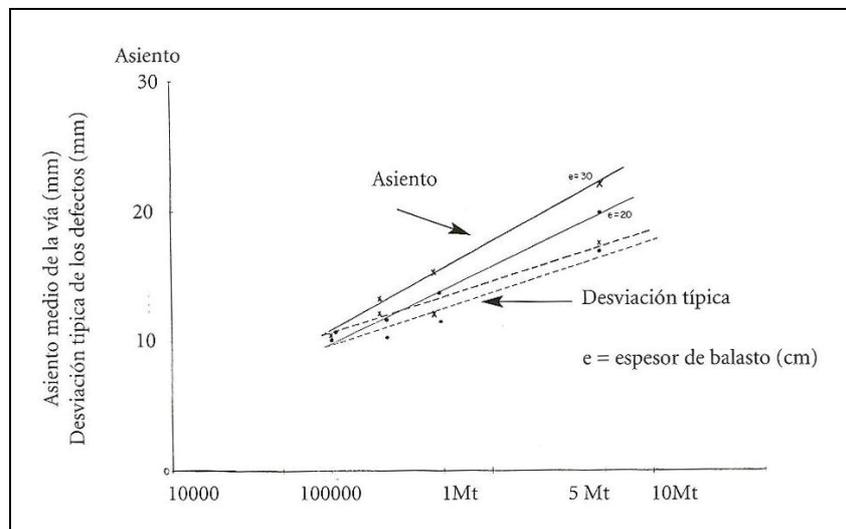


Figura 4.8. Influencia del espesor de balasto sobre el asiento de la vía.  
Tomado de López Pita (2006).

### 4.3.3 Tapices elásticos:

Otra medida que se ha estudiado es la introducción de un tapiz elástico entre la capa de balasto y la subestructura. Al inaugurarse la línea de alta velocidad entre Tokio y Osaka en 1964, se constató (además de otros fenómenos) que en puentes de hormigón la capa de balasto se trituraba rápidamente en las zonas cercanas al tablero, obligando a disponer soluciones hasta entonces desconocidas. La solución en este caso fue la introducción de esteras procedentes de materiales neumáticos.

Dicha trituración se debía a dos fenómenos:

- De acuerdo con las teorías de los sistemas multicapa, la presión normal disminuye rápidamente con la profundidad, de forma que en un espesor de balasto normal (30 cm), la tensión en el contacto entre capas se ve reducida al 50% respecto a la que había inicialmente en la superficie. Pero cuando existe un estrato rígido en la profundidad, la reducción de presiones es menor, de forma que a igualdad de condiciones, la disminución tensional es solo del 20%.
- La rigidez del tablero del puente provoca la abrasión de la capa de balasto situada en el contacto, produciéndose una gran cantidad de finos que reducen el coeficiente de rozamiento entre partículas, que como se indicaba anteriormente, disminuye el amortiguamiento.

Con los tapices (o esteras) elásticos se logró aumentar la flexibilidad vertical del conjunto de la vía, reduciendo también la tensión sobre el balasto y superestructura, y la propagación de vibraciones fuera del lecho de la vía, aunque el uso (inicialmente) de

materiales de baja calidad pudiera causar problemas de durabilidad. Actualmente al usarse productos de alta calidad, y generalmente certificados por el fabricante, los tapices elásticos ya no presentan ningún problema por lo que respecta a durabilidad y fiabilidad.

En su contra hay que decir que con la tendencia reciente de reducir la rigidez de la placa de asiento, y la introducción de balasto menos abrasible (pasando de 25 a 15 en el valor de coeficiente de Los Ángeles), se ha conseguido limitar el deterioro del balasto sin la necesidad imperiosa de recurrir a las esteras. A pesar de esto muchas veces se sigue apostando por su introducción, no tanto para mitigar las vibraciones del balasto como para impedir que las vibraciones se propaguen al exterior de la estructura.

También cabe señalar algunas dudas aparecidas sobre su comportamiento. Existen contradicciones sobre su respuesta frente a las vibraciones y aceleraciones del balasto. Algunos estudios del National Union of Railways afirman que si bien se reduce la presión aplicada sobre el balasto, colocada sobre el tablero de un puente o un túnel, amplifica las aceleraciones del balasto, siendo su efecto contrario a lo que sería deseable. Por el contrario, otros expertos como Esveld, alaban su capacidad reductora y disipadora de vibraciones.

Naturalmente las marcas proveedoras de estos tapices no hacen más que alabar el comportamiento de su producto, y mantienen que gracias ello se reduce notablemente la transmisión de vibraciones, pero se deberían realizar estudios más a fondo para ver si realmente pueden existir efectos negativos por lo que respecta a la aceleración (y por tanto posible licuefacción) del balasto.

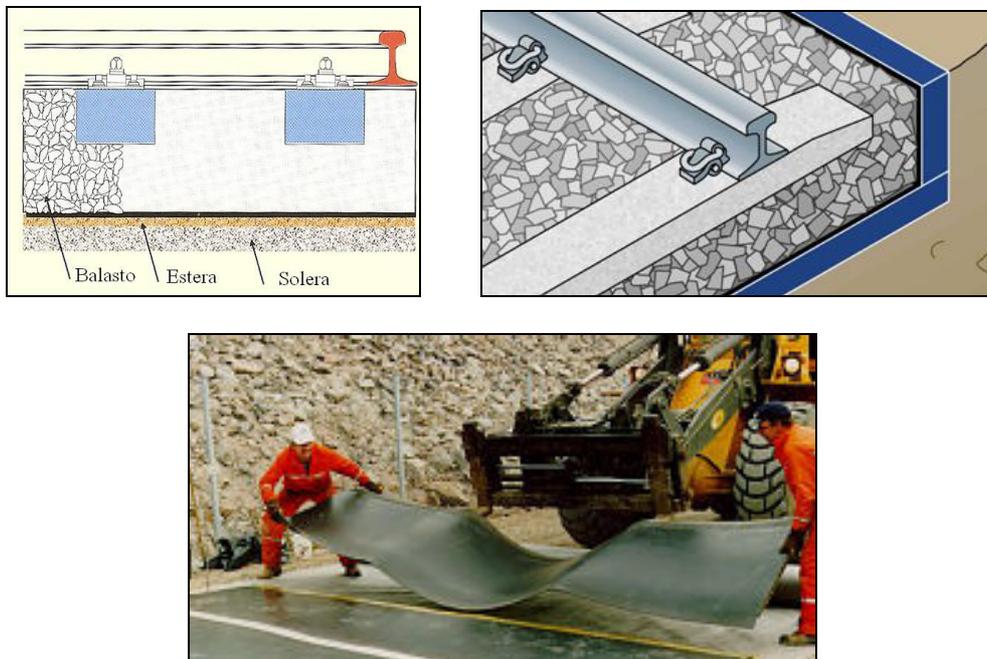


Figura 4.9. Arriba: Esquema del tapiz en la estructura ferroviaria. Abajo: Obreros colocando el tapiz en la plataforma de la vía.

Fuente: Esveld (2001), Rock Delta (2007), Tiflex (2007)

#### 4.3.4 Suelas elásticas:

Las traviesas con base elástica si han demostrado ser plenamente efectivas para la reducción de las aceleraciones en la capa de balasto y por tanto aumentar su durabilidad. En los últimos años se han estudiado los efectos que podrían tener en la reducción del deterioro de la vía. Sus finalidades fundamentales son las siguientes:

- Eliminar la dureza del contacto entre traviesa de hormigón y balasto.
- Aumentar la superficie efectiva de apoyo de la traviesa sobre la capa de balasto.
- Reducir el nivel de presiones sobre la superficie de balasto.
- Incrementar la elasticidad (reducir la rigidez) vertical de la vía.

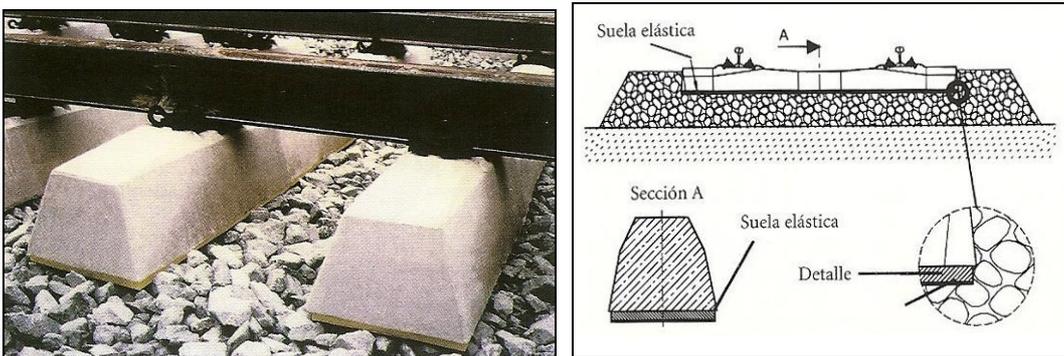


Figura 4.10. Traviesas con suela elástica.  
Tomado de López Pita (2006).

Los efectos de emplear estas traviesas con suela elástica se pueden ver en la figura 4.11. Al utilizar una vía con suela elástica, el espectro de valores que adopta la velocidad de las partículas (en mm/seg) se ve claramente reducido frente al espectro que marcan las velocidades de una vía convencional.

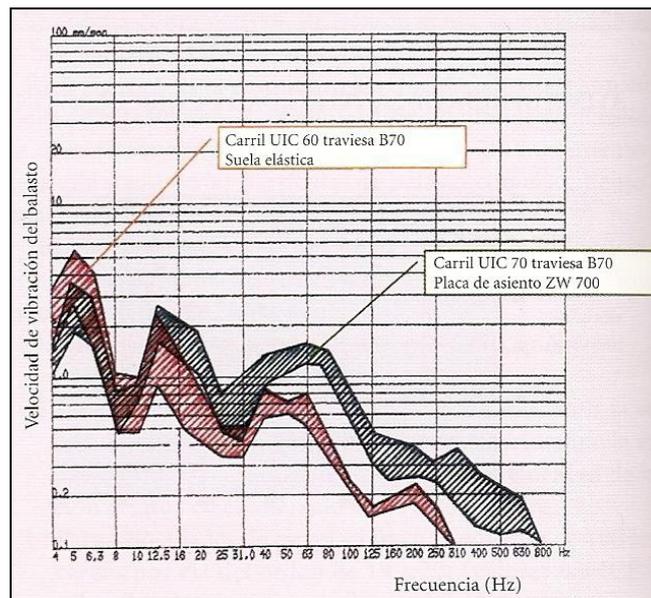


Figura 4.11. Velocidad de vibración en vías con y sin traviesas elásticas.  
Tomado de López Pita (2006).

Esta reducción de las velocidades en la capa debería repercutir directa y positivamente sobre la calidad de la vía, disminuir su deterioro y por tanto reducir su mantenimiento. Para demostrarlo, durante el periodo 1997-2000 se estudio el comportamiento de estos elementos en la línea de alta velocidad entre Hannover y Gottingen. Colocadas en traviesas B-70, se probaron suelas elásticas de 30 y 70 kN/mm para ver el distinto comportamiento según la elasticidad colocada.

La figura 4.12 muestra la evolución de los máximos defectos de nivelación longitudinal en el periodo temporal que duró el estudio. Los puntos discontinuos corresponden a operaciones de conservación que se llevaron a cabo y que estaban destinadas a reducir la magnitud de los defectos. Como se puede comprobar, en las zonas donde se colocó traviesas con base elástica, la tasa de aumento de los defectos fue más baja que en el resto de los tramos.

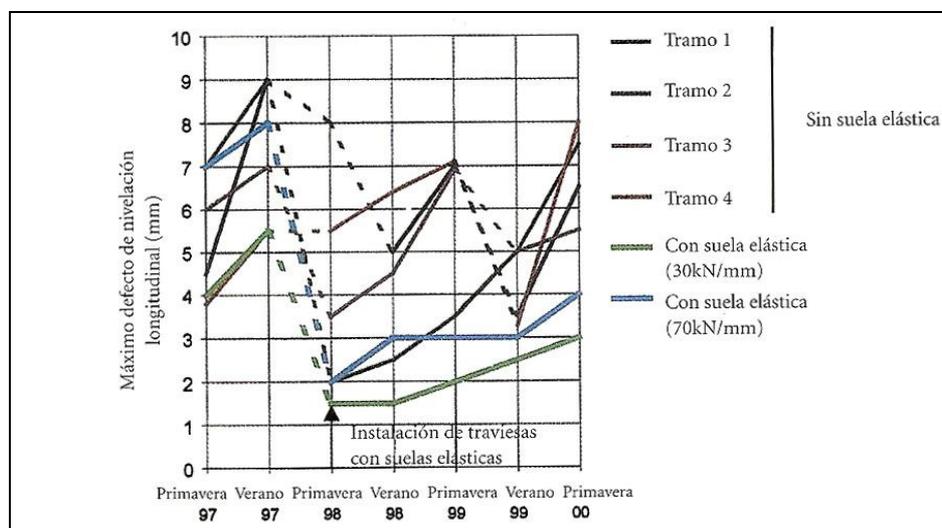


Figura 4.12. Efecto de las suelas elásticas en el deterioro de la vía. Tomado de López Pita (2006).

Traduciendo los resultados a valores numéricos nos encontramos con que en los tramos con traviesas elásticas la tasa media de crecimiento anual de los defectos máximos de nivelación longitudinal oscilo entre el 0,7 y 1 mm/año, mientras que en los tramos con traviesas clásicas la tasa fue de 2,5 a 4 mm/año. Esto significa que con las suelas elásticas se consigue una reducción de la velocidad de crecimiento de los defectos entre el 25 y 30%, con lo que sería esperable que las labores de mantenimiento de la vía disminuyesen, y por lo tanto también los costes de mantenimiento.

También en los años 70 en la línea japonesa Tokaido – Shinkansen, se llevaron a cabo estudios similares, y aunque la suela elástica no ocupaba la totalidad de la base de la traviesa, con unas suelas de rigidez 68 kN/mm, la aceleración en la capa de balasto se redujo de media un 22%. La reducción de la presión sobre el lecho de balasto también fue disminuido en un porcentaje similar.

Por tanto, demostrada su utilidad a la hora de disminuir las velocidades en la capa de balasto y en consecuencia, la ralentización del deterioro de la vía, su utilización queda limitada al estudio de costes y las consideraciones económicas pertinentes. Una traviesa con suela elástica puede costar entre el 30 y 40% más cara que una convencional, y por

tanto se justificaría su uso siempre y cuando la mayor inversión inicial se vea compensada por las menores necesidades de mantenimiento que se darán a lo largo del ciclo de vida de la estructura.

### **4.4 Comentario Final**

Las vibraciones y aceleraciones que recibe la capa de balasto han sido un factor determinante en el mantenimiento que se ha venido realizando en las líneas de alta velocidad con balasto alrededor del mundo. El nivel de vibraciones sufrido ha provocado el continuo empeoramiento de la vía, teniendo que realizar periódicamente labores de bateo y alineación para mantener la calidad geométrica aceptable, ya que las vibraciones son más acusadas cuanto menor es la calidad geométrica. Pero estos trabajos de mantenimiento han provocado a su vez el deterioro más rápido de los granos de balasto, su rotura y desgaste. De esta forma, se produce un deterioro continuo de la estructura granular.

En la primera línea de alta velocidad, el Tokaido japonés se tuvo que realizar una renovación total de la capa de balasto a los 13 años de la puesta en servicio, y en la línea francesa París–Lyón , la sustitución total se realizó a los 15 años. Esto ha provocado intensas discusiones sobre hasta qué punto es efectivo el balasto para líneas de alta velocidad, y el coste de su mantenimiento. Hasta llegar al extremo que Japón construye sus líneas con vía en placa desde 1980, y sólo algunos tramos específicos se realizan con balasto, y parece que Alemania seguirá también esta tendencia de construir vía en placa.

En España todas las vías se proyectan con balasto, y ya se cumplieron los 15 años de la puesta en servicio de la línea Madrid–Sevilla, momento en que fue necesario proceder a su sustitución y renovación como en el caso japonés y francés.

De todas formas, y gracias a las nuevas técnicas comentadas de introducción de elementos elásticos por toda la estructura (incluso llegando a combinar el uso de todas ellas), ya se ha conseguido que sea posible construir una vía con balasto con las suficientes garantías como para que, con un diseño adecuado, los niveles de vibración propagados y ejercidos sobre el material granular sean suficientemente bajos como para que no se produzca un deterioro prematuro, y las operaciones de mantenimiento tengan que ser todavía necesarias, pero menos regulres.

## 5. Propagación ondas

Como se ha comentado en el capítulo 3 a resulta del paso de trenes a alta velocidad se crean vibraciones propias del comportamiento dinámico de la carga, que a su tiempo crean ondas que se propagan por el sistema vía-balasto a lo largo de toda la estructura. Debido a la dificultad de observar el fenómeno de propagación de ondas en casos reales, el análisis de este fenómeno se realiza la mayoría de veces por modelos elasto-dinámicos bajo una carga móvil.

Para una vía de ferrocarril construida encima de un terreno relativamente blando (como arcillas o turbas), las ondas que se propagan por la superficie de balasto acostumbran a tener cierta longitud, del orden de 5 a 20 metros. Estas longitudes de onda largas están causadas debido a la naturaleza blanda del substrato. Pero cuando la estructura se sitúa encima de un sistema más duro, como formaciones rocosas, tableros de puentes, túneles, las ondas propagadas no se limitan sólo a un espectro de onda larga.

Esto es debido a que en un soporte rígido, las ondas son reflejadas de nuevo hacia la superestructura. Ver figura 5.1. De esta forma, la capa de balasto en un puente o en la solera de un túnel, actúa como una guía de ondas, tanto de larga como de corta longitud.

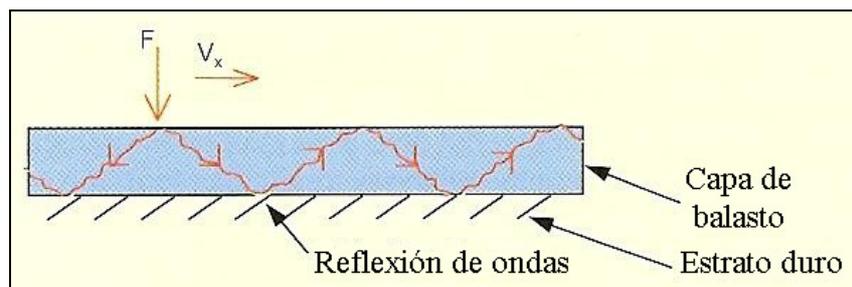


Figura 5.1. Reflexión y propagación de las ondas en la capa de balasto.  
Fuente: Esveld (2001).

Las ondas más cortas que se desplazan por el balasto pueden tener una longitud similar a la magnitud de las partículas del dicho balasto, pudiendo de esta forma alterar granos de forma individual. En los modelos numéricos usados para simular el comportamiento micro-mecánico, en pruebas de simulación de cargas móviles, se ha demostrado que en capas de balasto consistentes en partículas de mayor tamaño, se intensifica la radiación de ondas, especialmente cuando la capacidad de amortiguación del balasto es baja.

