



Escola Tècnica Superior d'Enginyers  
de Camins, Canals i Ports de Barcelona

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

## TESINA D'ESPECIALITAT

### Títol

**INFLUENCIA DE LAS VIBRACIONES GENERADAS  
POR LAS RAMAS DE ALTA VELOCIDAD EN LA  
INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA**

### Autor/a

**Carlos MARTÍN BLANCO**

### Tutor/a

**Andrés LÓPEZ PITA**

### Departament

**Infraestructura del Transport i del Territori (ITT)**

### Intensificació

**Transports**

### Data

**Octubre 2011**



# **Influencia de las vibraciones generadas por las ramas de alta velocidad en la infraestructura ferroviaria**

## **Resumen**

Autor: Carlos Martín Blanco

Tutor: Andrés López Pita

El ferrocarril, que tuvo su época de esplendor a finales del siglo XIX y principios del siglo XX, vio como poco a poco la aparición del coche y el avión iban quitándole usuarios, especialmente en el transporte de viajeros. Con el fin de poder competir otra vez en igualdad de condiciones se desarrollaron los trenes de alta velocidad, capaces de circular a velocidades superiores a los 250 km/h. De esta manera el ferrocarril volvía a consolidarse como una alternativa importante en el transporte de viajeros entre ciudades, con lo que estas redes empezaron a extenderse a lo largo de los principales países.

Pero con el progresivo aumento en la velocidad de circulación de los trenes han aparecido nuevos problemas que no se producían a velocidades inferiores. El incremento en la velocidad de circulación lleva asociado un incremento en el nivel de vibraciones generadas por el tren. Este incremento es especialmente intenso cuando la velocidad de circulación se acerca a la de transmisión de ondas Rayleigh por el terreno. Si se sigue aumentando la velocidad de circulación se puede llegar a alcanzar el máximo de respuesta vibratoria, correspondiente a la conocida como velocidad crítica. Estos altos niveles de vibración no sólo pueden resultar molestos o causar vibraciones indeseadas en estructuras cercanas, sino que en el peor de los casos podría llegar a causar la licuefacción de las capas de materiales granulares bajo la vía, como es la capa de balasto.

La presente tesina trata de sintetizar el conocimiento actual en el campo de la generación de vibraciones al circular con trenes de alta velocidad. Se analizarán los elementos dentro de la infraestructura ferroviaria que causan las vibraciones, estableciendo la importancia relativa de cada uno de ellos. También se explicará cómo la energía transmitida a la estructura se propaga en forma de ondas al terreno, indicando cómo afectarán la estructura y características de éste al nivel total de vibraciones. Se estudiará también un modelo teórico que relaciona la velocidad de circulación del tren con el nivel de desplazamientos inducidos en la vía y el terreno, validando su utilidad con datos de casos reales. Ya por último se explicarán las principales características de algunos modelos más complejos que tratan de explicar el fenómeno, así como algunas de las posibles medidas que existen en la actualidad para limitar el nivel de vibraciones.

**Palabras Clave:** alta velocidad, vibración, balasto, velocidad crítica, trans-Rayleigh, licuefacción.

# **Influence of vibrations induced by high-speed trains in the track structure**

## **Abstract**

Author: Carlos Martín Blanco

Tutor: Andrés López Pita

Railways, which had their heyday in the late nineteenth and early twentieth century, gradually lost importance with the advent of cars and aircrafts as they attracted most of their users, especially in passenger transport. In order to compete again on equal terms high-speed trains were developed, capable of running at speeds above 250 km/h, thus the railway emerged again as an important alternative in transporting passengers between cities. In this manner, new high-speed railroads began to spread throughout the major countries.

But with the gradual increase in the train speed appeared new problems that did not occur at lower speeds. The increase in the travelling speed is associated with an increased level of vibrations generated by the train. It is especially intense when train speed reaches the Rayleigh wave transmission speed of the ground. If speed is farther increased it can reach the maximum vibration level, associated with the so-called critical speed. These intense vibration levels not only can they be annoying, or cause unwanted vibrations on nearby structures, but in the worst case they can lead to the liquefaction of granular material layers under the railway, such as the ballast layer.

This minor thesis attempts to summarize the current knowledge in the field of generated vibrations when driving high-speed trains. The various elements within the railway which generate these vibrations will be analyzed, trying to establish the relative contribution of each of them to the total level of vibration. It will also be explained how the energy is transmitted through the railway structure to the ground, where it spreads in the form of waves, as well as how the structure and characteristics of the ground affect the overall vibration levels. A theoretical model that relates train speed with the corresponding induced vibrations will be presented, validating it with real case data. Finally, there will be explained the main features of some other more complex models, as well as possible countermeasures which can be currently applied in order to limit the total level of vibrations.