De todas formas, la intensidad de la radiación es dependiente de la velocidad, de forma que para velocidades de carga más altas, se generan menos ondas que afectan a las partículas de forma discreta, y por lo tanto el balasto es perturbado de forma menos individual. De la misma manera, como más pequeñas son las velocidades, estas perturbaciones individuales pueden tomar más importancia, haciendo perder la estructura empaquetada de la capa de balasto. Por esta razón se debe procurar tener y mantener una capacidad de amortiguación del balasto suficientemente alta.

Esta amortiguación de la capa de balasto depende generalmente de dos aspectos:

- La fricción entre partículas.
- Distribución del tamaño de partículas en la capa.

En el primer caso, cuando la fricción de partículas es alta (por ejemplo en balasto bien angulado), una importante cantidad de energía es disipada en el contacto entre partículas, lo que significa una alta capacidad de amortiguación.

El segundo aspecto se refiere al hecho que una cierta distribución adecuada de las partículas impide que se concentren en un tramo granos de un solo tamaño, evitando así fenómenos de resonancia, donde la longitud de onda pueda coincidir con el tamaño de las partículas dominantes presentes.

Pero como ya se comentó en el capítulo 3, las ondas más relevantes que se producen son las provocadas por una carga móvil (en este caso el tren) que se desplaza por un semiespacio elástico. Principalmente, al paso de la carga por este semiespacio se producen tres tipos de ondas que se van propagando por el terreno: las ondas P, las ondas S y las ondas de Rayleigh.

En las ondas P (primarias o de compresión) las partículas se mueven en la dirección de la propagación, en las ondas S (secundarias o de cortante) las partículas se mueven en dirección perpendicular a la propagación, mientras que las ondas de Rayleigh se forman en la superficie libre y llevan asociado un movimiento elíptico de las partículas. Estas diferencias en el tipo de propagación se pueden apreciar en la figura 5.2.

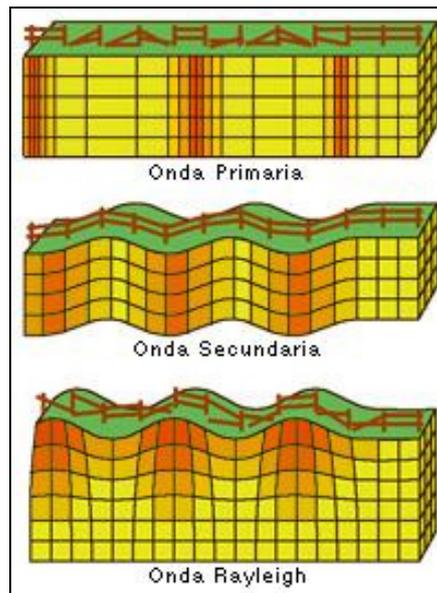


Figura 5.2. Representaciones de propagación de las ondas P, S y Rayleigh en el terreno.

Fuente: Ministerio de Educación Política Social y Deporte.

Sus diferencias también se hacen visibles en cuanto a las velocidades de propagación ( $C$ ) distintas que tienen cada una de ellas, siendo su orden de magnitud el siguiente:

$$C_p > C_s > C_R$$

Al ser  $C_R$  el valor más bajo de propagación, resulta ser el valor de la Velocidad Crítica del tren, ya que es la velocidad mínima donde se empieza a producir el fenómeno de resonancia comentado también en el capítulo 3.

Gracias a la mecánica de medios continuos, y teniendo en cuenta que el subespacio es un material isótropo, se puede calcular con relativa facilidad los valores de  $C_s$  y  $C_p$  para distintos tipos de suelo, mediante las siguientes formulas:

$$C_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}$$

$$C_s = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}}$$

Siendo  $\rho$  la densidad del suelo, y  $\lambda$ ,  $\mu$  las constantes de Lamé que caracterizan el comportamiento elástico del material y que se pueden obtener experimentalmente, aunque resulta más fácil obtenerlas a partir de otras propiedades elásticas como el Módulo de Young ( $E$ ) y el Coeficiente de Poisson ( $\nu$ )

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

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)} = G \text{ (Módulo de deformación transversal)}$$

La dependencia de la velocidad de propagación de las ondas de estos valores característicos de cada tipo de terreno, nos indican hasta que punto la respuesta de la propagación de ondas dependerá de por qué tipo de material se mueven. Por ejemplo, en terrenos como arcillas blandas o material orgánico  $C_s$  puede llegar a tener valores entre 150 y 250 Km/h, pero para terrenos más duros como arenas densas, toma valores de 400-500 Km/h, e incluso velocidades mucho mayores para terrenos rocosos. Naturalmente estos valores correspondientes a suelos más competentes, están todavía lejos del rango de velocidades comercial de los trenes de alta velocidad.

Pero en general las amplificaciones dinámicas no son sólo causadas por la velocidad del tren, sino también por irregularidades en la vía, distancia entre los ejes del bogie, etc. En el caso de la vía en balasto situada encima de una base rígida, la energía transmitida por las vibraciones de la vía permanece dentro de la capa de balasto debido a las múltiples reflexiones que se producen en este substrato más duro, como ya se mostraba en la figura 5.1.

Como a consecuencia de esto, las ondas reflejadas pueden interferir con otras (reflejadas o no), pudiendo causar el aumento o disminución de amplitudes según sea la interacción entre ellas. Si se llega al caso de que estas vibraciones se superponen con las generadas por el paso del tren, la vía puede entrar en resonancia provocando deformaciones muy grandes, a velocidades considerablemente más bajas de la denominada Velocidad Crítica referida sólo al efecto del paso del tren a gran velocidad, aunque hay que reconocer que es un fenómeno muy poco probable.

### 5.1 Simulación de las vibraciones

Galvín (2007) realizó un estudio de las vibraciones inducidas en el suelo por el paso de trenes de alta velocidad, considerando la acción del balasto y distintas velocidades de carga. Éste se realizó mediante un modelo numérico tridimensional, y sus resultados se validaron posteriormente (de forma muy positiva) comparándolas con mediciones realizadas *in-situ* durante la homologación de la línea de ferrocarril de alta velocidad entre Bruselas y París.

La geometría, características y propiedades de la capa de balasto sobre la que se asientan las traviesas influyen significativamente en las vibraciones y movimientos del suelo causados por el paso del tren. Este comportamiento se ha simulado habitualmente mediante un sistema de muelles-amortiguador, hecho que no permitía representar perfectamente la geometría del balasto, pero en la simulación 3D realizada por Galvín, y la discretización realizada, representa muy aceptablemente el comportamiento real. Ver figura 5.2.

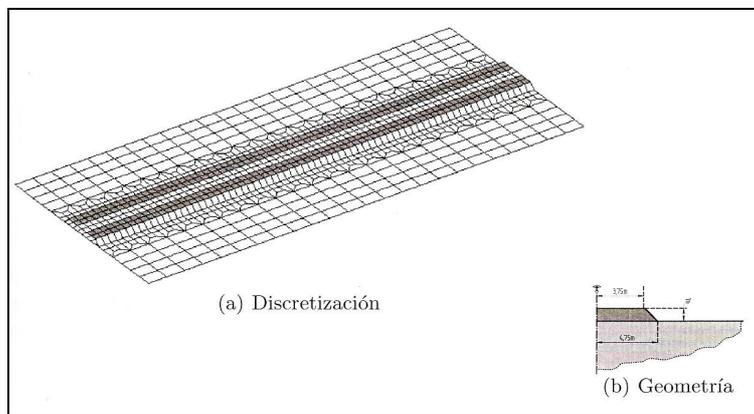


Figura 5.2. Simulación con elementos finitos de la vía con balasto.  
Fuente: Galvín (2007).

Esta discretización consta de un área de 86,4 metros de longitud por 37 de ancho, usando 768 elementos cuadráticos para el semiespacio y 768 más para el terraplén. La carga transmitida es la correspondiente a un tren Thalys (Figura 5.3), con las características geométricas y másicas que se indican en el Cuadro 5.1, durante un lapso de tiempo igual a 0,03 seg. Se considera que el suelo bajo la capa de balasto (de 1 metro de espesor) se comporta como un semiespacio viscoelástico con la siguiente densidad, coeficiente de Poisson y amortiguamiento:  $\rho=1850 \text{ kg/m}^3$ ,  $\nu=0,3$ ,  $\zeta=0,04$ .

También se ha considerado la velocidad de propagación de ondas S en el semiespacio igual a  $C_s=80 \text{ m/s}$  (288 Km/h).

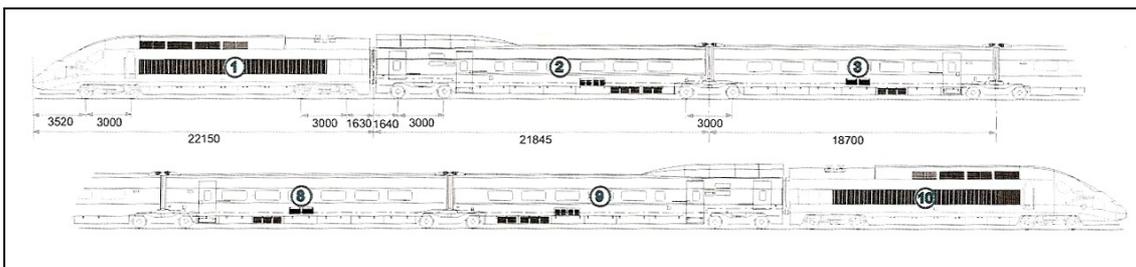


Figura 5.3. Configuración del tren de alta velocidad Thalys.  
Tomado de Galvín (2007).

	n°de vagones	n°de ejes	longitud vagón (m)	Distancia bogies (m)	Distancia ejes (m)	Peso por eje (kN)
Locomotora	2	4	22,15	14,00	3,00	170
Vagones finales	2	3	21,84	18,70	3,00	145
Vagones centrales	6	2	18,70	18,70	3,00	170

Cuadro 5.1.

Fuente: Galvín (2007).

Las velocidades de paso consideradas son variables, con un rango que va de los 256 hasta los 315 Km/h.

En el balasto se considera la misma densidad, coeficiente de Poisson que el semiespacio, pero distinta velocidad de propagación de ondas S  $C_s=200\text{m/s}$ , y con un coeficiente de amortiguamiento mayor  $\zeta =0,06$ .

La figura 5.4 muestra los desplazamientos verticales debidas al paso del tren a 315 Km/h a 4, 6 y 8 metros de distancia del eje de la vía. Se pueden apreciar los efectos de los pasos de los bogies, especialmente los picos segundo y antepenúltimo correspondientes a los bogies de enlace entre locomotora-vagón. También vemos la amortiguación que sufren los desplazamientos a medida que nos alejamos del eje de la vía. Sobre todo los movimientos se ven muy reducidos en proporción en los primeros metros de alejamiento del eje de la vía.

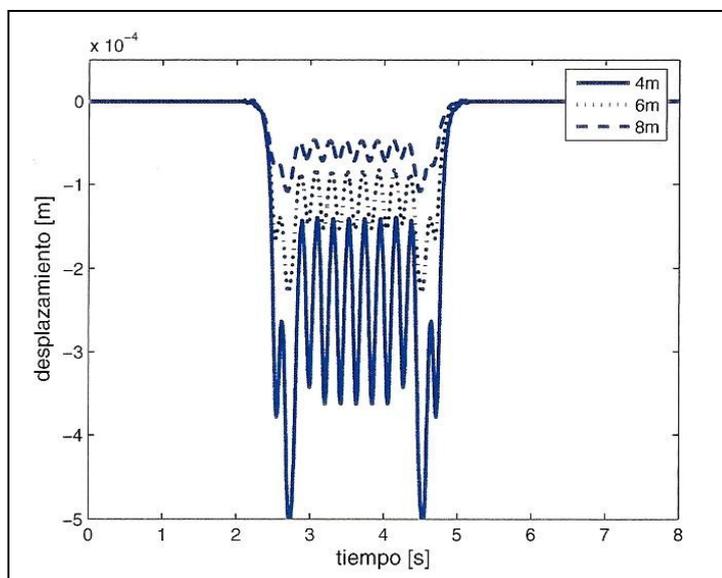


Figura 5.4. Medida de asientos a distintas distancias del centro de la vía a 315 Km/h.

Fuente: Galvín (2007).

Por lo que respecta a velocidades de vibración, y ver como evolucionan a medida que no alejamos al foco de vibración, la figura 5.5 nos muestra los datos obtenidos. En este caso, como es lógico, las velocidades de vibración medidas en m/s también disminuyen al aumentar la distancia al eje de vía.

## Vibraciones en las Vías del Ferrocarril

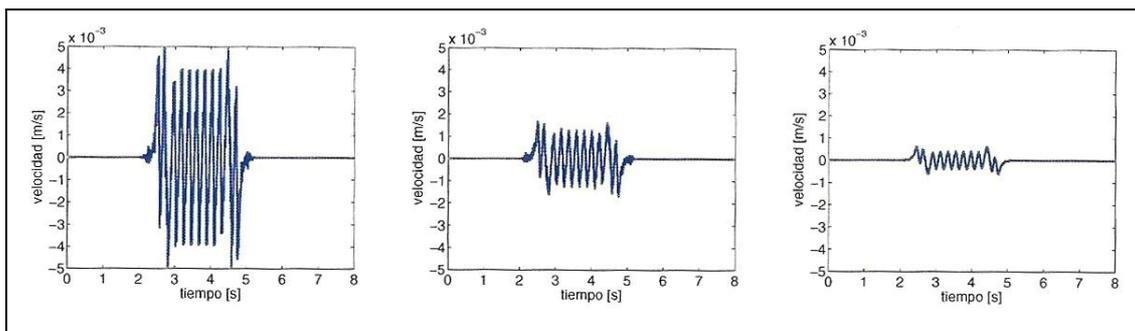


Figura 5.5. Medida de las velocidades de vibración situadas a 4, 6 y 8 metros respectivamente a 315 Km/h.

Fuente: Galvín (2007).

Curiosamente, en el caso de los contenidos de frecuencia en cada uno de los tres puntos no se refleja tan evidentemente una reducción de la velocidad (m/s/Hz). Ver figura 5.6.

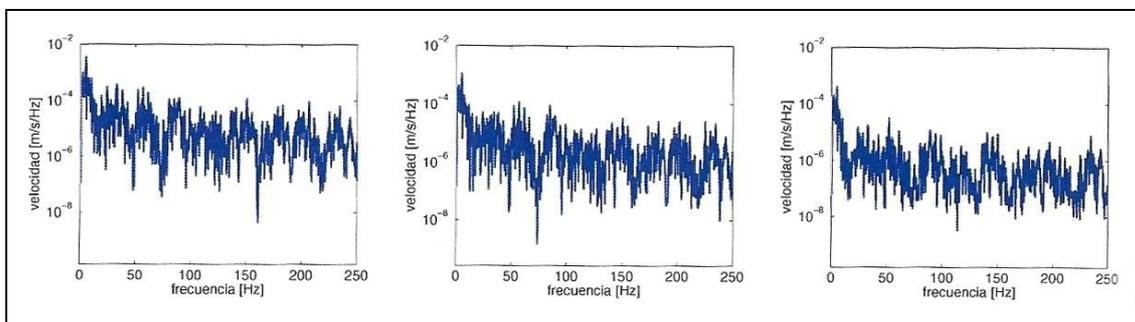


Figura 5.6. Contenido en frecuencia de las velocidades de vibración situados a 4, 6 y 8 metros respectivamente a 315 Km/h.

Fuente: Galvín (2007).

Con los datos obtenidos, Galvín realizó una relación entre la velocidad de vibración y la distancia al eje de la vía comparando una simulación con vía con balasto, y una hipotética vía apoyada directamente sobre el semiespacio. Dicha relación se muestra en la figura 5.7, y nos permite ver como las velocidades de vibración, tanto si la vía esta apoyada sobre el terraplén (semiespacio) como en el balasto, disminuyen rápidamente a medida que nos alejamos de la vía, hasta llegar a una asíntota horizontal. De todas formas, gracias al efecto del balasto, las vibraciones iniciales son menores, debido al mayor coeficiente de amortiguamiento que proporciona, y por tanto se constata el efecto disipatorio (y beneficioso en cuanto disminución de energía se refiere) que tiene la capa de balasto.

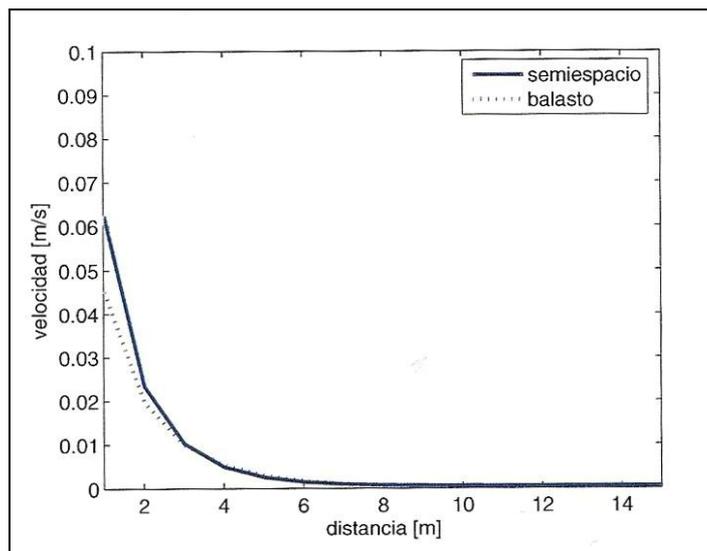


Figura 5.7. Comparación de la velocidad de vibración en vía con y sin capa de balasto. Fuente: Galvín (2007).

### 5.1.1 Reducción de vibración mediante zanjas:

Diversos autores han estudiado numéricamente la viabilidad de la reducción de la propagación de vibraciones mediante zanjas adyacentes a la vía. Teóricamente, la presencia de estas zanjas debería mitigar la propagación de las ondas, debido a que al encontrarse la onda con un espacio cortado en el terreno de propagación, ésta ve su avance dificultado, obligándola a realizar un rodeo que contribuye a la disipación de la energía.

Estos modelos han contribuido a confirmar el efecto positivo de este método de reducción. En la figura 5.8 se puede ver un modelo de discretización de la vía con zanjas a ambos lados, de 4 metros de profundidad y 2 de ancho. Las propiedades del semiespacio son las siguientes:  $C_p = 400$  m/s,  $C_s = 200$  m/s,  $\rho = 1700$  Kg/m y  $\nu = 1/3$ .