**Keywords:** high-speed, vibration, ballast, critical velocity, trans-Rayleigh, liquefaction.

# Índice

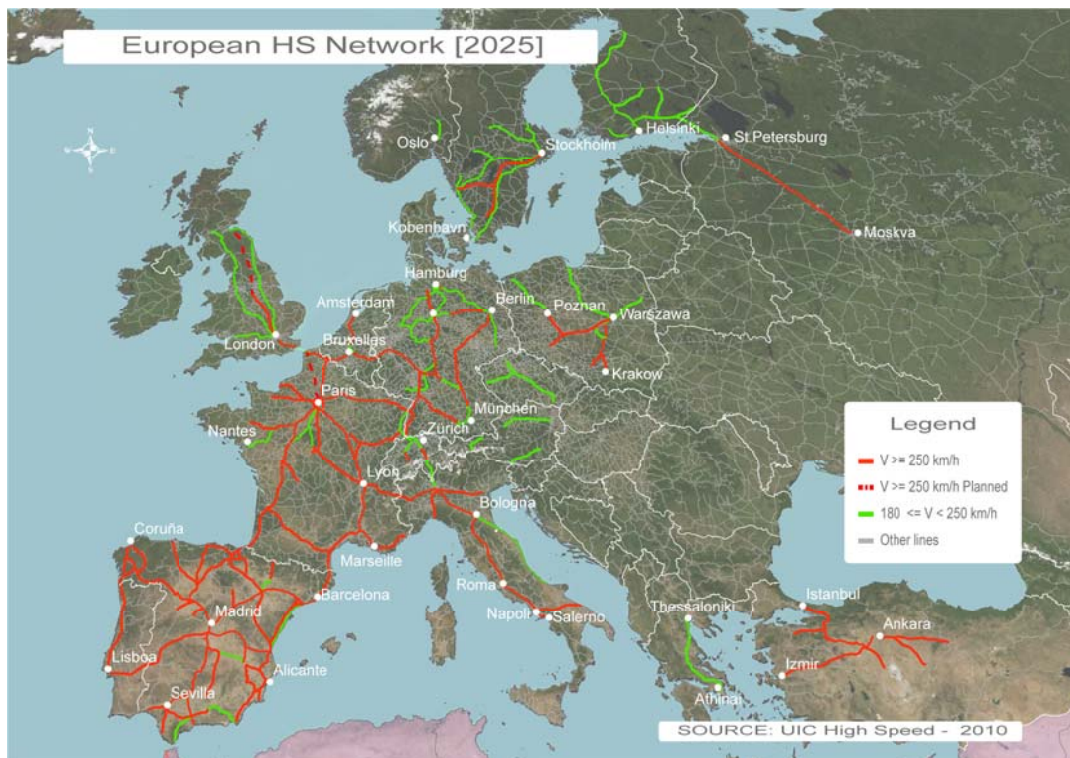
<b>1.- Introducción .....</b>	<b>1</b>
<b>2.- Objetivos .....</b>	<b>3</b>
<b>3.- Origen de las vibraciones .....</b>	<b>4</b>
3.1.- Introducción .....	4
3.2.- Vibración de la vía .....	4
3.3.- Vibración de la rueda .....	9
3.4.- Interacción vía-rueda .....	9
3.5.- Propagación de ondas .....	10
3.6.- Otras causas de generación de vibraciones .....	12
3.7.- Conclusiones .....	13
<b>4.- Propagación de las vibraciones por el terreno .....</b>	<b>14</b>
4.1.- Conceptos previos .....	14
4.2.- Tipos de ondas propagadas por el terreno .....	17
4.3.- Propagación de las ondas en un medio elástico homogéneo .....	18
<b>5.-Efecto de las vibraciones sobre la capa de balasto .....</b>	<b>22</b>
5.1.- Introducción .....	22
5.2.- Consecuencias de un alto nivel de vibraciones .....	23
5.3.- Valores críticos de vibración en la capa de balasto .....	25
5.4.- Conclusiones .....	32
<b>6.- Velocidad crítica .....</b>	<b>34</b>
6.1.- Introducción .....	34
6.2.- Propiedades dinámicas de la vía .....	36
6.3.- Fuerzas transmitidas al terreno por las traviesas .....	38
6.4.- Función de Green asociada al problema .....	41
6.5.- Cálculo de las vibraciones generadas en el terreno .....	43
6.6.- Efectos de la circulación “trans-Rayleigh” .....	44
6.7.- Vibraciones experimentadas en el terreno según su estructura .....	47
6.7.1.- Diferencias entre terrenos homogéneos y estratificados .....	47
6.7.2.- Trenes circulando sobre terraplén .....	49
6.7.3.- Trenes circulando en túneles subterráneos .....	50
6.8.- Validación de la predicción numérica .....	53
6.9.- Otros modelos .....	55

<b>7.- Trenes de alta velocidad en suelos blandos: análisis del caso sucedido en Ledsgård .....</b>	<b>62</b>
7.1.- Introducción .....	62
7.2.- Estudio del caso .....	62
7.2.1.- Antecedentes .....	62
7.2.2.- Características de la investigación .....	62
7.2.3.- Observaciones .....	63
7.3.- Mediciones .....	67
7.4.- Propiedades dinámicas del suelo y terraplén .....	69
7.5.- Modelo físico y simulación numérica .....	71
7.6.- Conclusiones .....	72
<b>8.- Posibles soluciones para mitigar las vibraciones .....</b>	<b>74</b>
8.1.- Introducción .....	74
8.2.- Soluciones que afectan a la infraestructura ferroviaria .....	74
8.3.- Soluciones que afectan a la estructura del terreno .....	78
<b>9.- Conclusiones .....</b>	<b>84</b>
<b>10.- Referencias .....</b>	<b>86</b>
<b>11.- Índice de figuras .....</b>	<b>89</b>

## 1.- Introducción

Desde la aparición de las primeras líneas de ferrocarril en el siglo XIX el tren se fue convirtiendo poco a poco en uno de los mejores medios de transporte para pasajeros y mercancías, conectando entre sí núcleos distantes de población. Tal como se extendían las líneas de ferrocarril entre las ciudades su número de usuarios aumentó, pero al ir avanzando en el siglo XX surgieron otros medios de transporte, como el coche o el avión, que debido a su autonomía o velocidad fueron restándole protagonismo, especialmente en trayectos de media a larga distancia. De esta manera surgió la idea de la alta velocidad, que permitiría el transporte de pasajeros a velocidades superiores a los 200 km/h con un confort adecuado, volviendo a resultar un transporte deseable para los consumidores.

De esta manera surgen los primeros trenes de alta velocidad, como los Shinkansen en Japón (1964) o el posterior TGV francés, que el 27 de septiembre de 1981 conectó las ciudades de París y Lyon permitiendo la circulación a 260 km/h. La alta velocidad en España tardó más en llegar, siendo la primera inaugurada el 14 de abril de 1992 entre Madrid y Sevilla, coincidiendo con la Exposición Universal que ese año se realizaba en la ciudad. Desde entonces se han planificado líneas de alta velocidad para conectar las principales ciudades entre sí. Un fenómeno similar está sucediendo en otros países, donde se está apostando por la introducción del ferrocarril de alta velocidad, como en Turquía, China, Japón, Corea o Estados Unidos entre otros. Por lo que respecta a Europa, se pretende como objetivo para un futuro próximo poder disponer de una red de alta velocidad que conecte entre sí toda Europa, como puede verse en la Figura 1.1.



**Figura 1.1.** Red de líneas de alta velocidad de Europa planificadas para el 2025 [1]

El problema que se estudia en esta tesina surge precisamente del gran aumento en la velocidad de circulación. Con la aparición de los nuevos trenes, como los TGV franceses que en algunos tramos puede alcanzar los 350 km/h, o algunos tramos de las nuevas líneas de alta velocidad china donde dicen haber podido circular a velocidades superiores a los 480 km/h en pruebas, pueden aparecer problemas nuevos que no se presentaban a menores velocidades.

El tránsito de los trenes origina vibraciones que se transmiten desde el sistema rail-traviesa al resto de la plataforma y al terreno que lo rodea. Mientras las velocidades de circulación son bajas, aunque existen vibraciones éstas son de baja intensidad y no suelen generar problemas. Pero tal como la velocidad de circulación aumenta las vibraciones originadas al paso de los trenes se incrementan también, pudiendo originar inestabilidades en el balasto o vibraciones indeseadas en elementos cercanos. En el caso más desfavorable se puede alcanzar la conocida como velocidad crítica, la cual tiene la mayor intensidad de vibración asociada, pudiendo originar en el peor de los casos una pérdida importante de capacidad portante e incluso el descarrile del tren si no se controla a tiempo. Pero aún a velocidades menores, cuando la velocidad de circulación del tren se acerca a la de propagación de ondas por el terreno, se produce también un aumento considerable del nivel de vibraciones.

Mientras que alcanzar estas velocidades en el pasado era prácticamente imposible, con los trenes actuales se han dado ya situaciones en que el alto nivel de vibraciones obligó a una disminución de la velocidad en determinadas zonas, como el caso de Ledsgård en los ferrocarriles suecos. En estos casos no es suficiente con la interpretación tradicional de que las cargas dinámicas producidas por el tren serán como las cuasiestáticas incrementadas en un cierto parámetro y se necesita una nueva formulación que tenga en cuenta las peculiaridades del problema.