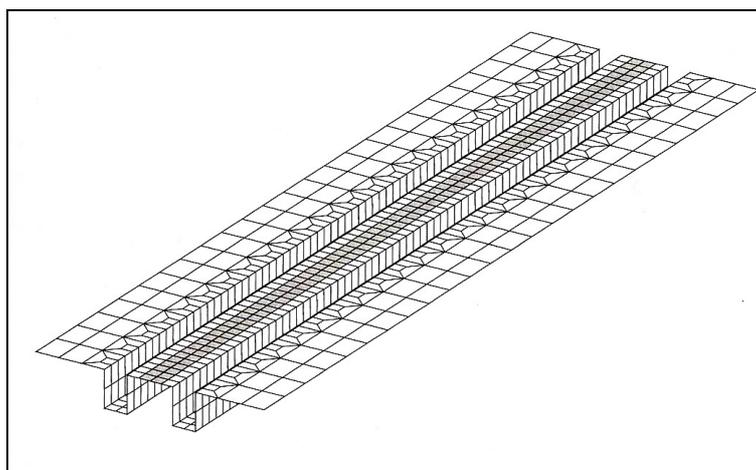


Figura 5.8. Discretización de la vía y sus proximidades con zanjas a ambos lados. Fuente: Galvín (2007).

Los resultados son evidentes en la figura 5.9, donde al paso de un tren Thalys (como el mostrado en la figura 5.3) a 300 Km/h, la diferencia de los desplazamientos entre un punto situado a 8 metros del eje de la vía, con el modelo de subespacio sin zanja, y otro punto situado a la misma distancia pero con la zanja situada entre el eje de la vía y el punto de medición son notables: los picos correspondientes a los bogies segundo y penúltimo (que son los dobles) pasan de tener un desplazamiento de 0,1 a 0,03 mm, lo que significa una reducción del movimiento del 70% y en la zona de los bogies intermedios de la rama de 0,7 a 0,25 mm, aproximadamente una disminución del 65%.

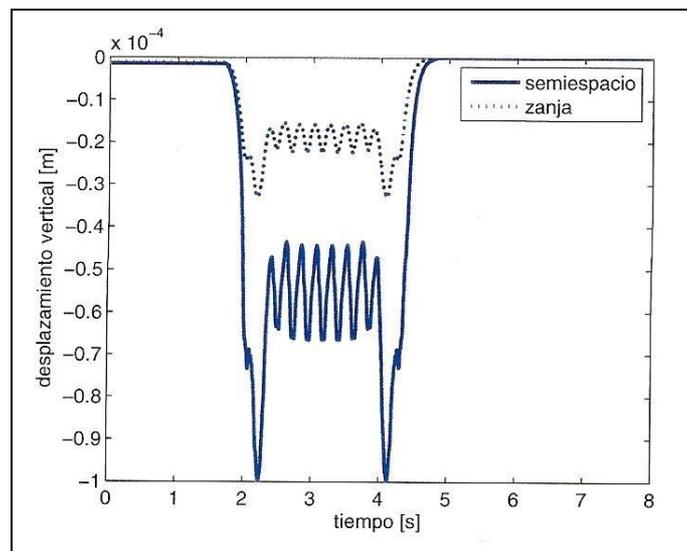


Figura 5.9. Desplazamiento de un punto situado a 8 metros del eje de vía con una discretización del semiespacio con y sin zanja.

Fuente: Galvín (2007).

A pesar de los buenos resultados obtenidos cabría indicar que esta solución no siempre es aplicable, ya que dependiendo del lugar donde se construya la vía no es posible realizar zanjas en los laterales o conseguir que sean suficientemente profundas (condición necesaria si se quieren reducir las propagaciones), y aunque se ha probado a la práctica en algunos casos, no es todavía una técnica habitual y está en fase de estudio para conseguir mejorar su aplicación.

## 6. Velocidad Crítica

El aumento de la velocidad de los trenes actuales esta acompañado también por el aumento de las deformaciones en la vía, balasto y subsuelos, y pueden llegar a ser especialmente altas cuando el tren se aproxima a las velocidades de onda críticas de la vía o el suelo. Estos movimientos pueden ser muy altos llegando a afectar en gran medida la estabilidad y operabilidad de la vía, estructuras cercanas como postes de soporte de la catenaria o incluso edificios colindantes.

Aunque puede haber diferentes velocidades críticas para una misma vía, dependiendo de la configuración de ésta y de en qué medio se propagan las ondas, la más baja es la más importante debido a que es la primera que el tren encuentra a medida que acelera. La correspondiente a las ondas Rayleigh de superficie que se presentan en el subsuelo debajo del balasto es la mínima de todas ellas, aunque también existen las ondas de velocidad de fase de la vía soportada por el balasto. Una se denomina velocidad crítica del suelo y la otra velocidad crítica de la vía respectivamente, y dependiendo del terreno, ambas pueden ser fácilmente excedidas por los modernos trenes de alta velocidad, especialmente en zonas de suelo muy blando, donde ambas velocidades de propagación resultan ser muy bajas.

Tal y como predijo Krylov en diferentes estudios realizados con modelos matemáticos durante 1994 y 1995, si el tren sobrepasa la velocidad de propagación de las ondas Rayleigh ( $C_R$ ) en el suelo de la base, y debido a la acumulación de energía bajo el tren, como se mostraba en la figura 3.11, ocurre un *boom* que lleva asociado un incremento muy elevado de las vibraciones del suelo. Este fenómeno es análogo al *boom* sónico de los aviones que superan la velocidad del sonido, y como se comentó en el capítulo 3, se puede observar en una vía real en el tramo entre Goteborg y Malmö (Suecia). Gracias a eso, ahora mismo ya es posible hablar en la práctica de trenes “supersónicos” o más correctamente trenes “Trans-Rayleigh”.

### 6.1 Respuesta del suelo a la velocidad crítica del tren

Al llegar a la velocidad crítica, las vibraciones crean deformaciones muy altas, asociadas al *boom* producido en el suelo. Esto crea la posibilidad de que aparezcan flexiones del carril pronunciadas, llegando a ser posible el descarrilamiento del tren, que sería fatal para la seguridad de los pasajeros teniendo en cuenta que el tren circula a velocidades muy altas. Además estas deflexiones del carril pueden causar un incremento adicional de la amplitud de las vibraciones, si en el peor de los casos, la superestructura vibra con la misma frecuencia que la capa de balasto y el subsuelo.

En la figura 6.1, se puede ver perfectamente la respuesta del suelo a este efecto. Mediante una simulación numérica de un suelo, sometida a una carga que pasa por este tramo central a distintas velocidades podemos ver el efecto de las deformaciones que se producen en el suelo, que son consecuencia directa de como se propagan las ondas en el suelo.

## Vibraciones en las Vías del Ferrocarril

Se muestran cuatro velocidades de paso ( $v$ ):

- $0 < v < C_R$
- $C_R < v < C_s$
- $C_s < v < C_p$
- $C_p < v < \infty$ .

Siendo  $C_R$  la velocidad de las ondas Rayleigh,  $C_s$  la velocidad de las ondas cortantes, y  $C_p$  la velocidad de las ondas de compresión, para este suelo.

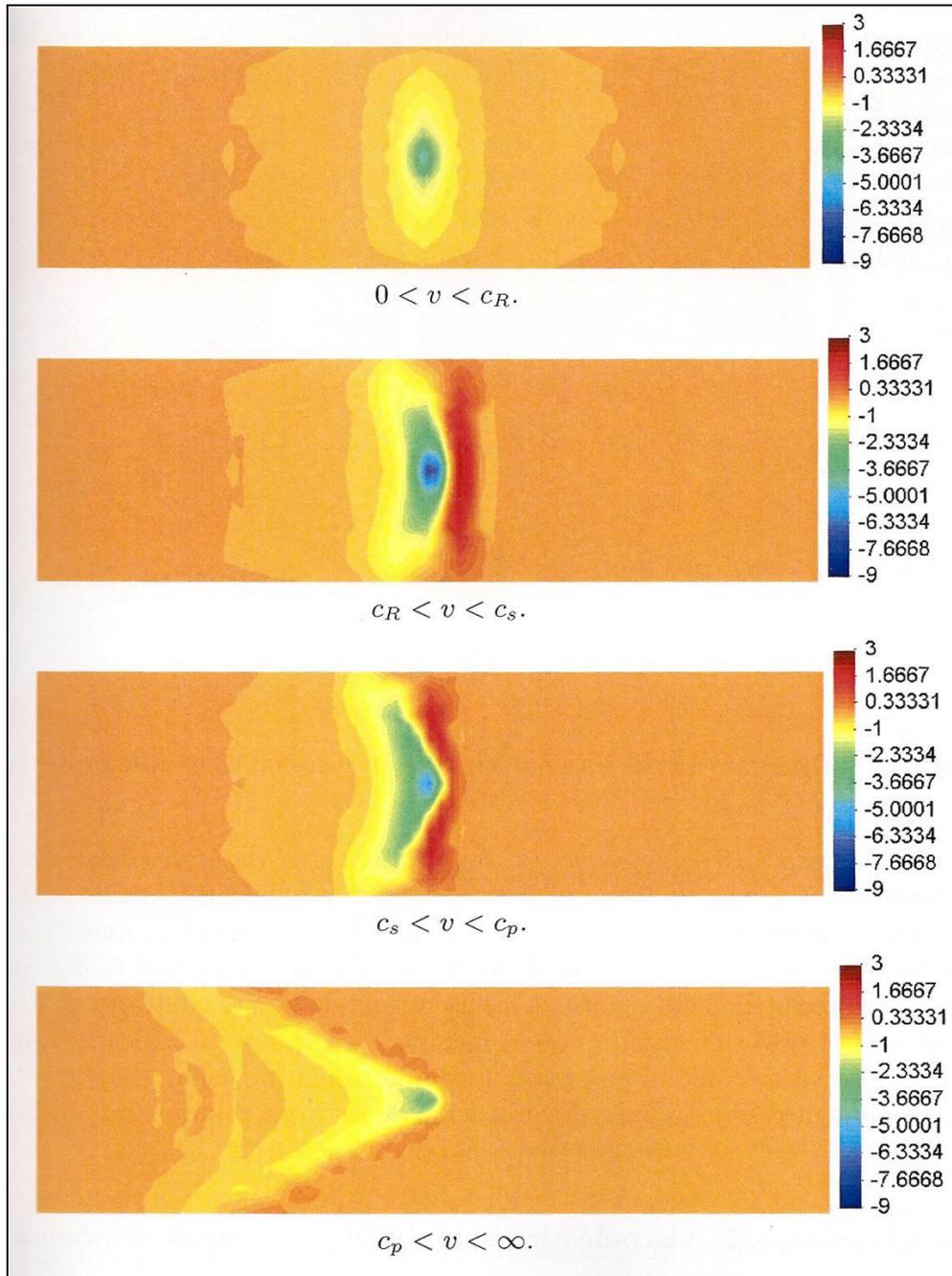


Figura 6.1. Desplazamientos verticales adimensionados en la superficie del suelo.

Efecto de la velocidad de carga.

Fuente: Galvín (2007).

Los desplazamientos son prácticamente simétricos para velocidades menores que  $C_R$ , lo que significa un comportamiento deformatorio muy similar al que tendría con una carga en reposo. Al sobrepasar el valor de la velocidad de las ondas Rayleigh, las deformaciones se acusan mucho, como puede verse en la parte anterior de donde discurre la carga, y se pierde la simetría propia de la carga en reposo, desplazándose la perturbación hacia atrás. Al seguir aumentando la velocidad ( $C_s < v < C_p$ ), las deformaciones en el frente se minimizan ligeramente, ya que las perturbaciones se evolucionan cada vez más hacia atrás, hasta llegar al típico cono de Mach para velocidades superiores a  $C_p$ .

La aparición de ondas tipo Mach puede deteriorar gravemente la estructura. Por ejemplo, en el caso de un material no cohesivo (como es el balasto), los niveles de vibración provocadas por las ondas Mach del frente del tren podrían sobrepasar ampliamente los niveles de aceleración admisibles comentados en el capítulo 4, provocando la licuefacción del balasto, y por tanto la pérdida de capacidad portante de la vía justo al paso del tren a alta velocidad, provocando los posibles descarrilamientos antes mencionados.

Además estos descarrilamientos podrían no darse de forma instantánea, sino al pasar un cierto período de tiempo, y provocados por fallos en las ruedas y los ejes del tren (que también sufrirían los efectos de las vibraciones excesivas) debidos a la fatiga de los materiales después de haber soportado ciclos de carga muy altos.

Así pues observamos como un tren circulando por encima de las velocidades de propagación de onda, ocasiona unas deformaciones menores de las que produce a velocidades cercanas a las de propagación, aunque esta sea mayor. Esto quizá nos llevaría a pensar que hasta cierto punto sería positivo y posible llevar el tren a velocidades muy altas (supercríticas) sin que la estructura de la vía se viera afectada, y sin poner el peligro a los pasajeros.

Sin embargo, a la práctica esto no es posible, ya que para circular por encima de la velocidad de las ondas, durante la aceleración del tren, en algún momento se llega a ella y se sobrepasa, provocando el *boom* (tipo supersónico) mencionado, provocando unas deformaciones inaceptablemente altas.

Por otro lado, otros efectos dinámicos se verían amplificadas debido al aumento de velocidad. De esta forma, todas las irregularidades que provocaban vibraciones y esfuerzos (comentados también en el capítulo 3) se verían amplificadas aumentando más el deterioro de la vía, y como más alta es la velocidad más perjudicial y notorio sería el efecto de este deterioro.

Otra forma de ver este incremento de los esfuerzos provocados sobre la vía en el caso de trenes circulando a velocidades críticas y supercríticas, es comparando el *Coefficiente de Amplificación Dinámica* (CAD). El CAD se define como la proporción existente entre la carga dinámica que soporta la vía ( $Q_d$ ) y la carga del mismo elemento en condiciones estáticas ( $Q_e$ ):

$$CAD = \frac{Q_d}{Q_e}$$

Este coeficiente es análogo al *Coficiente de impacto* definido en el capítulo 3 y como es lógico, acostumbra a ser mayor que uno ( $CAD > 1$ ), pero puede darse el caso de tener valores negativos debido a que en condiciones dinámicas pueden existir fenómenos de levantamiento de carril donde la carga dinámica actúa en sentido contrario a la carga estática.

Suiker (2002) realizó un modelo con una carga que discurre por una viga Timoshenko soportada sobre un semiespacio elástico (figura 6.2), para ver hasta que punto pueden llegar estos valores del CAD dependiendo si el sistema se comporta de forma subcrítica, crítica o supercrítica.

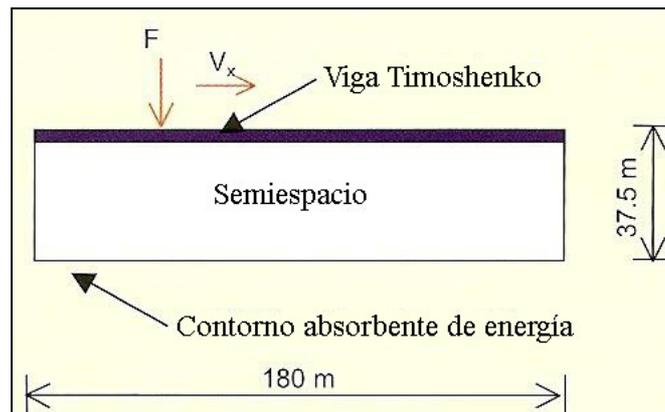


Figura 6.2. Simulación de la vía con una viga Timoshenko.  
Tomado de Esveld (2001).

Los resultados se pueden observar en la gráfica de la figura 6.3. Vemos como la carga empieza a moverse en el punto horizontal 20 (metros), a medida que avanza aumenta su velocidad, con lo que el CAD que inicialmente era igual a 1 (correspondiente a una respuesta igual a la estática), va aumentando de forma progresiva hasta llegar a niveles donde llega a tener un valor punta de 4. En este momento la velocidad ha alcanzado ya el valor de  $C_s$  del semiespacio, y el sistema se comporta de forma crítica.

Pasado este estado crítico, el sistema pasa a la respuesta supercrítica donde el CAD va disminuyendo para volver a valores cercanos a 1 (correspondientes a velocidades altamente supercríticas). Ahora la carga dinámica decrece aunque la velocidad del tren aumenta, debido a que la energía ya no se acumula justo debajo de la carga móvil, porque ésta avanza de forma más rápida de lo que lo hacen las ondas y su energía asociada.

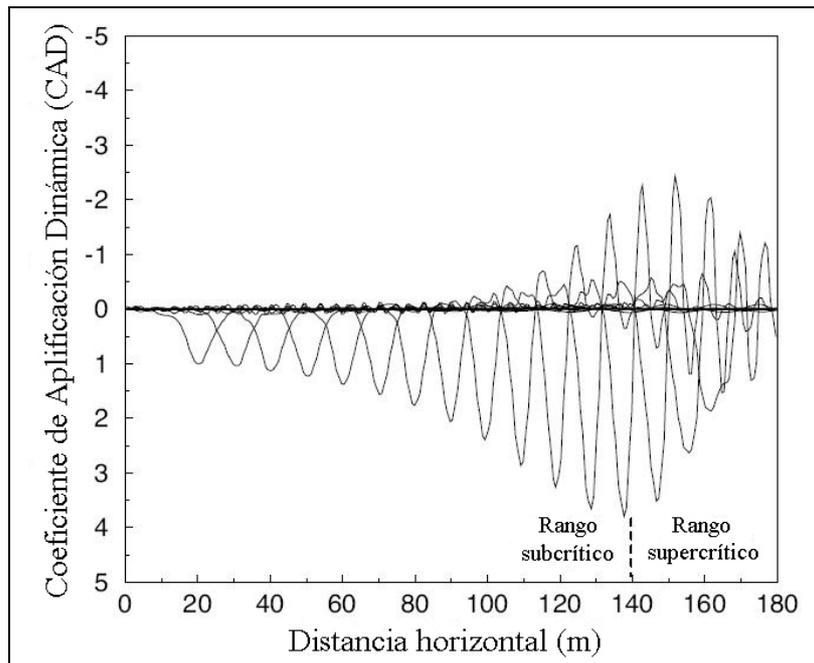


Figura 6.3. Desarrollo del CAD según el aumento de velocidades de una carga.  
Fuente: Suiker (2002).

Para observar más en detalle el comportamiento en los dos diferentes rangos (subcrítico y supercrítico), en la figura 6.4 se compara la respuesta del CAD para distintas velocidades ( $v_x$ ) cercanas al valor de propagación de Ondas S ( $C_s$ ):  $0,88 \cdot C_s < v_x < 1,20 \cdot C_s$ . Aparentemente, y como ocurría en la figura 6.3, para  $0,88 \cdot C_s$  la respuesta es aproximadamente simétrica. Pero para los valores más cercanos a  $C_s$  la respuesta es claramente asimétrica, y como más se aumenta la velocidad, la posición de la carga está más avanzada respecto a los movimientos máximos de la vía, hecho que responde a la radiación hacia atrás de las ondas tipo Mach.

Como también puede observarse, las ondas Mach se generan delante y detrás de la carga. Las ondas Mach del frente de la carga tienen una longitud de onda menor y una frecuencia mayor que las de la cola debido al efecto Doppler. Si se llegase al caso de que la velocidad de la carga se hace muy superior a la de propagación ( $C_s$ ), entonces las ondas del frente desaparecerían, y solo se propagarían hacia atrás, como ocurría en el último caso de la figura 6.1.