Numerosos autores han abordado este problema a lo largo de los últimos años, tanto desde la toma de medidas de campo como intentando desarrollar modelos analíticos y numéricos que permitan predecir los efectos en la vía y en el terreno. La presente tesina intentará por lo tanto explicar parte de estos estudios que se han hecho en el campo de las vibraciones producidas por el paso de los trenes de alta velocidad de manera sencilla pero rigurosa.



## 2.- Objetivos

El objetivo de esta tesina es principalmente describir los conocimientos en el campo de las vibraciones producidas al paso de trenes de alta velocidad desde los primeros estudios hasta la actualidad.

Para empezar se describirán las diversas fuentes que dan origen a estas vibraciones, estableciendo la importancia relativa de cada una de ellas a los niveles totales de vibración. A continuación se introducirán unos conceptos básicos de cómo se transmiten las vibraciones a través del terreno, con el fin de poder explicar mejor los fenómenos de velocidades críticas y trans-Rayleigh.

Analizando ya en concreto el problema de las vibraciones producidas por el ferrocarril, se analizará cómo afecta la vibración a la capa de balasto, tema especialmente relevante para el ferrocarril español donde la mayoría de vías se construyen sobre balasto, para a continuación explicar los fenómenos vibratorios que se producen cuando el tren alcanza la velocidad de circulación de las ondas por el terreno o la velocidad crítica. Para ello se explicará la formulación analítica del problema, por ser más sencilla y clara para entender los puntos más importantes del problema, para a continuación indicar algunos de los modelos numéricos desarrollados más recientes.

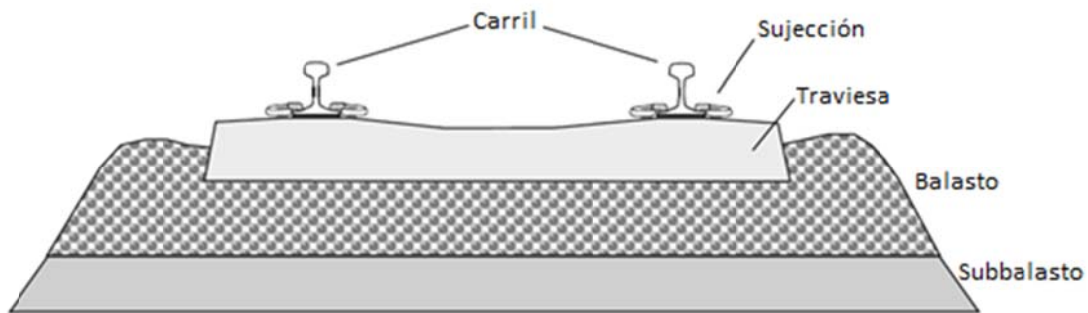
Ya por último, se analizará un caso real de problemas asociados a un alto nivel de vibraciones, donde se podrán comparar los datos tomados en el campo con las simulaciones realizadas por un modelo numérico, así como algunas de las posibles medidas para paliar el problema.

Con esto pretende darse una idea global del problema de las vibraciones y cómo el continuo aumento de la velocidad de circulación de los ferrocarriles puede generar problemas nuevos. Estos merecen la pena ser estudiados con atención para asegurar unos niveles de seguridad, confort y costes aceptables al circular a altas velocidades.

### 3.- Origen de las vibraciones

#### 3.1.- Introducción

La estructura típica de una vía es la mostrada en la Figura 3.1. Los carriles se sujetan mediante sujeciones a las traviesas, que pueden ser de cemento, madera o incluso metal. Las sujeciones son elementos que presionan al patín del carril y evitan el movimiento vertical, lateral y su giro. Entre el raíl y la traviesa se introduce un elemento denominado placa de asiento, que incrementa el área de apoyo a través del cual el raíl transmite los esfuerzos a la traviesa. Bajo las traviesas se sitúa en general una capa de material granular de balasto, en general entre 25 y 35 centímetros de espesor. Esta capa proporciona elasticidad y amortiguamiento a la vía, así como también distribuye las presiones que llegan a la superficie de la plataforma. Por último, entre el balasto y la plataforma se sitúa una capa de subbalasto, pero ésta no será de especial interés para el estudio de las vibraciones.

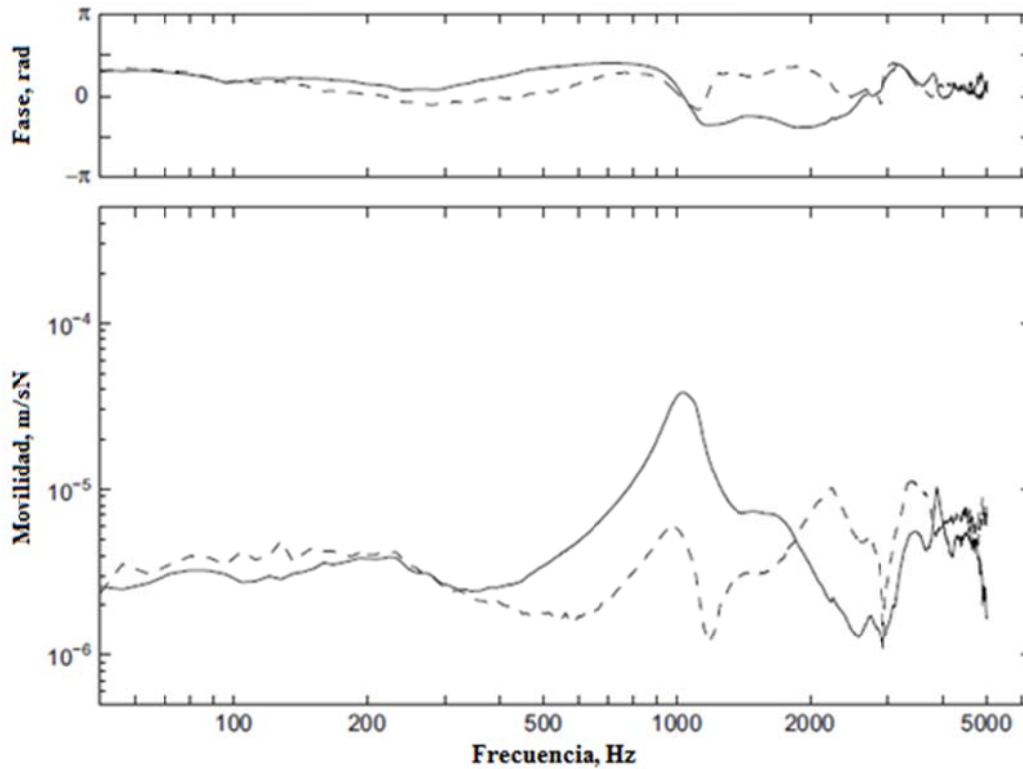


**Figura 3.1.** Sección transversal típica de vía sobre balasto [2]

Aunque es cierto que existen vías en placa que precinden del uso de balasto sustituyéndose por elementos de hormigón, en la actualidad, especialmente en España, las vías con balasto siguen representando la mayor parte de la longitud total de vía y por lo tanto centraremos el estudio en este tipo de configuración. A continuación se analizarán los diferentes elementos que bien generan o transmiten las vibraciones al terreno.

#### 3.2.- Vibración de la vía

Diversos autores han estudiado como se propagan las vibraciones a lo largo de la vía, así como las posibles modelizaciones de ésta. En concreto se presentan los resultados obtenidos por David Thompson, que estudió la respuesta en frecuencia al movimiento de una vía con traviesas bloque con dos tipos de placas de asiento de rigideces diferentes. Los resultados, que se muestran en la Figura 3.2, sólo son válidos para este caso en concreto, pero permiten ver de manera clara los diferentes picos de vibración que se producen en la vía, así como identificar sus causas.

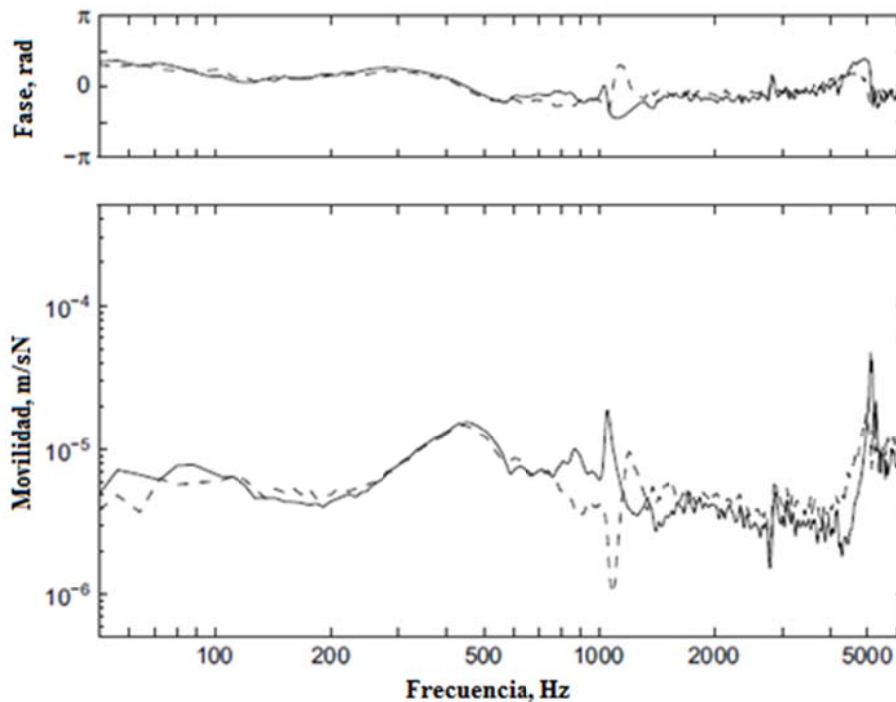


**Figura 3.2.** Movilidad vertical para vía con traviesas bibloque y placa de asiento rígida.  
 —, medición entre traviesas; - - -, medición sobre una traviesa [2]

Tal como puede verse, tanto en el caso de medición entre traviesas como sobre una de ellas encontramos un pico de respuesta alrededor de 1kHz, relacionado con la distancia de separación entre traviesas. Este fenómeno se produce cuando la longitud de la onda vibratoria en el carril corresponde a dos veces la longitud entre dos traviesas. Es el fenómeno conocido como onda de levante. En el caso de la medición entre traviesas la respuesta presenta un incremento en la respuesta vertical, mientras que al realizar la medición sobre la traviesa la respuesta se traduce como una disminución repentina.

Como puede apreciarse el aumento del movimiento vertical es bastante considerable, aunque hay que tener en cuenta que el estudio considera un espaciamiento regular de las traviesas. En realidad se ha comprobado en mediciones de campo que, incluso en obra de nueva construcción, se produce una cierta desviación en la distancia entre traviesas. En concreto se puede ver este efecto en dos estudios por autores diferentes. En el primero G. de France (1998) analizó la separación entre traviesas en Southampton, donde vio que se producía una desviación estándar de un 6%, 39 mm respecto a la media teórica de 628 mm. Asimismo Oscarsson (2002) analizó dos localizaciones distintas en Suecia, hallando una desviación estándar de un 3% sobre la media. Teniendo en cuenta este efecto, el movimiento de levantamiento del raíl, aunque aún importante, se ve reducido respecto a lo mostrado en esta figura.

En el caso de utilizar una placa de asiento menos rígida, los movimientos producidos son ligeramente menores, como era de esperar. Los resultados se muestran en la Figura 3.3. Cuesta más apreciar el pico, pero la respuesta de la vía también se encuentra determinada por la separación entre las traviesas, aunque en menor medida que con placas de asiento rígidas. Encontramos también un pico alrededor de los 450 Hz, generado al entrar en resonancia la masa del raíl con la placa de asiento, según las conclusiones del autor. En ambos casos, tanto para placas rígidas como más flexibles, alrededor de los 100 Hz se produce un pequeño aumento de la movilidad vertical, aunque muy amortiguado, correspondiente a cuando toda la masa de la vía entra en resonancia con la capa de balasto.

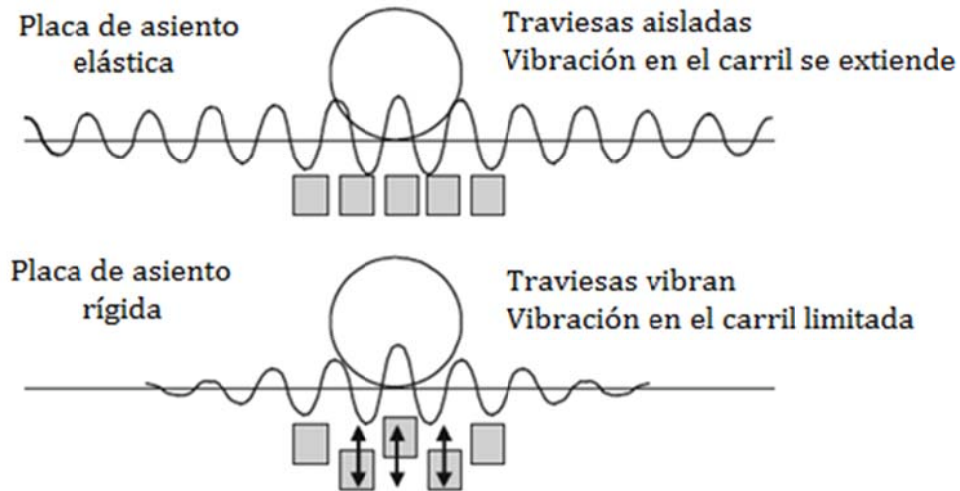


**Figura 3.3.** Movilidad vertical para vía con traviesas bloque y placa de asiento flexible. —, medición entre traviesas; - - -, medición sobre una traviesa [2]

Por lo que respecta al amortiguamiento, aunque el raíl en sí tiene cierta capacidad de amortiguar las vibraciones, ésta no es relevante para las frecuencias con mayor capacidad de generar vibraciones. No es así para el amortiguamiento provocado por los elementos de soporte de la vía, que caracteriza la tasa de disipación de las vibraciones y con ello la distancia efectiva de vibración del raíl. Esta disminución del nivel de vibraciones se produce principalmente a causa de las pérdidas de energía en los elementos de sujeción y apoyo del raíl, así como por la energía que se transmite a través de las traviesas al terreno, que se traduce en amortiguamiento en la vibración del carril.