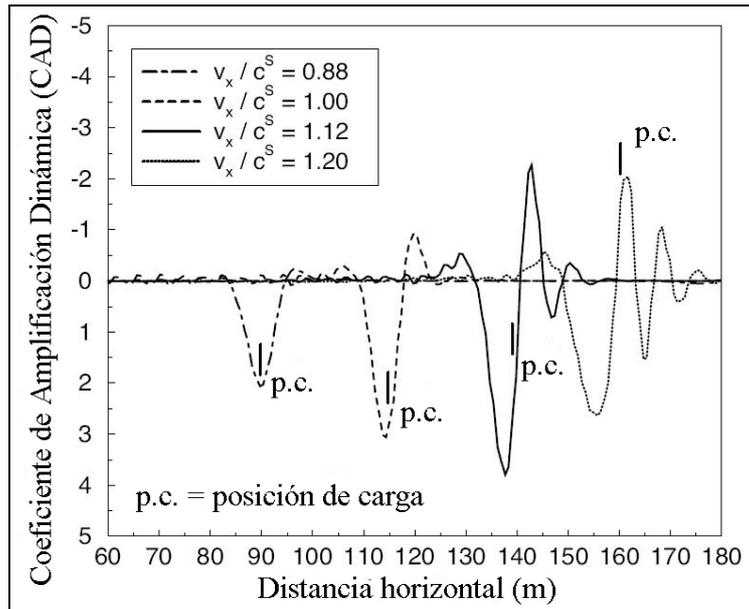


Figura 6.4. CAD para distintas velocidades respecto la posición de la carga.  
Fuente: Suiker (2002).

Para controlar el deterioro excesivo y garantizar la seguridad de los pasajeros, se deben limitar las amplificaciones dinámicas debidas a la velocidad del tren. Debido a que las velocidades críticas aparecen a partir de una cierta velocidad, que por otro lado acostumbra a ser suficientemente alta, el tren puede circular por un amplio rango de velocidades dentro de un límite donde las amplificaciones se pueden considerar admisibles en cuanto a seguridad se refiere.

Como se midió *in-situ* (Fortin, 1982; Hunt, 1994; Madshus y Kaynia, 2000) a una velocidad 0,7 veces la velocidad crítica mínima de la vía, la respuesta dinámica de la misma fue de 1,5 veces la estática, siendo este valor relativamente pequeño y por lo tanto admisible.

## 6.2 Simulación de una viga sobre suelo elástico.

Ahora profundizaremos sobre la simulación que realizó Esveld (2001) de una viga infinita apoyada sobre cimentación elástica que soporta una carga puntual móvil. El esquema de simulación de modelo es el que aparece en la figura 6.5.

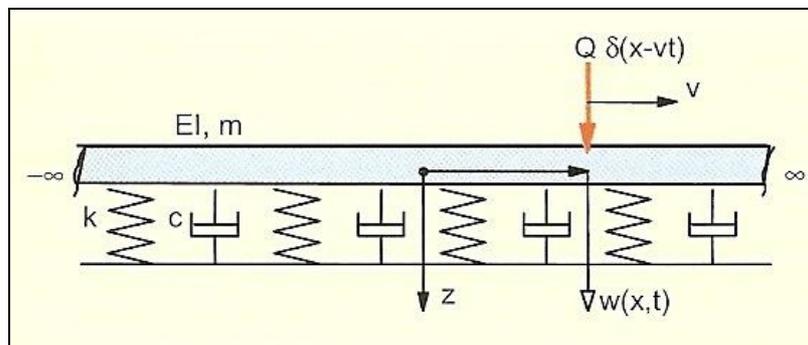


Figura 6.5. Modelo de viga con carga móvil.  
Fuente: Esveld (2001).

La ecuación diferencial en derivadas parciales correspondiente al problema planteado es la siguiente:

$$EI \frac{\partial^4 w(x,t)}{\partial x^4} + m \frac{\partial^2 w(x,t)}{\partial t^2} + c \frac{\partial w(x,t)}{\partial t} + kw(x,t) = 0$$

Posteriormente la carga por rueda  $Q \delta(x-vt)$  será tenida en cuenta posteriormente como condición de contorno.

Introduciendo las nueva variables adimensional  $s$ :

$$s = \lambda(x - vt), \text{ donde } \lambda = \left( \frac{k}{4EI} \right)^{1/4} = \frac{1}{L}$$

Se puede realizar el cambio siguiente:

$$\frac{\partial w}{\partial x} = \lambda \frac{dw}{ds}; \quad \frac{\partial w}{\partial t} = -\lambda v \frac{dw}{ds}, \text{ etc.}$$

Obteniendo finalmente la ecuación diferencial homogénea dependiendo de la variable  $s$ :

$$\frac{d^4 w}{ds^4}(s) + 4\alpha^2 \frac{d^2 w}{ds^2}(s) - 8\alpha\beta \frac{dw}{ds}(s) + 4w(s) = 0$$

Donde:

$$\alpha = \frac{v}{2\lambda} \left( \frac{m}{EI} \right)^{1/2} \quad (\text{Adimensional})$$

$$\beta = \frac{c}{2m} \left( \frac{m}{k} \right)^{1/2} \quad (\text{Adimensional})$$

Cabe destacar que estas constantes  $\lambda, \alpha, \beta$  tienen un sentido físico dentro del problema:

- $\lambda$  es el inverso de la longitud característica de la vía (1/L).
- $\alpha$  es la relación entre la velocidad actual, y la velocidad crítica (de resonancia).
- $\beta$  es la relación entre el amortiguamiento actual y el amortiguamiento crítico.

Resolviendo esta ecuación para distintos valores de  $\alpha, \beta$  podemos comparar la respuesta de la vía según el rango de velocidades donde nos encontramos: subcrítico, crítico o supercrítico, y también ver la diferencia de las deformaciones dependiendo del grado de amortiguamiento que presenta la vía.

El la figura 6.6, vemos estos resultados de los desplazamientos relativos de la vía comparando valores de  $\alpha$  y  $\beta$ : sin amortiguación ( $\beta=0$ ), ligeramente amortiguado

( $\beta=0,1$ ), supercríticamente amortiguados ( $\beta=1,1$ ), situación estática ( $\alpha=0$ ), velocidad subcrítica ( $\alpha=0,5$ ), velocidad crítica ( $\alpha=1$ ) y velocidad supercrítica ( $\alpha=2$ ).

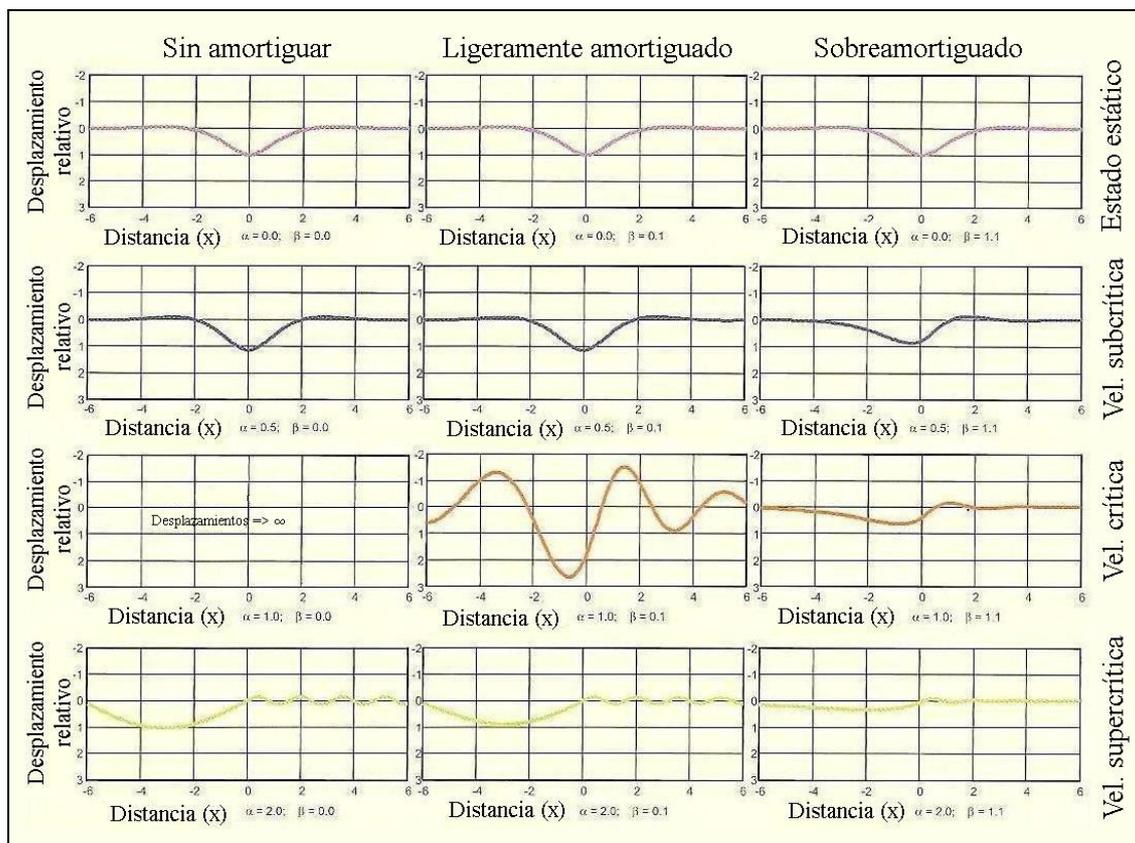


Figura 6.6. Deformaciones relativas en distintas condiciones de  $\alpha$  y  $\beta$ .

Fuente: Esveld (2001).

Está claro como la simulación numérica representa perfectamente hasta que punto las deformaciones pueden verse incrementadas por el hecho de que una carga se desplace a velocidades cercanas a la crítica  $\alpha \approx 1$ . Gracias a ella también constatamos el efecto positivo que tiene una buena amortiguación en cuanto a reducir vibraciones se refiere. Por ello se recomienda que el balasto esté en buen estado, y sea de buena calidad, ya que como en mejor condiciones esté y de mayor calidad sea, mayor es su capacidad de amortiguamiento, y por lo tanto, menores son estos desplazamientos y vibraciones.

Cabe destacar que, como en los casos anteriores, en el caso de carga estática o para velocidades inferiores a la crítica, la respuesta en deformaciones es prácticamente simétrica, mientras que para velocidades fuertemente supercríticas, la deformación aparece detrás de la carga (situada en  $x=0$ ), constatando como las ondas de deformación se mueven hacia atrás en relación a la posición de la carga.

Otra forma de ver los resultados es a través del Coeficiente de Amplificación de Deformación. Éste se define como la relación entre la flecha que aparece en la vía en el caso estático ( $w_{est}$ ) respecto al caso dinámico ( $w_{din}$ ).

$$\text{Coeficiente de Amplificación de Deformación} = \frac{w_{din}}{w_{est}} ;$$

En la figura 6.7 vemos los resultados obtenidos, en el espectro de velocidades de  $\alpha=[0,3]$ , con distintos coeficientes de amortiguamiento ( $\beta$ ). Así para velocidades cercanas a la crítica, la relación entre coeficientes crece mucho, siempre dependiendo también del nivel de amortiguamiento, llegando a tener valores inferiores a 1 para velocidades fuertemente supercríticas  $\alpha > 2$ .

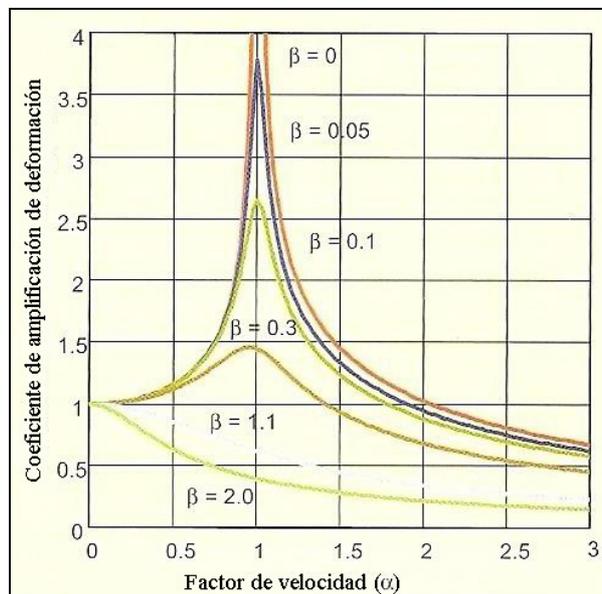


Figura 6.7. Coeficiente de Amplificación de Deformación respecto velocidades de carga.

Fuente: Esveld (2001).

### 6.3 Soluciones a la Velocidad Crítica

Llegados a este punto, cabe preguntarse qué posible solución se ha adoptado o se puede adoptar en los casos donde la velocidad de propagación de ondas es baja, y por tanto se pueden producir fenómenos de resonancia.

Desde luego, se puede hallar una solución trivial, reduciendo la velocidad de paso del tren en los tramos susceptibles de tener velocidades críticas similares a las de circulación habitual. De esta forma, la carga (reducida su velocidad) se desplaza de forma más lenta que las ondas, y por tanto la resonancia no se produce. Puede parecer simple pero en casos donde se han observado los fenómenos de resonancia después de la construcción de la estructura de la vía, se ha adoptado esta solución, como en el caso comentado de la línea Goteborg–Malmö en Suecia.

De todas formas, si se considera que la simple reducción de la velocidad de paso no es una opción del todo correcta, se puede construir un llamado viaducto enterrado. El viaducto enterrado consiste en una estructura por donde discurre el tren, pero a diferencia de los viaductos convencionales, este tiene la cota de tablero al mismo nivel que el terreno circundante. Gracias al tablero, las ondas ya no se propagan por el terreno blando sino que discurren por un material muy competente como el hormigón, y su velocidad de propagación aumenta hasta el punto de quedar lejos del rango de velocidades comerciales de los trenes.

## Vibraciones en las Vías del Ferrocarril

En la figura 6.8 podemos ver un esquema de este tipo de viaductos. Pueden constar simplemente de un tablero, o tener una cimentación de pilotajes según convenga por el terreno, o el nivel de esfuerzos esperados.

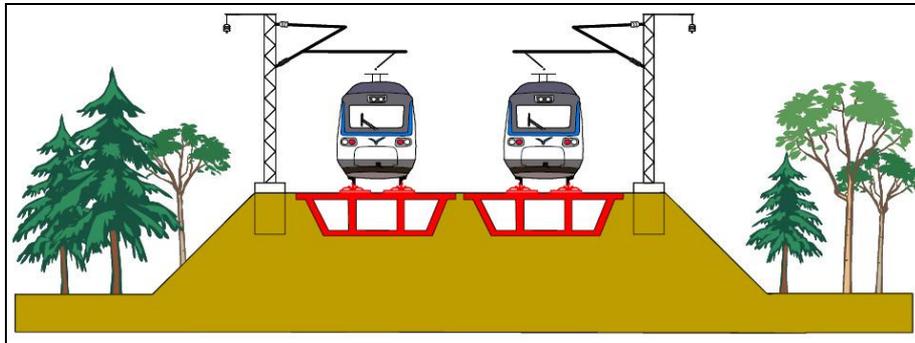


Figura 6.8. Esquema de un viaducto enterrado en suelo blando.  
Fuente: Melis (2006).

## 7. Vuelo del Balasto

Durante los primeros años de funcionamiento de las líneas de alta velocidad alrededor del mundo no se constató los efectos aerodinámicos que el paso de los trenes tenía sobre el balasto. En concreto como las velocidades oscilaban entre los 200 y 300 Km/h, no aparece en la bibliografía ni en el estudio de ninguna línea el efecto del vuelo de balasto. Fue al ir aumentando las velocidades comerciales que se empezó a apreciar el problema que se planteaba realmente. En Japón y Alemania se constató que a partir de 300Km/h partículas de balasto salían disparadas golpeando los bajos del tren debido a los efectos aerodinámicos de rebufo que se producían detrás de los bogies.

Como si se tratase de una manguera de aire a presión dirigida hacia el lecho granular, las turbulencias provocadas por el paso del tren tienen un efecto sobre las partículas relativamente ligeras de balasto. Este fenómeno que nadie había previsto ni observado hasta entonces, empezó a presentarse como un duro escollo a superar si se quería que la vía con balasto en alta velocidad fuera una opción considerable.

Como el fenómeno era relativamente poco conocido, y no se sabía con seguridad su funcionamiento y causas, se empezaron a crear diversos grupos de estudio del tema. Quizás el más conocido has sido el proyecto de estudio franco-alemán DEUFRAKO, que ha incluido el denominado AOA (Aerodynamics in Open Air) que estudia además del problema de la estabilidad del tren con viento lateral, el problema del vuelo de balasto (o *Schotterflug* según la terminología alemana), con la colaboración de las empresas Deutsche Bahn, SNFC, Siemens, Bombardier, Alstom, Rete Ferroviaria Italiana, Trenitalia, AEA Technology y la española CAF.

Como es habitual, el otro foco de estudios ha sido Japón. El Railway Technical Research Institute de Tokio ha realizado también ensayos aerodinámicos a escala reducida para comprobar los efectos del flujo de aire bajo el tren, y su posible reducción.

Gracias a estas investigaciones se ha llegado a una idea clara de cómo se produce y evoluciona el vuelo de balasto: En el paso de trenes a velocidades cercanas y superiores a 300 Km/h, se crea un flujo turbulento (mayoritariamente detrás de los bogies) que puede levantar alguna partícula de balasto de modo individual. Esta partícula levantada no tiene inicialmente excesiva velocidad, pero se ha desplazado suficiente del lecho como para rebotar contra las ruedas o los bajos del tren. Es en este momento cuando la partícula sale disparada otra vez debido al impacto del tren circulando a alta velocidad, y esta vez sí tiene una alta energía cinética. Esta primera piedra levantada y rebotada, vuelve al lecho de la vía y golpea el balasto, levantando a su vez más piedras por el efecto del impacto, que a su vez pueden rebotar contra el tren, y crear lo que se llama una "nube" de balasto, donde partículas de balasto van rebotando continuamente entre la vía y los bajos, ruedas, y bogies del tren.

También puede ocurrir el caso que las piedras reboten contra las traviesas de la vía. Entonces, el efecto repercute directamente sobre los bajos del tren, ya que la partícula que rebota en la traviesa de forma relativamente elástica, es muy probable que golpee con bastante energía a los bogies, carriles, rodales, ejes, timonería de freno y demás

partes auxiliares cercanas. Incluso se han dado el caso de partículas que han llegado a impactar contra cristales.

En la siguiente figura 7.1, podemos ver el efecto de estos impactos en los bajos del tren como es el caso de rodales y equipos auxiliares.



Figura 7.1. Arriba: Daños causados por impactos de balasto en los rodales del tren.  
Abajo: Abolladuras en equipos auxiliares.

Fuente: International Union of Railways (2001), Viola (2007).