Uno de los elementos que más influirá en la transmisión de las vibraciones por el raíl es la rigidez de la placa de asiento, tal como se puede ver en la Figura 3.4. Esto ya podía intuirse viendo las diferencias entre los resultados de las Figuras 3.2 y 3.3. Con placas

de asiento de baja rigidez, las traviesas se encuentran bien aisladas del raíl, con lo que la transmisión de vibraciones es menor al terreno. Por el contrario, al no disiparse tanto por los elementos de sujeción, las vibraciones pueden extenderse con libertad por el raíl. Si aumentamos la rigidez de la placa de asiento, la zona de actuación de las vibraciones se verá reducida, pero a coste de aumentar la vibración en las traviesas y el terreno.



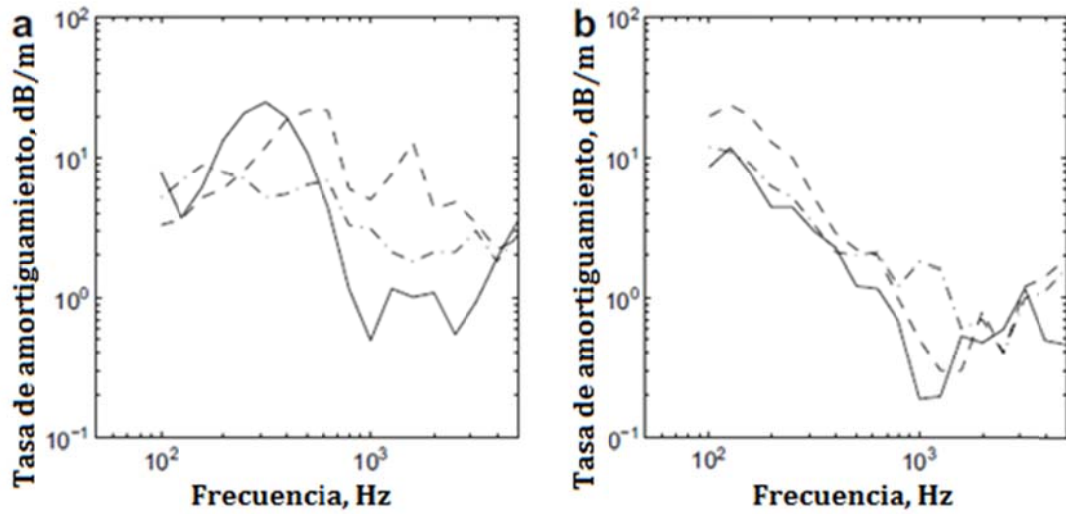
**Figura 3.4.** Representación de cómo afecta la rigidez de la placa de asiento a la interacción vía-traviesa y al amortiguamiento de las ondas en el carril [2]

Un ejemplo real de este efecto puede verse en las Figuras 3.5 y 3.6. Se puede apreciar como en general a mayor rigidez el amortiguamiento en la vía permanece más alto a diferentes frecuencias, pero en cambio la vibración transmitida a las traviesas también es mayor. Mientras que las placas de asiento poco rígidas absorben mejor las vibraciones de baja frecuencia, a partir de frecuencias superiores a los 500 Hz su tasa de amortiguamiento disminuye hasta niveles muy bajos, de 1 dB/m aproximadamente. Esta baja tasa de amortiguamiento implica que las ondas pueden propagarse libremente por la vía sin sufrir casi disipación.

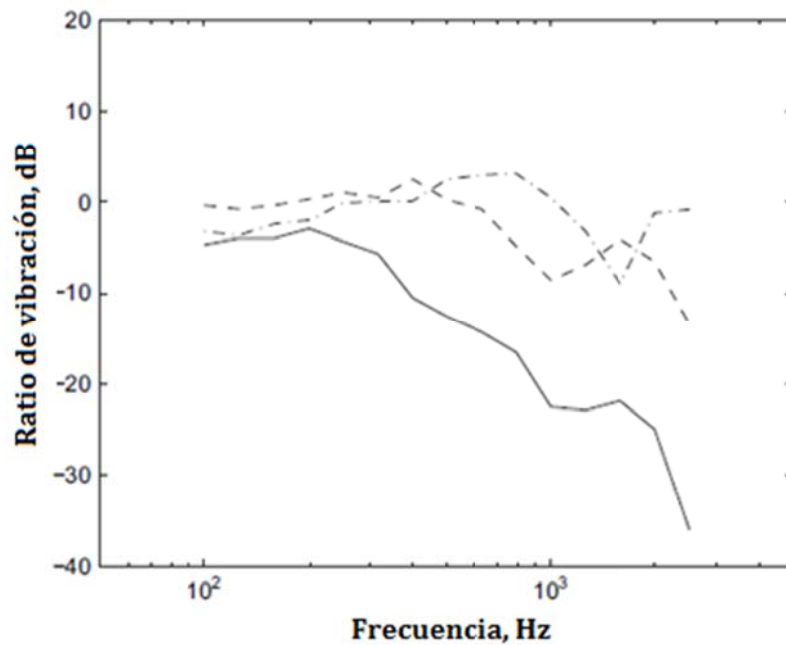
Por el contrario, las placas de asiento rígidas proporcionan en general una buena tasa de disipación para cualquier frecuencia. Como puede verse en ambos casos la amortiguación lateral que proporcionan es menor que la vertical, lo que puede dar origen a generación de ruidos, pero no es relevante para el estudio de las vibraciones.

Por último, como curiosidad también se comparan los datos con los obtenidos para una vía con traviesas de madera. Como puede verse en general se mantiene un buen nivel de amortiguamiento para todas las frecuencias, pero no se llega a apreciar el pico de amortiguamiento que se obtenía con las traviesas de hormigón. Esto es debido en que a esas frecuencias en particular las traviesas de hormigón actúan junto a las placas de asiento como un sistema de masa con muelle que disipa ampliamente las vibraciones; es el efecto conocido como amortiguador dinámico. En el caso de traviesas de madera, al

ser su masa mucho inferior que las de hormigón, este efecto no llega a producirse con la misma intensidad.