En cuanto a los daños sobre el carril, pueden darse o por golpeo directo de las partículas sobre la cabeza del carril, o por aplastamiento de granos de balasto sobre él. El aplastamiento se produce cuando parte de algún grano que ha salido volando o rebotado se queda encima de la cabeza del carril, y es aplastada por el paso de una rueda del tren, provocando defectos en la superficie inicialmente plana del carril (ver figura 7.2). Sea como sea, en ambos casos, se crean irregularidades sobre la parte del carril donde existe el contacto entre la rueda, y como se ha comentado en capítulos anteriores aumenta los esfuerzos dinámicos sobre la vía.

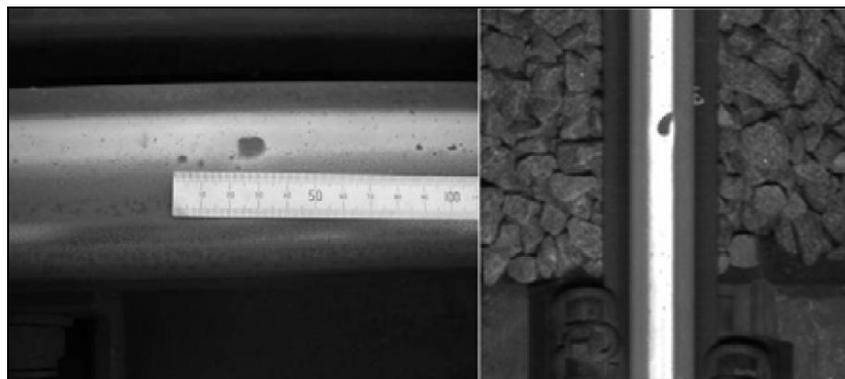


Figura 7.2. Imágenes de los defectos en el carril causados por aplastaduras.

Fuente: Quinn y Hayward (2008).

Otra causa demostrada que produce el vuelo de balasto es la acumulación de nieve en los bajos de tren. En países y regiones frías, donde la nieve es un fenómeno habitual, los copos se van acumulando en los huecos existentes entre bogies y partes bajas de la carrocería. Esta nieve queda compactada formando pequeños bloques de hielo que al desprenderse y caer en la vía pueden llegar a impactar con suficiente fuerza como para levantar las partículas de balasto, haciendo de efecto catalizador para que se forme otra vez la llamada "nube" de balasto antes comentada.

Para ver que este fenómeno no es ni mucho menos extraordinario, y que puede suceder muy fácilmente en vías comerciales, se muestra en la figura 7.3 el registro de impactos de balasto registrados durante viajes de control en tramo Madrid-Lleida el febrero del 2006. Como puede apreciarse la mayoría de golpes se dan a partir de 320 Km/h, y se producen de forma habitual en los 330 Km/h. Los diferentes colores de la gráfica corresponden a los distintos viajes de prueba.

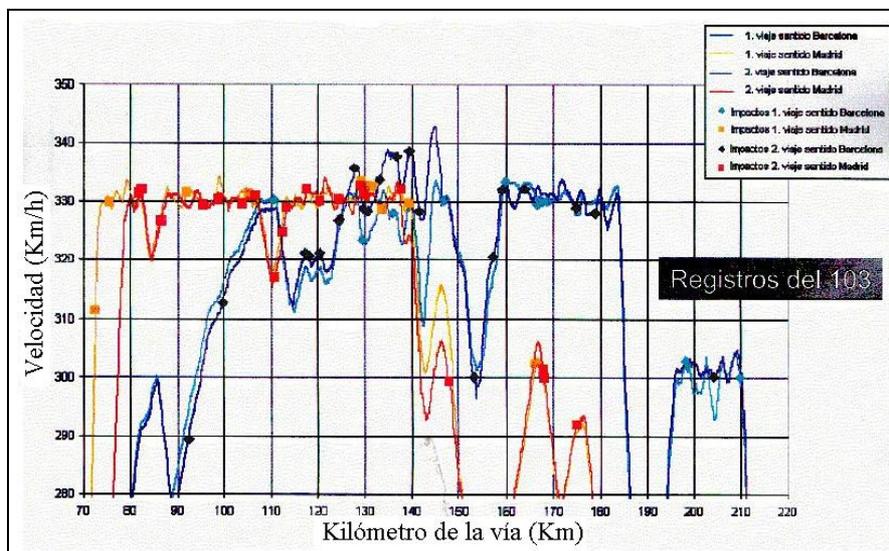


Figura 7.3. Impactos de balasto registrados la noche del 12 al 13 de febrero de 2006.

Tomado de Melis (2007)

Un entendimiento mayor de los principios del vuelo del balasto es esencial para el diseño efectivo de contramedidas para los problemas existentes, por tanto debemos preguntarnos como afecta la aerodinámica, el diseño y estado de la vía, diseño del tren, el papel de la excitación dinámica en las partículas, etc. Aunque todavía se está lejos de

poder responder a todas estas cuestiones, se han realizado estudios que nos ayudan a aclarar algunas ideas.

## 7.1 Estudios de flujo de aire y aerodinámicas

### 7.1.1 Mediciones de velocidad del aire por el paso de trenes

Kaltenbach et al. (2008) probaron diferentes aparatos para medir la velocidad del aire al lado del lecho de la vía Roma-Firenze durante el paso de trenes ETR 500 a velocidades comprendidas entre 190 y 250 Km/h. Por un lado se midió la velocidad con tubos de Pitot, por otro con un anemómetro ultrasónico (USA). De esta forma se puede comparar la exactitud y la resolución temporal que ofrecen midiendo el flujo de aire producido por el paso del tren.

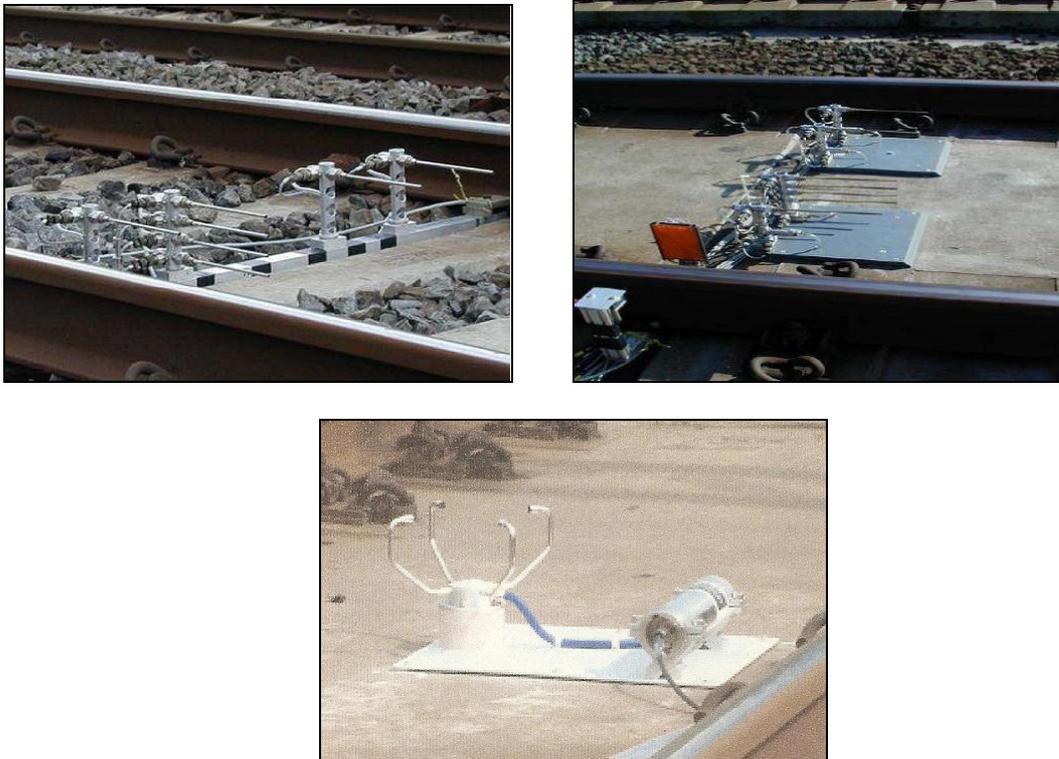


Figura 7.4. Arriba: Tubos de Pitot instalados en la vía. Abajo: Anemómetro instalados en una vía en placa.

Fuente: Viola (2007), Kaltenbach et al. (2008).

En la figura 7.5 podemos ver la media de las velocidades axiales de el paso de 30 trenes ETR 500. Exceptuando una primera parte donde se observa una pequeña región con un flujo negativo (que significa que el aire empuja a la velocidad contraria al tren), en general el flujo de aire es muy similar al registrado por el medidor ultrasónico. En la zona media, en la región entre  $48 \text{ m} < x^* < 309 \text{ m}$ , los medidores de presión marcan valores ligeramente mas pequeños que el ultrasónico, pero estas diferencias no superan nunca el 5%. Esta zona media tiene una forma muy regular debido a la geometría y configuración de los trenes, mientras que al final marca un pico correspondiente al paso del último vagón.

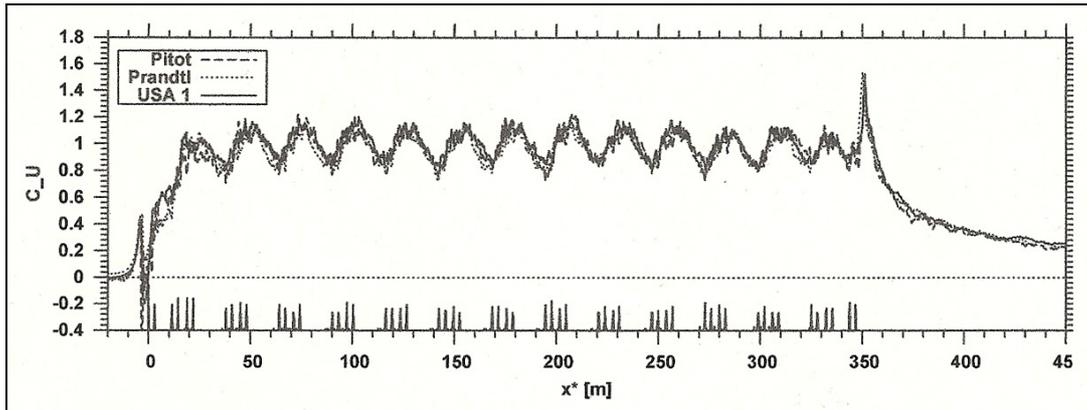


Figura 7.5. Medida de velocidades medias al paso de un tren ETR 500, con los aparatos colocados a 200mm del centro de la vía.

Fuente: Kaltenbach et al. (2008).

Casi simultáneamente Quinn y Hayward (2008) en otro estudio *full-scale*, obtuvieron resultados muy similares, aunque no se puede hacer una comparación directa de los dos estudios debido a las diferencias entre el tipo de material empleado y la colocación de éste en la vía. Ver figura 7.6.

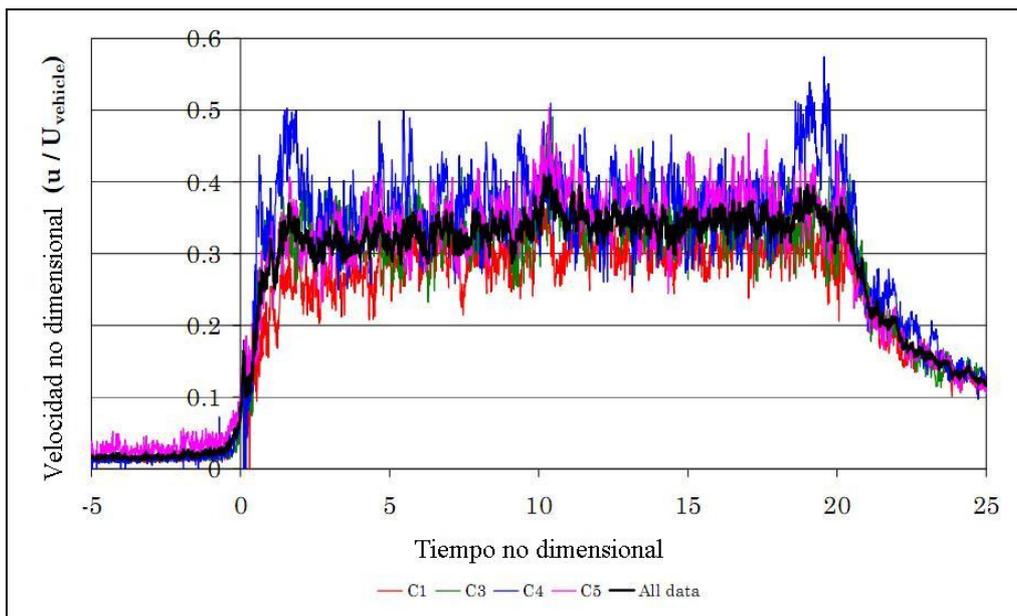


Figura 7.6. Velocidades adimensionales al paso de una rama de alta velocidad.

Fuente: Quinn y Hayward (2008).

En este caso, podemos observar que además del pico final, y un inicial (antes no aparecido), otra subida de la medición del coeficiente de velocidad en la zona central, debida sin duda a la geometría del tren con el que se realizaba los tests, que constaba de dos ramas de 10 vagones cada una unidas por el centro. Esta unión de las dos ramas es lo que crea la irregularidad central.

En este caso, los coeficientes de velocidad estarían comprendidos mayormente entre 0,3 y 0,4, lo que significa velocidades de aire alrededor de 90 Km/h y picos que pueden llegar hasta los 140 Km/h a una distancia de 50 mm sobre las partículas más superficiales de la capa de balasto. Esto nos da una idea hasta que punto las velocidades

de los vórtices de aire creados pueden ser muy elevadas a zonas muy cercanas al balasto.

### 7.1.2 Estudios de dinámica computacional de fluidos

También Kaltenbach, dentro de su estudio del DEUFRAKO, estudió los CFD (Computation Fluid Dynamics) de los flujos de viento generados bajo el tren. Se simuló la geometría de un tren ICE3 (modelo alemán) a una velocidad de 280 Km/h, comprobando las secciones de dos coches en el intermedio del tren, y también una sección del último vagón.

Como es lógico se simplificó la geometría del ICE3 para facilitar el manejo computacional, usando condiciones de simetría, la omitiendo de pequeños detalles, despreciando los efectos derivados de equipamiento del techo que puede afectar a través del hueco entre vagones, etc.

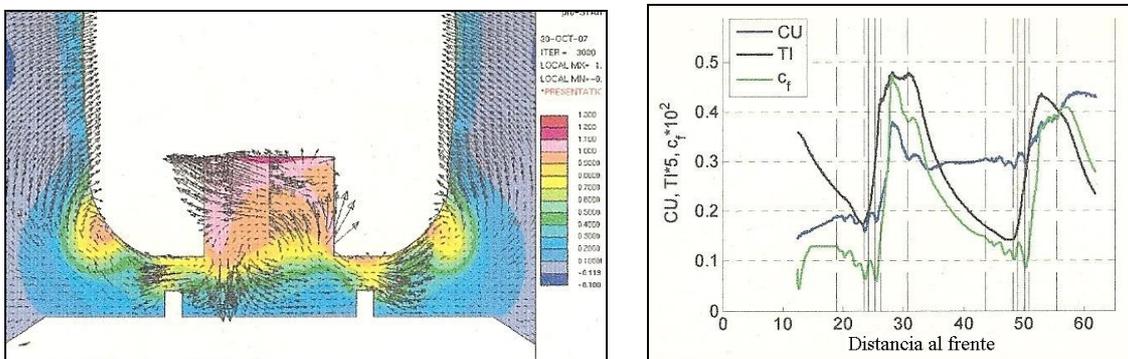


Figura 7.7. Izquierda: Resultados de la simulación por CFD del ICE3. Derecha: Velocidad axial (CU), Intensidad de Turbulencia (TI) y coeficiente de fricción ( $c_f$ ) respecto la distancia al frente.

Fuente: Kaltenbach et al. (2008).

En la figura 7.7 (izquierda) tenemos una representación de una sección transversal de un vehículo. En la simulación podemos ver como se incrementan los flujos turbulentos en la zona del bogie. También las direcciones de la velocidad del flujo, que muestran ser completamente variables dependiendo de la zona que se observe.

A la derecha vemos las velocidades axiales de viento, y el nivel de turbulencias registrados a 100mm del centro de la vía. Las líneas verticales discontinuas representan el final de las paredes del bogie. Como podemos ver, justo detrás de los bogies es donde se concentran las velocidades y turbulencias más altas.

Viola (2007) realizó un trabajo similar, pero en este caso la simulación fue para la cabeza del tren, a una velocidad de 780 Km/h (una velocidad lejos del alcance comercial de los trenes actuales pero que sirve para poder distinguir mejor los efectos turbulentos), comparando los resultados para distintos cortes longitudinales a diferentes cotas en la sección correspondiente al primer bogie. En la figura 7.8 podemos ver las intensidades de los flujos de aire para los cortes de la cabeza del tren a distintas alturas.

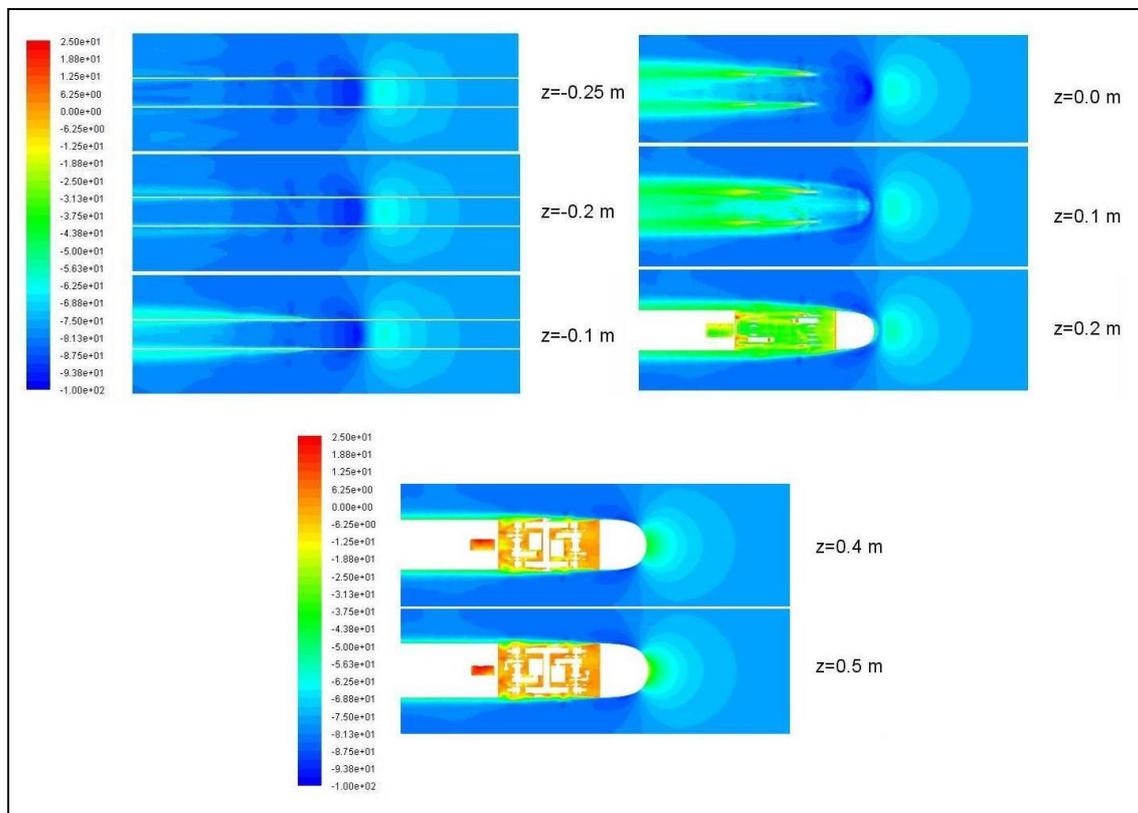


Figura 7.8. Velocidades de flujo turbulento de aire en los bajos de un tren a 780 Km/h. Fuente: Viola (2007).