**Figura 3.5.** Tasa de amortiguamiento por metro de vía. —, vía con traviesas bibrloque y placas de asiento poco rígidas; - - -, vía con traviesas bibrloque y placas de asiento rígidas; - · - · -, vía con traviesas de madera.  
 (a) movimiento vertical, (b) movimiento lateral [2]



**Figura 3.6.** Ratio de vibración traviesa-raíl al paso de un tren. —, vía con traviesas bibrloque y placas de asiento poco rígidas; - - -, vía con traviesas bibrloque y placas de asiento rígidas; - · - · -, vía con traviesas de madera [2]

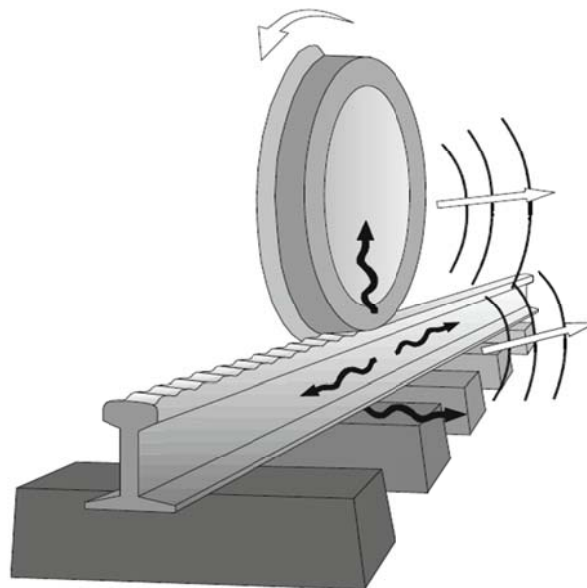
Por último, por lo que respecta al movimiento de las traviesas, éstas se encuentran desacopladas del movimiento del raíl a altas frecuencias. Su efecto puede apreciarse en la Figura 3.2 entorno a los 250 Hz. Alrededor de esta frecuencia la masa de la traviesa entra en resonancia con la de la placa de asiento, absorbiendo energía del raíl. Se produce por lo tanto una antiresonancia que se traduce en un pequeño pico en el movimiento vertical seguido de una disminución del movimiento en este rango de frecuencias.

#### 3.3.- Vibración de la rueda

La rueda del ferrocarril es una estructura resonante con poca amortiguación. Tiene frecuencias propias de resonancias, así como distintos modos de resonancia en función de su geometría. A pesar de ello, debido a la rotación estos efectos quedan diluidos, siendo la principal causa de excitación real la rugosidad. Es por ello que, aunque existen diversos estudios centrados en la vibración de este elemento, por lo que respecta a las vibraciones en alta velocidad no tendrá un papel relevante. Será la interacción entre ésta y la vía la que pueda producir mayores inconvenientes.

#### 3.4.- Interacción vía-rueda

El contacto rueda-carril no ocurre en un único punto, sino sobre un área de unos 10 a 15 mm de longitud y aproximadamente el mismo ancho. Este fenómeno, denominado contacto Hertziano, ha sido ampliamente estudiado por diversos autores y, por lo que respecta a las vibraciones, está generalmente aceptado que la causa dominante de la excitación es la rugosidad. Ésta se refiere a los pequeños fallos o irregularidades que se presentan tanto en la rueda como el carril. En la Figura 3.7 se muestra un esquema representativo del fenómeno.



**Figura 3.7.** Ilustración del mecanismo de generación de vibraciones en el contacto rueda-carril [2]

A pesar de que esta excitación existe y es relevante en campos de estudio como el estudio del ruido emitido por el ferrocarril, el efecto que produce en la vibración de la estructura es más limitado. Se ha comprobado por ejemplo que, cuando la longitud de la rugosidad es pequeña con respecto al área de apoyo, su afectación sobre el sistema rueda-carril se ve atenuado, al repartirse su efecto a lo largo del área de contacto. Este fenómeno es conocido como filtro de contacto, y debido al pequeño área de apoyo entre rueda y carril afecta principalmente a las altas frecuencias.

Asimismo, tal como se ha comentado anteriormente, la principal causa de excitación son las irregularidades en el contacto rueda-carril, las cuales aunque imposibles de eliminar por completo son relativamente fáciles de mantener en niveles aceptables. Por ejemplo se ha comprobado que en el caso de la rueda, el uso de frenos de zapata aumenta más la aparición de irregularidades que el uso de frenos de disco. Además, si no se mantienen adecuadamente las ruedas y no se sustituyen a tiempo pueden aparecer caras planas en éstas, que aumentan innecesariamente el nivel de vibración en la vía y causando desperfectos. Por lo que respecta a la vía, se pueden crear zonas con mayores movimientos verticales si existen irregularidades en la superficie del raíl, zonas mal soldadas, mala alineación, elementos de transición o incluso zonas con gran variación de rigidez en poca longitud. Si no se controlan estos aspectos no sólo se aumentarán las vibraciones en el paso por estas zonas, sino que la calidad de la vía empeorará más rápidamente en estos puntos y el riesgo de accidente aumentará.

Por suerte estos problemas son relativamente conocidos y existen soluciones para mantenerlos bajo control. Sustituyendo las ruedas a tiempo conseguiremos que su regularidad sea suficiente para no aumentar innecesariamente las vibraciones. Respecto a la vía, será necesaria una buena ejecución al realizar la obra, así como el correcto alineamiento y amolado de los carriles. Por último, habrá que realizar un bateo periódico de la vía, para asegurar el correcto estado del balasto bajo ella y evitar problemas asociados que pueden empeorar la calidad de la vía, como la conocida danza de traviesas. En concreto todas estas acciones suelen realizarse con regularidad actualmente, especialmente para el caso de trenes de alta velocidad, con lo que aunque la vibración asociada al contacto rueda-carril influye en el nivel total de vibraciones, ésta en general se encontrarán en límites razonables.

### **3.5.- Propagación de ondas**

En los anteriores apartados se han visto los diferentes mecanismos de generación de vibraciones debidos a la propia configuración y defectos de la infraestructura ferroviaria. Las sollicitaciones que causan en la vía, a pesar de ser mayores que las causadas únicamente por la carga estática del tren, no son generalmente de mucha mayor magnitud. Pueden implicar problemas de mayores costes de mantenimiento, pero en general sus efectos son relativamente fáciles de controlar y no suelen suponer un riesgo para la seguridad si se tratan a tiempo. Generalmente estos efectos se engloban



bajo el término de cargas cuasiestáticas y no suelen presentar variaciones representativas con el aumento de la velocidad de circulación.

Pero tal como la velocidad de circulación aumenta se ha comprobado que la intensidad de las vibraciones generadas por el ferrocarril en general también se ve incrementada. Con las nuevas líneas de alta velocidad se ha visto que el aumento en la intensidad de vibración es especialmente relevante al aproximarnos a determinadas velocidades de circulación de ondas en el sistema vía-terreno. En concreto se han identificado dos velocidades concretas como las más importantes en este fenómeno: la velocidad de transmisión de las ondas Rayleigh por el terreno y la conocida como velocidad crítica, correspondiente a la velocidad mínima de transmisión de ondas en vías apoyadas sobre balasto.

Cuando la velocidad del tren se aproxima a estas velocidades de transmisión de ondas, se produce un aumento considerable de las vibraciones en toda la estructura. Esto es debido a que al coincidir la velocidad de propagación de la energía que transmiten las ondas generadas por la carga del tren con la propia velocidad de desplazamiento de la carga, sus efectos sobre la estructura se ven muy incrementados. El resultado es similar al boom sónico producido cuando un avión supera la velocidad del sonido. En ambos casos se libera una gran cantidad de energía al alcanzar su velocidad crítica correspondiente, dando como resultado un estallido sónico en el caso del avión y un gran aumento en la vibración del terreno en el caso de los trenes. En caso de seguir aumentando la velocidad de circulación la intensidad de vibración volvería a reducirse de nuevo.

En general la velocidad de transmisión de ondas es muy alta, con valores superiores a los 500 km/h, con lo que este efecto es prácticamente inexistente en los trenes convencionales, e incluso en la mayoría de trenes de alta velocidad actuales. Pero en terrenos blandos, donde la velocidad de transmisión de ondas es menor, esta velocidad puede disminuir hasta valores cercanos a los 200 km/h, fácilmente alcanzables con la tecnología actual. Un ejemplo en concreto de este fenómeno se dio en Suecia en la zona de Ledsgård, donde se comprobó un gran aumento en las vibraciones causadas por el tráfico de trenes a alta velocidad al pasar sobre un terreno de arcillas blandas. El nivel de vibraciones era tal que obligó a la disminución de la velocidad de paso en las zonas afectadas por motivos de seguridad. Un estudio posterior demostró la aparición del fenómeno del “boom” vibratorio en el terreno y se llevaron a cabo diversos estudios para comprobar sus efectos y posibles soluciones.

Asimismo, con el progresivo aumento de las velocidades de circulación de los trenes de alta velocidad, este fenómeno irá ganando relevancia y debido a sus efectos tan desfavorables merece la pena ser estudiado en mayor profundidad. En el siguiente capítulo se introducirán algunos conceptos básicos sobre la transmisión de ondas en terreno, con el fin de poder explicar mejor en capítulos posteriores la teoría actual en el campo de la generación de vibraciones al circular a alta velocidad.

### **3.6.- Otras causas de generación de vibraciones**

La presencia de cualquier elemento que perturbe la regularidad de la vía puede causar un incremento puntual en las vibraciones. De esta manera, por ejemplo, el paso del tren por terrenos de distintas rigideces pueden causar un aumento innecesario de las vibraciones si no se realiza el cambio de manera progresiva. Esta situación puede darse bien por cambios naturales en la estructura del terreno, bien por un cambio en la tipología de la vía. Un ejemplo concreto de esto es el cambio producido al apoyar la vía sobre tableros de hormigón, usado habitualmente cuando la vía tiene que atravesar puentes, túneles o estaciones. En caso de vibraciones excesivas puede ser necesaria la introducción de algún elemento estructural intermedio que permita un cambio de rigidez de manera más progresiva.

De igual manera deberá tenerse en cuenta la correcta continuidad en los aparatos de vía, en los cuales el cruce de vías puede provocar vibraciones indeseadas. Deberá tenerse especial cuidado en cruzamientos antiguos, donde existan discontinuidades en los carriles para permitir el paso de las pestañas de las ruedas. Con una correcta ejecución y circulando a la velocidad adecuada para cada desvío las vibraciones generadas no deberían acarrear problemas.

Por último, aunque no es el objeto de esta tesina, merece la pena comentar el caso de la resonancia al paso de los trenes por puentes, pues puede generar altos niveles de vibración que perjudican a la calidad de la vía. Las normativas de construcción de puentes ferroviarios actuales ya tienen en cuenta los efectos dinámicos producidos por la circulación a alta velocidad de los trenes, resultando en general suficiente para mantener unas condiciones aceptables. Pero en determinados casos, cuando la frecuencia de paso de las cargas (función de la velocidad de circulación y la distancia entre ejes del tren) coincide con la frecuencia de vibración fundamental del puente (función de la luz del puente) se produce un fenómeno de resonancia, en el cual los niveles de vibración pueden alcanzar valores cercanos a los de la licuefacción del balasto.

En general, al ser un fenómeno que se produce sólo a velocidades concretas y ser función de la luz del puente y el tipo de tren, no será un fenómeno habitual, pero sí deberá tenerse en cuenta al realizar nuevos puentes. Para más información pueden estudiarse los efectos de resonancia producidos en algunos puentes cortos de la línea Paris-Lyon o bien recurrir a los estudios sobre este tema realizados por múltiples autores, como Goicolea et al. (2002) o Sogabe et al. (2005), entre otros.

#### 3.7.- Conclusiones

Como ha podido verse a lo largo de este capítulo, las causas que originan las vibraciones son muchas y diversas, aunque no todas de igual comportamiento o importancia. Separando en grandes bloques, podríamos distinguir las debidas a la propia estructura de la vía, las debidas a los efectos dinámicos producidos por la propagación de las ondas y las debidas a otras causas puntuales, comentadas en el último apartado.

Las debidas a la infraestructura de la vía suelen caracterizarse por unos niveles de vibración más dependientes de la calidad de la vía que no de la velocidad de circulación en sí. Manteniendo un nivel adecuado de mantenimiento de la vía y un correcto diseño de los elementos que la componen pueden conseguirse unos niveles de desplazamiento aceptables. El aumento de la velocidad de circulación del tren puede que aumente ligeramente la intensidad de las vibraciones, así como el contenido en frecuencias de ésta, pero generalmente en límites razonables.

Por lo que respecta la propagación de ondas, tal como se ha explicado anteriormente, el comportamiento es radicalmente distinto. Al acercarse a valores de circulación cercanos a la de transmisión de ondas por el terreno, la intensidad de vibración puede incrementarse notablemente, hasta valores inaceptables, incluso manteniendo la calidad de vía en valores adecuados. Si seguimos aumentando la velocidad hasta valores superiores a estas velocidades críticas, la teoría indica que los niveles de vibración disminuirían progresivamente otra vez. Aunque no es un fenómeno común a las velocidades de circulación actuales, debido a los altos niveles de vibración asociados, será desarrollado en mayor profundidad a lo largo de esta tesina.

## **4.- Propagación de las vibraciones por el terreno**

### **4.1.- Conceptos previos**

Previamente a entrar en el estudio de las vibraciones, es necesario conocer cómo se generan y se propagan éstas por el terreno. En el tema anterior se han tratado las principales fuentes de generación de vibraciones en el ferrocarril, así como de manera breve la manera en que éstas podían desplazarse por la vía y cómo los elementos de la infraestructura podían afectar a su transporte. Para entender bien su propagación hay que estudiar algunos de los elementos principales de las ondas mecánicas y cómo se propagan éstas, especialmente por el terreno.

Se conocen como ondas a las perturbaciones que se propagan por un medio o un espacio transportando energía. Para el estudio que nos ocupa nosotros trataremos sólo con aquellas que se propagan por medios materiales, las conocidas como ondas mecánicas. La principal característica de las ondas es que se asume que transportan energía, pero no materia. De este manera, al producirse la vibración tendremos dos fenómenos distinguidos: por un lado tendremos la vibración de cada partícula individual, oscilando de un lado para otro en torno a una posición central, o de equilibrio; por el otro se producirá una transmisión de energía entre las partículas en contacto, que será la propagación de la onda en sí.