Como se puede ver en ambos casos, el flujo siempre es mayor en las cavidades de los bogies, y en general en las secciones posteriores, lo que confirma la teoría que el régimen turbulento aquí generado es el principal activador del vuelo de balasto.

Si esto es así, ¿como podemos hacer para reducir estos flujos y conseguir que se creen menos turbulencias? Al parecer y según los estudios de Ido (2008) del Railway Technical Research Institute de Tokio, se puede minimizar la acción suavizando las formas y creando los perfiles y bajos de tren más aerodinámicos.

Para demostrarlo Ido y su equipo llevaron a cabo estudios en vías en funcionamiento y con modelos de trenes a escala en el túnel de viento, comparando trenes con diferentes contornos y equipamientos en la zona de los bogies.

### 7.1.3 Pruebas en vía y modelos reducidos modificando geometrías

De forma análoga de como se hizo en el proyecto AOA, se instalaron Tubos de Pitot y anemómetros de alta frecuencia de captación como instrumentos de medida del flujo de aire en la vía. El montaje de estos elementos se realizó de la forma que muestra la figura 7.9.

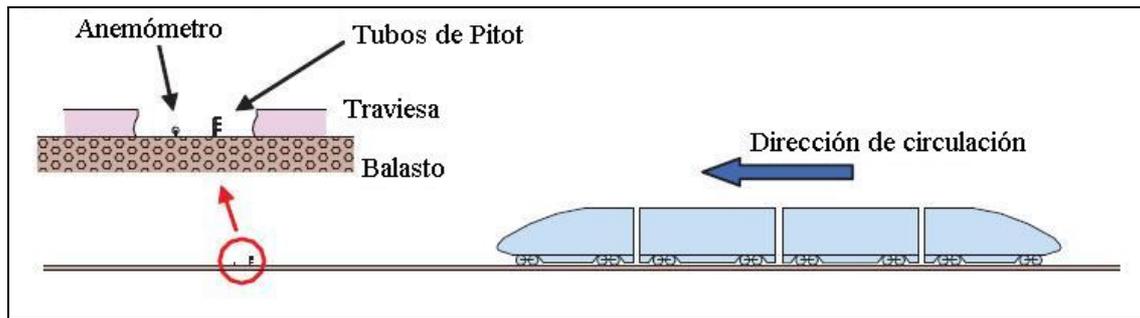


Figura 7.9. Medida del flujo encima del balasto al paso del tren  
Fuente: Ido et al. (2008).

Para poder comparar el comportamiento según las aerodinámicas del tren se realizó el estudio del flujo al paso de dos trenes con distinta forma en sus secciones (figura 7.10).

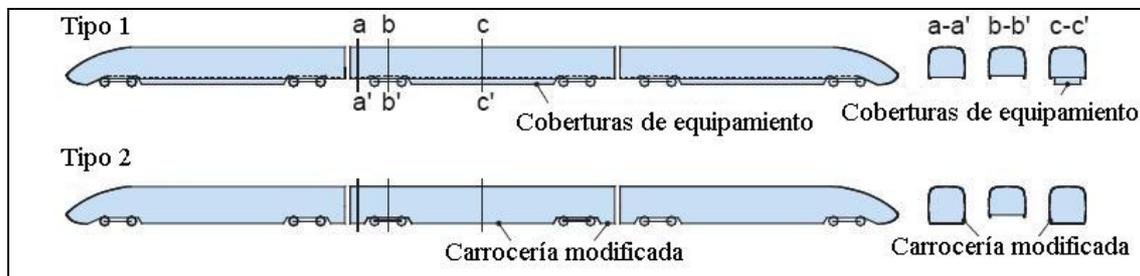


Figura 7.10. Diseño y secciones de los bajos del tren.  
Fuente: Ido et al. (2008)

Como se puede ver en la figura 7.10, en el Tipo 1 de tren el equipamiento inferior del tren ha sido cubierto por placas, mientras que el Tipo 2 ya tiene en su diseño unas formas más aerodinámicas: con lados y esquinas curvas, y superficies planas en los bajos del tren.

La figura 7.11 muestra la velocidad del flujo medida por los anemómetros. Dividiendo la velocidad medida por la velocidad del tren, obtenemos la velocidad no dimensional, que nos permitirá comparar mejor los resultados, debido a que aunque se midió el paso de trenes a velocidades similares, no siempre es posible que fuera exactamente la misma. De todas formas en todos los casos se pudo observar que el flujo de aire fue muy turbulento encima del balasto.

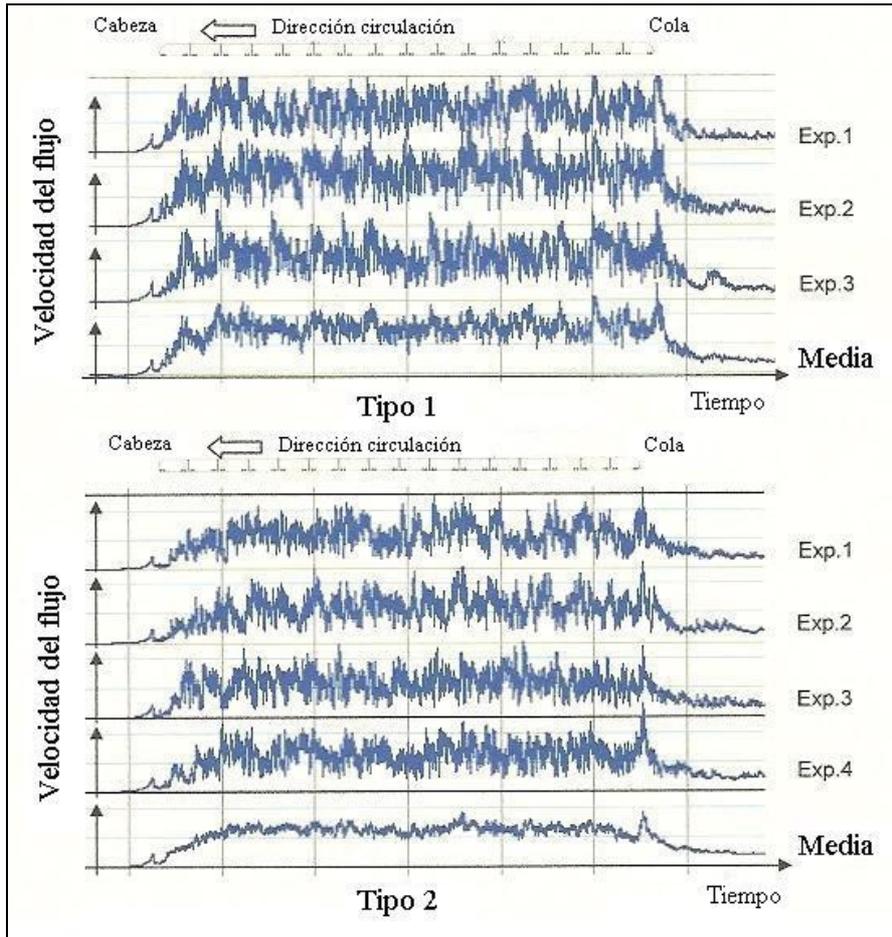


Figura 7.11. Resultado de las medidas por el anemómetro.  
Fuente: Ido et al. (2008).

Cuando el tren pasa por encima del punto de medida podemos observar como el flujo va aumentando de velocidad hasta llegar a un punto aproximadamente constante a partir del tercer vagón, y como ocurría con el anterior experimento del AOA y de Quinn y Hayward, tiene un pico de flujo a la cola del tren. Esto confirmaría el hecho que en el caso del vuelo de balasto, el fenómeno se produce generalmente en las partes medias y traseras del tren.

Como se puede ver, en el caso del paso de trenes Tipo 2, la media de velocidades de flujo de aire bajo el tren es generalmente inferior, aunque de forma sensible. De todas formas no es un dato que pueda entenderse como definitivo puesto que si se mira experimento por experimento, los picos alcanzados en todos los casos tienen velocidades muy similares.

La prueba definitiva que el tren Tipo 2 produce un flujo de aire de velocidad inferior es la medida de la velocidad no dimensional respecto la distancia a la capa de balasto. En este caso sí se puede apreciar una diferencia remarcable como se puede ver en la figura 7.12.

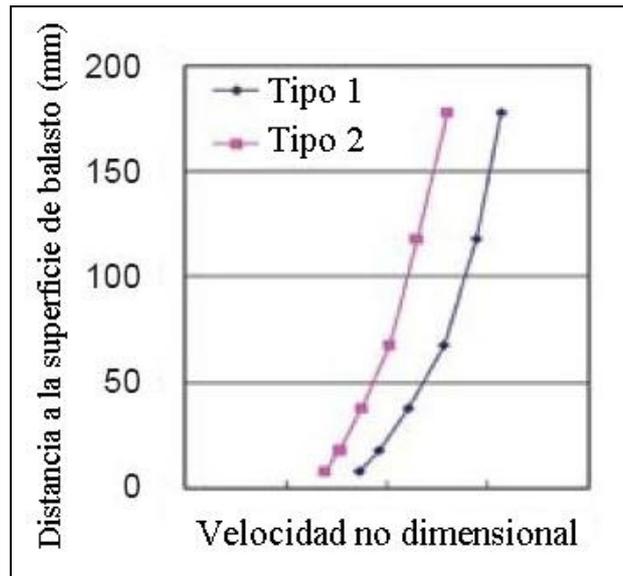


Figura 7.12. Perfiles de la velocidad del flujo encima del balasto.

Fuente: Ido et al. (2008).

De esta forma, con los ensayos in-situ, se confirmó el hecho que la forma de los bajos del tren influye el flujo sobre el balasto. Pero se quiso comprobar más sobre sus efectos con ensayos en el túnel de viento.

Los ensayos en el túnel de viento se llevaron a cabo en una sección cerrada del túnel de viento del Railway Technological Research Institute. Esta sección tiene unas dimensiones de 5 metros de ancho por 3 de alto y 20 de longitud. La velocidad del viento en los test fue de 180 Km/h. Pero esto no es suficiente para simular la velocidad, ya que en este tipo de ensayos es muy importante simular el efecto del suelo. Por eso se usó una cinta corredera en la base del tren, para asemejar el efecto de movimiento y flujos entre el tren y el suelo. Esta cinta tiene unas dimensiones de 2,7 metros de ancho por 6 de largo, y se mueve a la misma velocidad que el viento. Todo el esquema se muestra en la figura 7.13.

Los modelos utilizados fueron a escala 1/7, y constaron de tres vagones (representando los vagones de cabeza, cola y un intermedio). Si adoptamos la longitud del tren y la velocidad del viento en el túnel como representativas respecto a una longitud y velocidades reales, los valores del numero de Reynolds en el túnel de viento ( $Re=2 \times 10^6$ ) son menores que en las pruebas in-situ ( $Re=2 \times 10^7$ ) en un factor igual a 10.

Debido al hecho que no todo el modelo del tren entra dentro del abasto de la cinta corredera, se limitó su posicionamiento a la parte del vagón central. Como en el caso real, se midió los flujos de aire con anemómetros montados en la base del modelo.

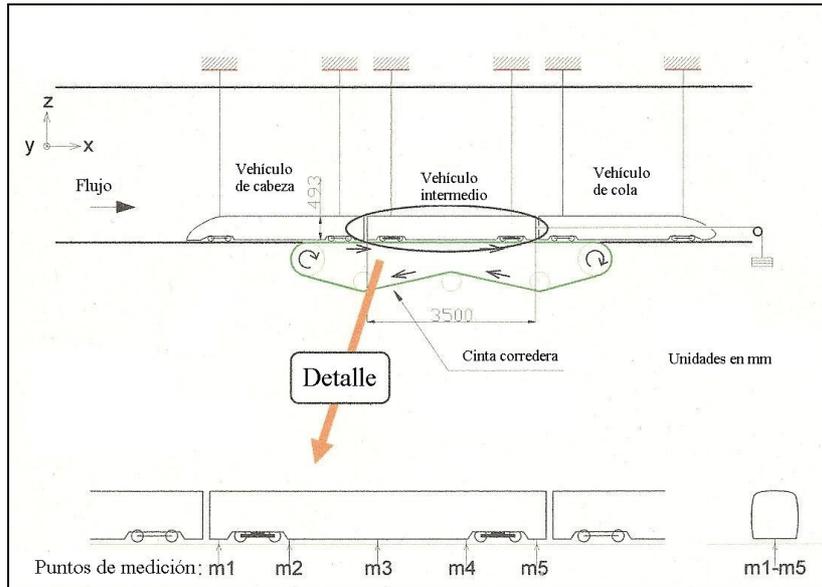


Figura 7.13. Esquema del modelo experimental y las secciones de medida del aire.  
Fuente: Ido et al. (2008).

En la siguiente figura 7.14, podemos ver los resultados obtenidos de la medición de las velocidades del aire en las diferentes secciones del vagón. Como se ha medido la velocidad del flujo respecto al vehículo, como más alto es el flujo en las mediciones, más bajo sería éste en la vía real.

La medida que se obtuvo en la vía real fue escalada también para poder comparar los resultados y deducir hasta que punto los test en el túnel de viento son representativos. Para ello se representa la velocidad no dimensional (flujo de aire medido / velocidad del tren) respecto la distancia (también no dimensional) del suelo a la base del tren.

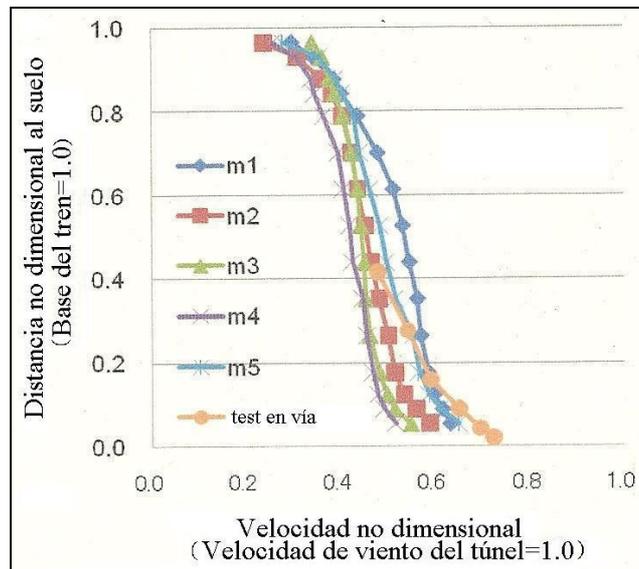


Figura 7.14. Perfiles de velocidad del flujo de aire.  
Fuente: Ido et al. (2008).

Como se puede ver las mediciones en el túnel, y en la vía son muy parecidas por lo que podemos deducir que los estudios a escala serán representativos y útiles para ver el comportamiento del flujo de aire bajo el tren.

Con estos resultados, se llevó a cabo la prueba definitiva: comparar distintas geometrías, partiendo de modelos con formas más anguladas hasta otro con una forma lo más suavizada posible en sus partes mas bajas. Mejorando la aerodinámica de los modelos. La siguiente figura 7.15, muestra las geometrías y algunas secciones de los modelos empleados.

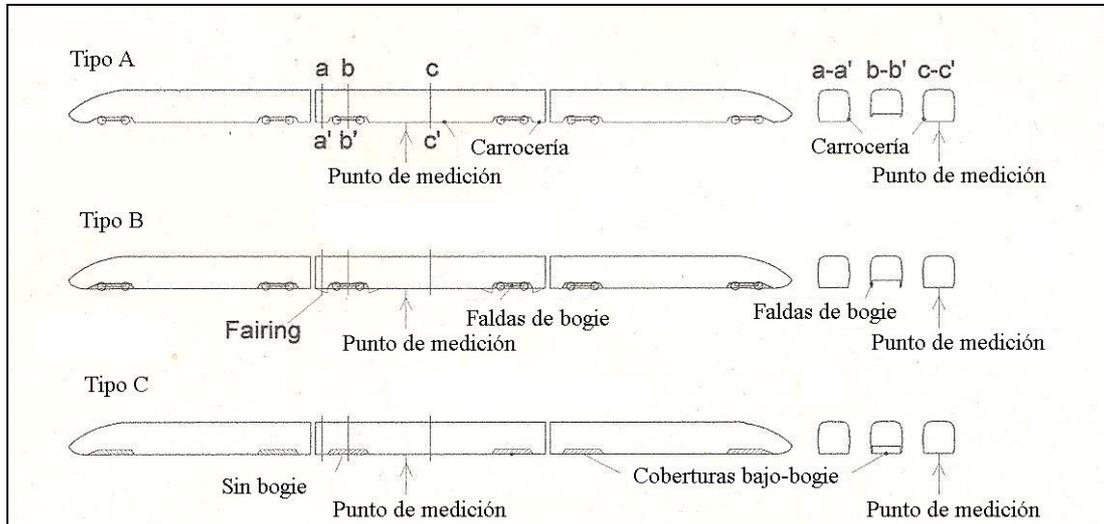


Figura 7.15. Mejoras y cambios aerodinámicos alrededor de los bogies.

Fuente: Ido et al. (2008).

- En el Tipo A no se ha empleado ningún tipo de cobertura especial para los bogies.
- En el Tipo B se han empleado unas “faldas” y coberturas aerodinámicas (*fairings*) para cubrir el exterior del bogie.
- En el Tipo C se han eliminado del modelo los bogies, manteniendo las faldas de cobertura y cubriendo también el fondo del hueco del bogie. Aunque no es una opción realista ya que por razones obvias en la realidad no se puede prescindir de la existencia del bogie, nos ayudara a distinguir todavía más el efecto del suavizado de las formas.

En la figura 7.16 se puede ver como el modelo de tren Tipo C es el que obtiene unos resultados más favorables. Recordando que en el test más velocidad, significa menos flujo en la vía, se aprecia claramente como a medida que se eliminan las irregularidades, las velocidades en el lecho de la vía se reducen. Aunque no existe mucha diferencia entre el Tipo A y B, en el caso C hay una diferencia muy remarcable.

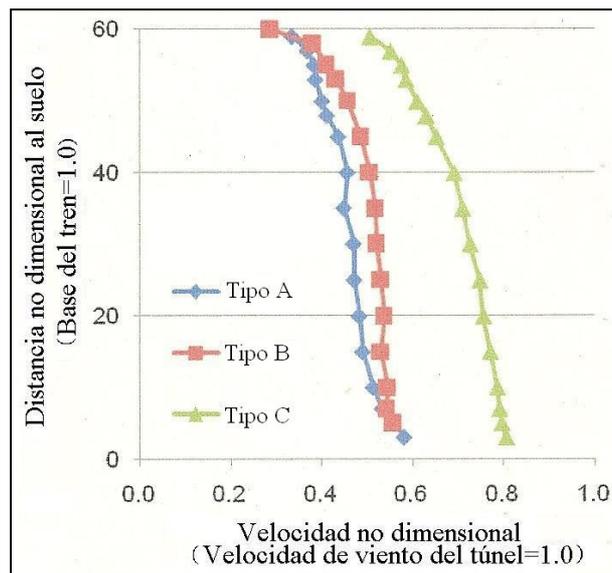


Figura 7.16. Perfiles de velocidad del flujo de aire.  
Fuente: Ido et al. (2008).

Este estudio confirma el hecho que como más suaves y aerodinámicas sean las formas con las que se construyen los trenes, incluyendo las partes bajas de estas y las coberturas de bogies y equipamientos auxiliares, más se pueden reducir las turbulencias y flujos de viento de alta velocidad en la vía de balasto que provocan el vuelo de sus partículas.

De todas formas no se aclara el hecho de hasta qué punto estas reducciones son significativas y tienen una repercusión directa respecto al vuelo de balasto. Dicho de otra forma, seguimos sin saber hasta que punto estas reducciones que se podrían conseguir son suficientes para poder llegar a evitar el vuelo de balasto. Aunque se haya reducido la velocidad del flujo, este sigue existiendo y cabe la posibilidad de que sea suficientemente alto como para que el vuelo de partículas se pueda seguir produciendo.

En estudios futuros sería interesante determinar valores de presión y velocidades de flujo límites por el cual se empieza a producir este fenómeno, para no relacionar el vuelo de balasto con la velocidad del tren (a partir de 300 Km/h con los trenes actuales como se había comentado), sino con las condiciones de los flujos próximos a la vía, siendo entonces necesario modificar los diseños de los trenes para que, si es posible, aun sobrepasando los 300 Km/h no se lleguen a alcanzar estos valores límite de flujo en el lecho.

#### 7.1.4 Estudios del comportamiento del balasto en la vía

Otro elemento interesante de estudio para el fenómeno del vuelo de balasto es el efecto del comportamiento y características que la vía tiene sobre él.

Una primera investigación nos lleva a ver como influye el tipo de vía donde circula el tren: en este caso el tipo de traviesa utilizada y las medidas de esta. En un ensayo en túnel de viento realizado por Kaltenbach (2008) dentro del programa de estudio del AOA, con modelos de vía en escala 1/10 se demostró que efectivamente el tipo de vía influye de forma muy importante.

Como era de suponer, bajo el efecto de un flujo de aire dirigido a los modelos de estudio, las vías con traviesas biblock resultaron ser las que sufrían más dislocación de partículas. Este hecho se explica de forma intuitiva debido a que con traviesas monoblock la superficie de capa de balasto expuesta a los flujos de viento es menor que con las otras. Como se puede ver en la figura 7.17, el número de partículas que se desplazaron es mucho mayor en el caso de la simulación de la traviesa biblock que con monoblock (que esta simulada con distintos tamaños y distancia entre traviesas). De todas formas no se sabe con exactitud hasta qué punto estos resultados obtenidos en condiciones idealizadas y a escala reducida son aplicables al caso real, aunque pueden resultar muy orientativos.

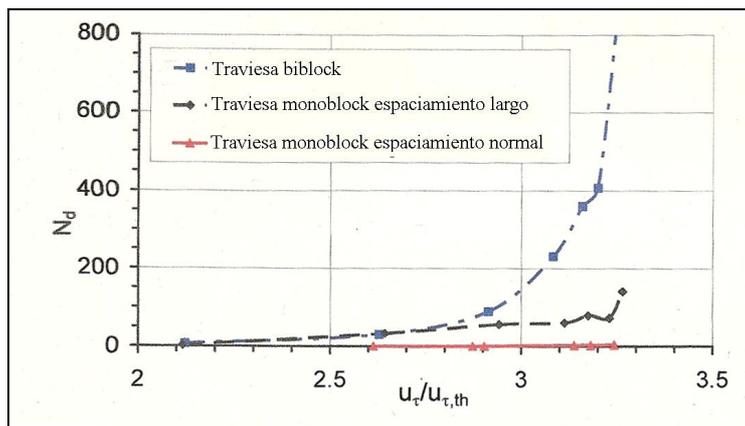


Figura 7.17. Número de partículas movidas del lecho frente la velocidad del aire.  
Fuente: Kaltenbach et al. (2008).

Otras investigaciones de la vía se llevaron a cabo para demostrar el hecho de que una partícula golpeada por el tren que rebota en la vía puede dislocar y hacer “volar” otras piedras de balasto debido al impacto producido en el lecho.

Para ello se creó una catapulta (o tirachinas) que lanzaba partículas reales contra un lecho formado con balasto a distintos ángulos y velocidades. De esta forma se pretendía no solo ver hasta que punto afectaba el impacto y su ángulo de colisión, sino como aumenta el número de partículas disgregadas según aumenta la energía cinética de las partículas lanzadas.

En la figura 7.18 podemos ver como se montó este artefacto de escala 1:1, que consta también de un espejo (para poder captar las imágenes de fácilmente desde otro punto de vista) y una cámara de alta velocidad.

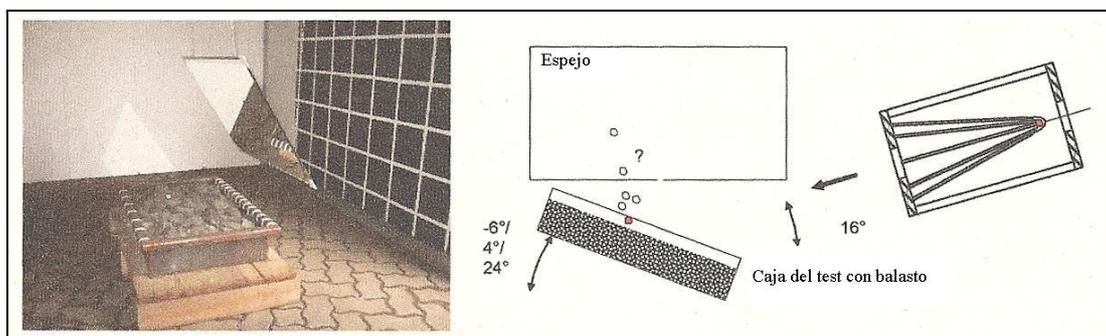


Figura 7.18. Modelo de experimentación del impacto del balasto.  
Fuente: Kaltenbach et al. (2008).

Los resultados obtenidos (figura 7.19) revelaron que a partir de ciertas velocidades un gran porcentaje de las partículas lanzadas quedan destruidas por el impacto. Para velocidades mayores de 150 Km/h a un ángulo de 40°, una media del 90% de los granos de balasto quedarán destruidos, aunque existe una gran desviación en los resultados. Por otro lado, debido al golpe, distintas nuevas partículas son eyectadas al menos a 5 centímetros del lecho, aunque el número de partículas removidas depende mucho de la energía cinética aplicada, y presenta otra vez una gran dispersión de resultados.

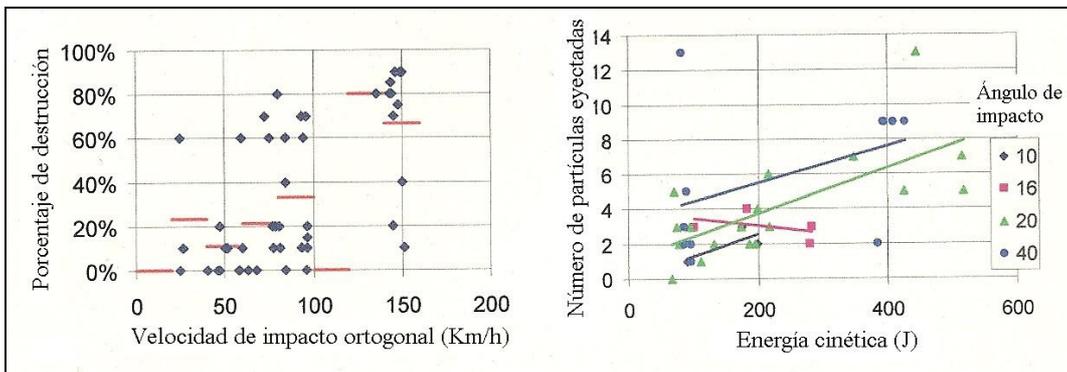


Figura 7.19. Izquierda: Porcentaje de destrucción frente velocidad ortogonal de impacto. Derecha: Numero de granos levantados frente la energía cinética aplicada a distintos ángulos.

Fuente: Kaltenbach et al. (2008).

Esta prueba tiene en ambos casos unos resultados muy variables, atribuible sin duda a la naturaleza discreta e irregular de la capa de balasto, y a los medios, no rudimentarios pero si poco mecanizados, del experimento. A pesar de existir una gran dispersión en los resultados se pueden intuir unas ciertas tendencias que son las representadas en los gráficos.

El equipo del AOA, con el objetivo de poder mejorar los resultados de estas pruebas, decidió hacer una simulación tridimensional por elementos finitos de la capa de balasto sometida a los impactos, con un coeficiente de rozamiento local de 0,7. Finalmente se pudo confirmar la relación lineal entre el número de granos dislocados y la energía cinética de impacto de las partículas lanzadas, así como la repercusión del ángulo de impacto.

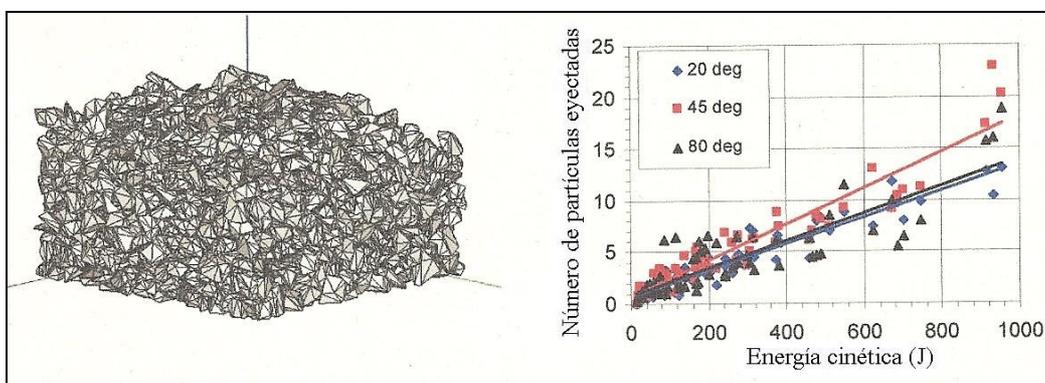


Figura 7.20. Izquierda: Simulación numérica del lecho de balasto. Derecha: Número de granos levantados frente la energía cinética aplicada a tres ángulos distintos.

Fuente: Kaltenbach et al. (2008).

En la figura 7.20 podemos ver como un impacto oblicuo es más repercusivo que otro con un ángulo mucho más horizontal o vertical. Aunque los mismos autores asumen que este modelo esta lejos de ser completo y se sustenta en simplificaciones no siempre fácilmente validables, ayuda a entender el fenómeno que lleva a la proyección y formación de nubes de balasto.

### 7.1.5 Problemas debidos a la acumulación de nieve

Tal y como se ha comentado someramente al inicio del capítulo, el otro fenómeno causante del vuelo de balasto es la acumulación de nieve en los bajos del vehículo: en los espacios entre carrocería y equipos auxiliares, bogies y demás recovecos existentes. En zonas frías, los copos y demás nieve acumulada en la vía de una posible precipitación reciente, van llenando estos puntos del tren y acaban por formar bloques de hielo de tamaño relativamente grandes.

Tarde o temprano estos bloques se acaban desprendiendo, y de forma análoga a las partículas disparadas comentadas anteriormente, se golpea el lecho de balasto levantando granos y formando las también citadas nubes de balasto.

Teóricamente se podría reducir fácilmente su efecto negativo cubriendo mediante algún tipo de placas estos espacios, pero no es fácil sujetar estas coberturas de forma fiable para que permanezcan fijas durante los viajes, y al mismo tiempo sean fáciles y rápidas de montar y desmontar cuando se tengan que hacer labores de mantenimiento.

Por esta razón se ha optado por ver hasta que punto son efectivos los deflectores aerodinámicos en la zona de los bogies para evitar las acumulaciones de nieve. Una vez más, las pruebas se realizaron en un túnel de viento del Railway Technical Institute de Tokio, con modelos de trenes a escala, una cinta corredera funcionando a la misma velocidad del viento para simular el “efecto suelo”, y distintos tipos y tamaños de deflectores.

Se utilizó un flujo de aire de aproximadamente 40 Km/h, e instalando anemómetros en la zona baja del tren: en dos secciones del bogie y a la altura del deflector. Se consideró que si el flujo de aire se redireccionaba de dentro de los bogies hacia fuera, significaría que el porcentaje de partículas de nieve entrantes sería menor y por tanto se reduciría la acumulación de nieve. Para conseguir este efecto los deflectores son básicamente prismas triangulares, que sobresalen por delante del bogie sin llegarse a salir de la carrocería, como se puede observar en la figura 7.21. Se utilizaron dos tipos distintos de deflectores para ver si esto tenía algún tipo de repercusión sobre el comportamiento del flujo.

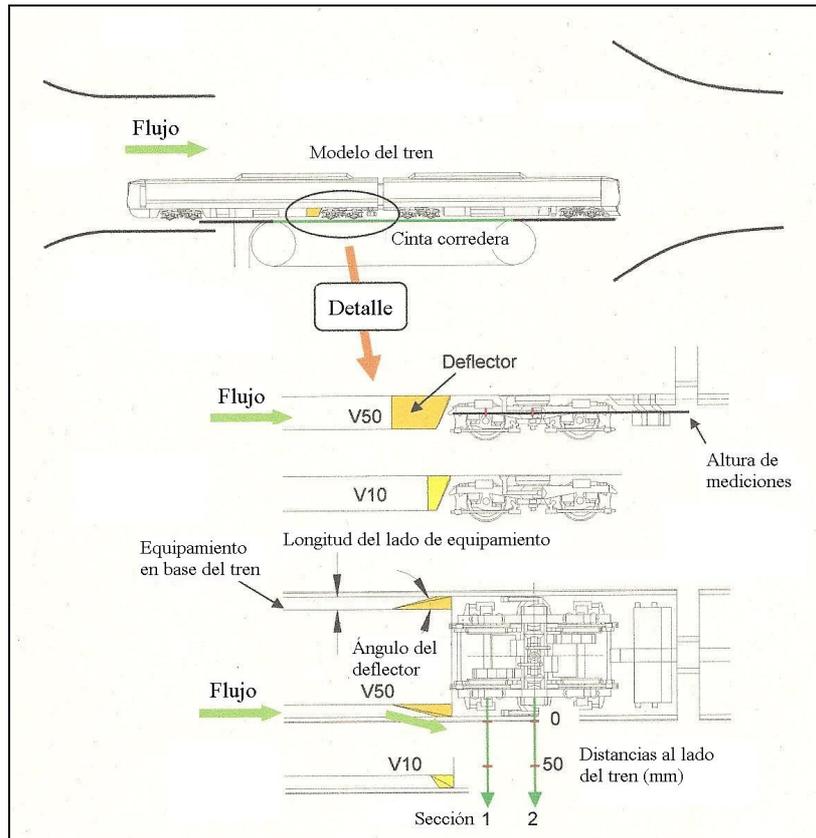


Figura 7.21. Esquema de las secciones a prueba y los puntos de medida.  
Fuente: Ido et al. (2008).

Como es lógico, para poder evaluar el comportamiento de los deflectores se hicieron los mismos tests sin ellos, y poder así comparar los resultados. En la figura 7.22 podemos apreciar el gráfico del perfil de respuesta, con mediciones a distintas distancias del tren, siendo cero el límite de la carrocería. Los valores negativos representan el espacio de la cavidad del bogie, y por lo tanto donde nos interesa reducir el flujo de aire.

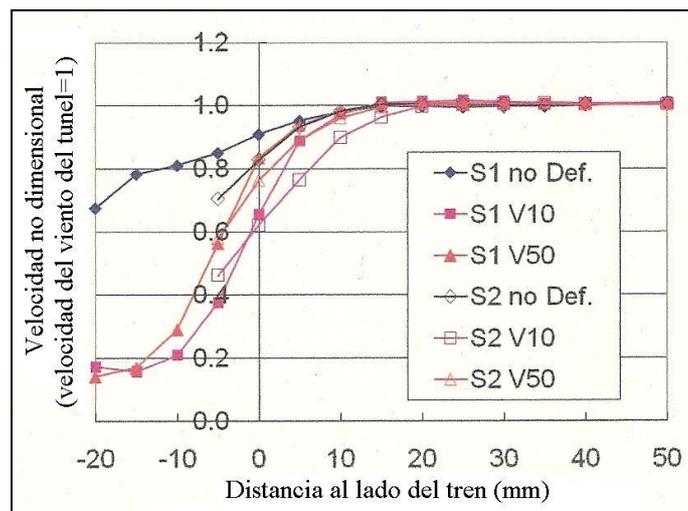


Figura 7.22. Flujos de las velocidades cerca del bogie.  
Fuente: Ido et al. (2008)

Como podemos ver, si comparamos las mediciones respecto a las obtenidas sin ningún tipo de deflector (línea azul), ambos deflectores consiguen reducir de forma notable el

flujo de entrada de los laterales en las dos secciones estudiadas (S1 y S2). Puestos a comparar deflectores, en contra de lo que podría parecer intuitivo, el de menor tamaño consigue reducir el flujo de aire de manera mas efectiva, aunque muy ligeramente.

Siguiendo con el estudio del túnel de viento y en una cámara frigorífica a  $-10^{\circ}$  C, se quiso verificar que con un flujo de partículas de nieve los deflectores reducen la acumulación de nieve. Con un modelo a escala 1:7 y un cañón de nieve para crear el flujo de partículas se consiguió reproducir las condiciones en el caso de precipitaciones en forma de nieve. Se instalaron también dos SPC en la parte anterior y posterior de los deflectores. El SPC (Snow Particle Counter) es un aparato capaz de contar el número de copos circulantes y clasificar su tamaño, y controlar así el flujo de entrada y salida. La figura 7.22 muestra el modelo del experimento con sus componentes.

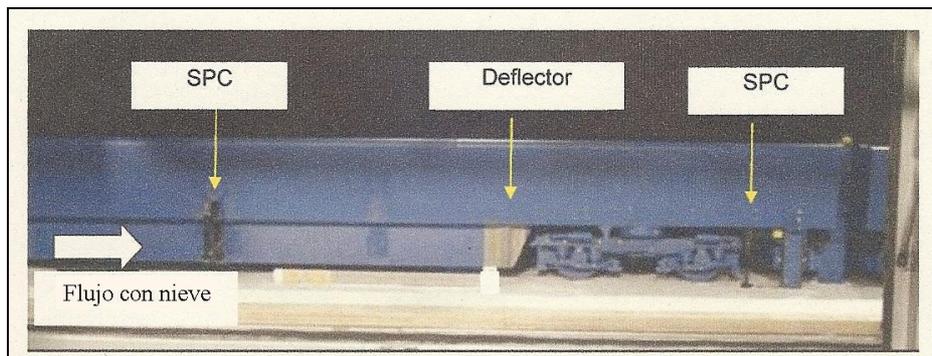


Figura 7.22. Modelo del tren con deflectores en el túnel de viento.  
Fuente: Ido et al. (2008).

Como antes se usaron distintos tipos de deflectores:

- Sd1: con la misma forma del V10 anterior.
- Sd2: consistente en prismas triangulares equiláteros grandes.
- Sd3: consistente en prismas triangulares equiláteros pequeños.

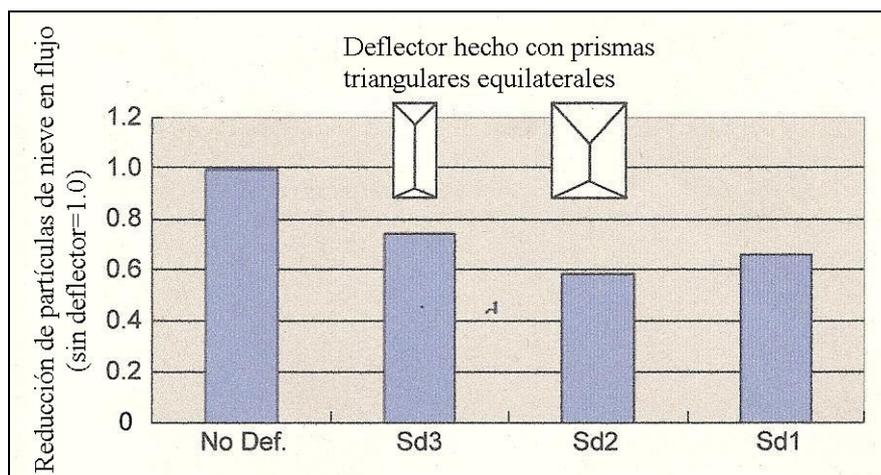


Figura 7.23. Reducción de la acumulación de nieve con los deflectores.  
Fuente: Ido et al. (2008).

Los resultados de la figura 7.23 nos muestran como efectivamente el ratio de partículas de nieve que pasan por la zona de los bogies es inferior que en el caso sin deflectores.

En este caso, como más grande es el prisma del deflector más se ha visto reducido el paso de nieve por el SPC.

Esto demostraría la tendencia que ya se apuntaba anteriormente, que con un equipo de deflectores adecuado se consigue reducir la acumulación de nieve en los recovecos de la parte inferior de los trenes, pero otra vez habría que preguntarse hasta qué punto este decrecimiento impediría la caída de bloques a la vía, y si se conseguiría reducir hasta límites seguros y aceptables el vuelo del balasto.

### 7.2 Soluciones adoptadas:

Y a la luz de los datos expuestos, ¿qué se ha llevado a cabo realmente en las vías para impedir el vuelo de balasto? Lo cierto es que ha habido algunas iniciativas, pero ninguna de ellas definitiva.

Japón decidió dejar de construir vías de Alta Velocidad en balasto en los años 70. A partir de entonces se decantaron por construir vía en placa, que aunque mas costosa inicialmente, se consideró que su menor mantenimiento y alta fiabilidad justificaban su inversión. El problema es que no es posible construir vía en placa en terraplenes muy altos, debido a que los asientos post-constructivos de éste podrían romper la estructura. Es por esta razón que algunos tramos que transcurren en terraplén, siguen siendo en balasto (mucho más adaptable a las deformaciones que puedan producirse), y en estos puntos se han instalado unas mallas que sujetas a las traviesas impiden la salida de partículas de balasto del lecho de la vía. Ver figura 7.24:

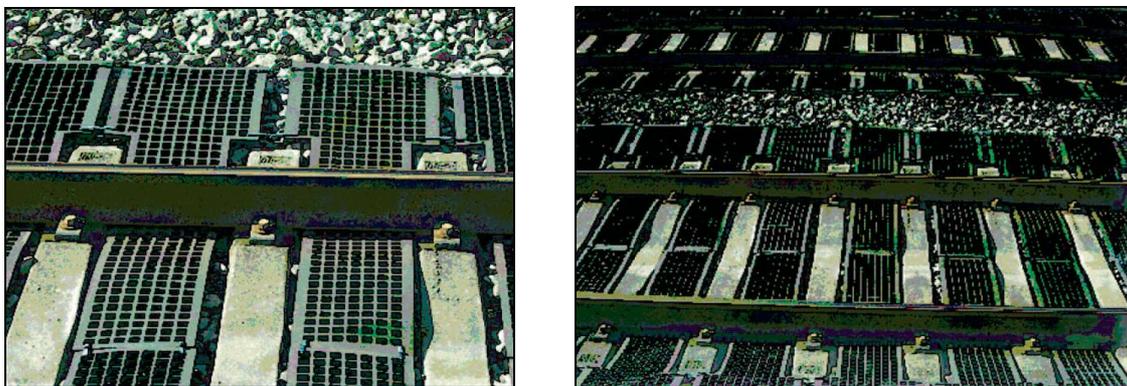


Figura 7.24. Protecciones de balasto en la vía japonesa.

Fuente: Melis (2006).

Esta solución es muy efectiva, pero posiblemente solo aplicable al caso japonés donde sólo debe colocarse en tramos cortos y puntuales de vía. En otros países con toda la red en balasto, significaría una inversión muy alta, y por tanto sería necesario un estudio de viabilidad exhaustivo. Además, para el necesario mantenimiento de la vía (operaciones de bateo, amoldamiento de carril, etc.) sería necesario levantar las placas para operar correctamente, hecho que retardaría mucho las operaciones e incrementaría el coste.

En Italia hubo otra iniciativa: Rebajar el balasto 3 centímetros bajo la cara superior de la traviesa, para alejar las partículas más cercanas de los flujos de aire turbulentos de debajo del tren. Pero esta solución no es buena y se ha demostrado que no debería haberse hecho, ya que la resistencia lateral de la vía se la da el hecho de estar bien

arropada por la capa de balasto. Si se reduce su altura, esta resistencia disminuye, haciendo que la vía se mueva más, y aumentan sus deformaciones a lo largo del paso de trenes. Como siempre, esto conlleva realizar operaciones de bateo y mantenimiento más a menudo, consiguiendo que el balasto se rompa y desgaste más rápido, con lo que cada vez resiste menos.

Al no existir entonces una solución clara y universal, y viendo que la modificación de las geometrías del tren pueden no ser suficientes, se sigue estudiando el fenómeno para poder llegar a plantear alternativas que sean realmente definitivas para la eliminación del vuelo de partículas, aunque hay quien afirma que no se podrá encontrar solución a dicho problema, y que la única solución pasa por empezar a construir todas las vías de alta velocidad en placa.

### **7.3 El vuelo de balasto y las polémicas en distintos países**

El tema del vuelo de balasto, que ha adquirido importancia recientemente ha sido objeto de polémicas entre técnicos de la administración, expertos e investigadores, incluso entre distintos países. Así como Japón fue pionera en los 70 en la implementación de vía en placa (para evitar el vuelo del balasto y el mayor coste de mantenimiento), iniciativa que secundó Alemania posteriormente (que sólo construye vía en placa desde 1994), los ferrocarriles franceses y los países de su influencia técnica (España, Corea, Italia), han optado por construir sus vías de alta velocidad con balasto.

Algunas de estas decisiones no han estado exentas de polémica, incluso en nuestro país, donde se publicó en el BOE del 24 de Julio de 2006 una convocatoria del CEDEX (Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas) para determinar los límites del subsistema balasto en alta velocidad y sus comparaciones con la vía en placa. Pero a pesar de la convocatoria de este estudio, España siempre ha sido reticente a la construcción de vía en placa (excepto en algunos tramos de metro suburbano), y ha optado por construir toda su nueva red de alta velocidad en balasto, cuyo comportamiento es más conocido y coste inicial más reducido.

Esto ha llevado a algunos expertos a discrepar de ésta estrategia, al considerar que por culpa del vuelo del balasto es demasiado peligroso que las líneas españolas circulen a velocidades mayores a 300 Km/h (velocidad que no se sobrepasa actualmente), aunque teóricamente las vías están diseñadas para el paso de trenes 320 Km/h. Y aunque Cabría preguntarse hasta que punto es necesario que los trenes circulen a velocidades cercanas y mayores que ésta, no debemos olvidar que la velocidad de circulación (y por tanto la reducción de tiempo de viaje) es un elemento clave para que la alta velocidad sea un éxito, y que otros países han invertido mucho dinero (obteniendo buenos resultados en cuanto a aumento de tránsito de pasajeros) para conseguir reducciones de tan sólo minutos en sus trayectos.

## 8. Conclusiones

Como se ha visto a lo largo de la tesina, el estudio del comportamiento dinámico del terreno y la capa de balasto, tiene una gran importancia en el estudio de las nuevas líneas de alta velocidad, siendo necesario conocer su origen y comprender los fenómenos que originan la vibraciones y poder así reducir sus efectos para garantizar un buen funcionamiento del servicio ferroviario.

Además se trata de un tema de plena actualidad, como se demuestra por el hecho que las referencias y la bibliografía utilizadas son en su mayoría trabajos expuestos muy recientemente. Esto significa que las vibraciones en el ferrocarril son un nuevo campo de conocimiento con un amplio margen de estudio para futuros trabajos en sus diferentes aspectos.

En los diferentes temas que se han tratado en esta tesina se pueden destacar las siguientes conclusiones:

- La capa de balasto en las estructuras ferroviarias (y más en alta velocidad) sufre un nivel de esfuerzos superior a los correspondientes a los pesos por eje de los trenes en reposo debido al carácter dinámico de las cargas, y cuyo valor puede ser hasta tres o cuatro veces superior si se producen fenómenos de resonancia.
- Las excitaciones dinámicas tienen múltiples orígenes: las correspondientes a pequeños defectos en los elementos de contacto estructura-vehículo, otros derivados de la disminución de la calidad geométrica de la vía y el deterioro del sistema vía-balasto, los ocasionados por aparición de resonancias en puentes isostáticos, y los que se producen por la propagación de ondas en la capa de balasto y el suelo generadas al paso del tren.
- Los esfuerzos aplicados sobre el balasto pueden dar una aceleración de las partículas excesiva de forma que el medio granular sufre una licuefacción al llegar a valores entre 0,7g y 0,8g, perdiendo capacidad portante, y llegando a situaciones donde la capa de balasto no puede soportar los esfuerzos que las traviesas le transmiten. Esto significa un aumento de los movimientos de la vía, pérdida de la calidad geométrica, y el deterioro prematuro de la vía y el balasto.
- La capa de balasto y el terreno de la base pueden actuar como conductor de ondas, de forma que a través suyo se propagan vibraciones producidas por el paso del tren, y cuya velocidad depende de las características del medio por donde se propagan estas vibraciones.
- Las ondas propagadas por el terreno, en suelos blandos, pueden desplazarse a velocidades relativamente bajas similares a las velocidades de circulación de los trenes de alta velocidad actuales, de forma que se puede llegar a producir una acumulación de energía debajo de los bogies del tren, haciendo que se produzca un nivel de vibraciones muy elevado justo debajo del vehículo, que recibe un nivel de esfuerzos muy superior al aceptable, dañando muy seriamente la estructura. Este fenómeno es el conocido como el de la "Velocidad Crítica" o "Onda de Proa" del tren.

- A velocidades alrededor de 300 Km/h se produce el fenómeno del "vuelo del balasto", donde partículas son levantadas del lecho debido a los rebufos de aire que se generan en los bogies. La proyección de estas partículas provoca desperfectos en los bajos del tren, equipamientos auxiliares y carriles, creando un problema de seguridad y confort muy importante en vías con balasto, y del que hoy en día todavía no existe una solución efectiva y económica.

## 9. Referencias

- Alonso, I. (2009). *Obras de Corrección de Vibraciones en Líneas Convencionales*. Jornada de Vibraciones Causada por el Ferrocarril. Análisis y Soluciones Correctoras. Barcelona, Abril 2009.
- Alvarez, R. (2009). *Estudio de Vibraciones en Alta Velocidad*. Jornada de Vibraciones Causada por el Ferrocarril. Análisis y Soluciones Correctoras. Barcelona, Abril 2009.
- Burgos, J. (2003). *Balasto para Ferrocarril*. III Jornadas Iberoamericanas de Materiales de Construcción, San Juan-Argentina, Setiembre 2003.
- Degrande, G. et al. (2002). *In situ measurements on the high speed track L2 Brussels – Köln*. STWW project IWT 000152 “Traffic induced vibrations in buildings”.
- Dueñas, R. (2007). *Elementos De Ayuda Para La Toma De Decisiones Sobre La Utilización De Vías Sin Balasto*. Tesina UPC. Pg 85-87.
- Esveld, C. (2001). *Modern Railway Track*. Second Edition. MRT – Productions. Pg 107-170.
- Galvín, P. (2007). *Análisis Numérico y Experimental de las Vibraciones Ocasionadas por el Paso de Trenes de Alta Velocidad en el Suelo y en Estructuras Cercanas a la Vía*. Tesis Doctoral Universidad de Sevilla. Pg 1-6, 30-37, 45-84
- Goicolea, J.M. et al. (2002) *Nuevos Métodos De Cálculo Dinámico Para Puentes De Ferrocarril En Las Instrucciones IAPF y Eurocódigo 1*. Pg 2-9.
- Ido, A. et al. (2008). *Study on Under-Flow to Reduce Ballast Flying Phenomena*. 8th World Congress on Railway Research, Seoul 2008.
- International Union Of Railways. High Speed Department. (2001). *Design Of New Lines For Speeds Of 300 – 350 Km/h. State Of The Art*. Pg 20-21.
- Kaltenbach, H-J. et al. (2008). *Assessment of the Aerodynamic Loads on the Trackbed Causing Ballast Projection: Results from the DEUFRAKO Project Aerodynamics in Open Air (AOA)*. 8th World Congress on Railway Research, Seoul 2008.
- Karrech, A. (2008). *Comportement des matériaux granulaires sous vibration: Application au cas du ballast*. Tesis Doctoral ENPC. Pg 94-112.
- Krylov, VV. et al (2000). *Rail Movement and Ground Waves Caused by High-Speed Trains Approaching Track-Soil Critical Velocities*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers Vol 214 Part F.

- Lim, W. (2004). *Mechanics of Railway Ballast Behaviour*. Tesis Doctoral Universidad de Nottingham. Pg 11-12.
- López Pita, A. (2006). *Infraestructuras Ferroviarias*. Edicions UPC. Pg 170-186, 203-206, 289-315, 361-369, 378-384.
- Martínez-Llop, R. (2008). *Investigación Sobre el Comportamiento de los Distintos Tipos de Balasto ante la Aplicación de los Criterios de las Diferentes Normativas*. Tesis Doctoral UPM. Pg 5-6.
- Melis, M. (2006). “Terraplenes y Balasto en Alta Velocidad Ferroviaria [Primera parte]”, *Revista de Obras Públicas*. Marzo 2006.
- Melis, M. (2006). “Terraplenes y Balasto en Alta Velocidad Ferroviaria [Segunda parte: Los trazados de Alta Velocidad en otros países]”, *Revista de Obras Públicas*. Julio 2006.
- Morgan, J.G.D. y Markland, E. (1981). *The Effect of Vibration on Ballast Beds*. *Gèotechnique* 31, N°3, 367-386.
- Nasarre J. (2004). “Estados Límite de Servicio en Relación con la Vía en Puentes de Ferrocarril”, *Revista de Obras Públicas*. Junio 2004.
- Norris, P. et al. (2003). *Permissible Deck Accelerations for Rail Bridge Dynamics Assessments*. IABSE Symposium Antwerpen 2003.
- Oliver, X. y Agelet de Saracíbar C. (2003). *Mecànica de Medis Continus per a Enginyers*. Edicions UPC. Pg 169-176.
- Pastor, J.M. (2005). *Dinàmica de un Medio Granular Agitado Verticalmente*. Tesina Universidad de Navarra. Pg 1-4.
- Plataforma Tecnológica Ferroviaria Española (2007). *Estado del arte en alta velocidad*. Grupo de alta velocidad, Versión 01. Pg 11-12.
- Puebla, J. et al. (2000). “Para Altas Velocidades ¿Vías Con o Sin Balasto?”, *Revista de Obras Públicas*. Setiembre 2000.
- Quinn, A. y Hayward M. (2008). *Full-Scale Aerodynamic Measurements Underneath a High Speed Train*. BBAA VI International Colloquium on Bluff Bodies Aerodynamics & Applications, Milano, July 2008.
- Ruano, A. (2007). *Las Líneas de Alta Velocidad Frente a las Convencionales. Adaptación de las Líneas Convencionales a Velocidad Alta*. Tesina UPC. Pg 46-54.
- Santos, J. (2009). *Problemática de las Vibraciones*. Jornada de Vibraciones Causada por el Ferrocarril. Análisis y Soluciones Correctoras. Barcelona, Abril 2009.

## Vibraciones en las Vías del Ferrocarril

- Stuit, H.G y Bos J.A. (2005). “Deck Track: a new foundation for railways”, *International Railway Journal*. Mayo 2005.
- Suiker, A. (2002). *The Mechanical Behaviour of Ballasted Railway Tracks*. Tesis doctoral TU Delft. Pg 13-40, 120-125.
- Viola, I. (2007). *CFD Analysis for the Ballast Projection on High Speed Trains*. Convegno CAPI 2007 Fluidodinamica Computazionale, Milano Octubre 2007.
- Zuriguel, I. (2003). *Movimiento de Convección en un Medio Granular Agitado Verticalmente*. Tesina Universidad de Navarra. Pg 1-7.

## 10. Bibliografía adicional

- Melis, M. (2007). *Comentarios en el fin del curso 2007*. Universidad Politécnica de Madrid.
- [www.tiflex.co.uk](http://www.tiflex.co.uk). *Manufacturers of Bonded Cork & Rubber Products*.
- [www.rockdelta.com](http://www.rockdelta.com). *Aislamiento de Vibraciones del Grupo Rockwool*.
- [www.isftic.mepsyd.es](http://www.isftic.mepsyd.es). *Web del Instituto Superior de Formación y Recursos en Red para el Profesorado*, Ministerio de Educación Política Social y Deporte.
- [www.nationalcorridors.org](http://www.nationalcorridors.org).
- [www.ferrofe.com.ar](http://www.ferrofe.com.ar).