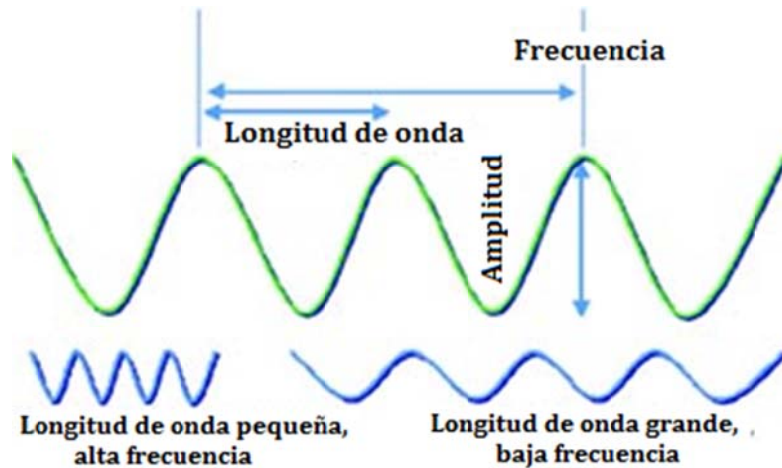
Por desplazarse las ondas mecánicas por un medio material, éstas estarán también influenciadas por las características del medio transmisor. Por ejemplo la velocidad de transmisión de la onda dependerá de la rapidez con que cada partícula del medio sea capaz de transmitir la perturbación a las partículas adyacentes. Los materiales con rigideces más altas permitirán una propagación de ondas más alta que los medios más flexibles. Este mismo comportamiento se presentará de igual manera entre medios más y menos densos, con mayor y menor velocidad de transmisión respectivamente.

Por lo que respecta a las ondas, por ser una transmisión de energía, se rigen bajo la ley de conservación de energía; “la energía ni se crea ni se destruye, simplemente se transforma”. Dado que ningún medio es perfectamente elástico, el roce de las partículas entre sí al desplazarse disipan parte de la energía en forma de calor, sonido... con lo que poco a poco se va perdiendo parte de la energía transportada por la onda. Es el fenómeno ya comentado en el tema anterior conocido como amortiguamiento. Aplicado al caso comentado de las diferencias entre placas de asiento rígidas o flexibles, puede derivarse su comportamiento con lo explicado hasta ahora. Si colocamos placas de asiento muy rígidas y por lo tanto con facilidad para transmitir la energía de la onda, conseguiremos que las oscilaciones generadas en el rail se disipen más rápidamente, pero a cambio de transmitir esta energía a las traviesas. Utilizando placas con menor rigidez, se amortiguan menos las vibraciones en el rail al no permitir tan fácilmente la

#### 4.- Propagación de las vibraciones por el terreno

transmisión de la energía, pero en cambio limitamos los movimientos del resto de la estructura.

Una vez explicadas las fuentes de generación de ondas y cómo se propagan estas, se definirán algunas de las características básicas de las ondas y los términos con que se definen, puesto que algunos serán utilizados con frecuencia en los siguientes temas. Los parámetros básicos que definen a una onda se encuentran representados en la Figura 4.1.



**Figura 4.1.** Características que definen una onda [3]

- Cresta/Valle: Corresponden a los puntos de máxima separación del punto de equilibrio en la oscilación de una partícula. La cresta corresponderá al punto de mayor movimiento positivo en los ejes definidos y el valle al punto inferior.
- Nodo: Es el punto donde la onda cruza la línea de equilibrio.
- Longitud de onda: Es la distancia entre dos crestas o valles consecutivos. Se define habitualmente con la letra griega lambda  $\lambda$ . Se expresa en unidades de distancia.
- Amplitud: La amplitud corresponde a la distancia entre el punto extremo que alcanza la partícula vibrante y su posición de equilibrio. En ocasiones se toma esta distancia como la semiamplitud y se define como amplitud la distancia entre cresta y valle, en función de las necesidades del momento.
- Elongación: Corresponde a la distancia perpendicular de una partícula a la línea o posición de equilibrio en un momento determinado.
- Frecuencia: Corresponde al número de veces que se presenta un fenómeno periódico en una unidad de tiempo, es decir, el número de ondas que pasan por una posición en un segundo. Se expresa por lo tanto en ciclos por segundo y su unidad es el Hertz (Hz) y suele expresarse con la letra f minúscula.

- **Periodo:** Se define como el tiempo que tarda un cuerpo que tiene un movimiento periódico en terminar un ciclo completo. Se expresa por lo tanto en unidades de tiempo y se suele abreviar con una T mayúscula. Guarda una relación directa con la frecuencia mediante la expresión  $f = 1/T$ .
- **Número de onda:** Es una magnitud de frecuencia que indica el número de veces que vibra una onda en una unidad de distancia. Corresponde a la propiedad inversa a la longitud de onda. Se suele utilizar la notación para ondas sinusoidales planas, con lo que se expresa mediante la letra k minúscula y se define como  $k = 2\pi/\lambda$ .
- **Frecuencia angular:** Representa la frecuencia en radianes por segundo. Suele representarse con la letra omega  $\omega$  y su relación con otras magnitudes es la siguiente:  $\omega = 2\pi f = 2\pi/T$ .
- **Fase:** La fase indica la situación instantánea en el ciclo de una magnitud que varía cíclicamente. Generalmente lo que interesa medir es el desfase producido entre dos o más ondas, con el fin de estudiar si ambas ondas se encuentran una en posición de avance o retardo respecto a la otra, o por si el contrario se encuentran en fase y por lo tanto sus efectos se ven incrementados.
- **Velocidad:** Se suelen distinguir dos tipos de velocidades en las ondas. Por un lado tendremos la denominada como velocidad de fase, que indica la tasa con la que la onda se propaga, definida como  $v_p = \omega/k = \lambda f$ . Por otro tendremos la conocida como velocidad de grupo, que indica la velocidad con que las variaciones en la forma de la longitud de onda se propagan por el medio. Se define como  $v_g = \partial\omega/\partial k$ .

Con estos parámetros básicos quedarán definidas las características básicas de la onda. En muchos casos el uso de uno u otro parámetro dependerá del fenómeno que se esté explicando, siendo por ejemplo habitual el cambio de expresar las vibraciones a lo largo del tiempo a utilizar el dominio de las frecuencias. Asimismo cabe indicar que la frecuencia de una onda estará determinada por la fuente emisora, así como que las características de la onda variarán según sean en cada momento las propiedades del medio transmisor.

A continuación se pasará a resumir las características especiales de las ondas mecánicas al desplazarse por el terreno y la nomenclatura que reciben en función del movimiento vibratorio que originan en las partículas.

### 4.2.- Tipos de ondas propagadas por el terreno

Cuando las ondas se transmiten por el terreno, es bastante usual utilizar la nomenclatura utilizada en sismología, que distinguen los diferentes tipos de onda en función de los movimientos que generan en las partículas. Existen fundamentalmente dos tipos de mecanismos de propagación de ondas sísmicas en materiales sólidos, las ondas P y las ondas S.

Las ondas P o primarias, también llamadas compresivas, son ondas que se propagan por compresión y extensión. El movimiento de las partículas del terreno que son atravesadas por las ondas P consiste en una alternancia de condensaciones y dilataciones, es decir, se acercan y alejan entre sí moviéndose en la dirección de su propagación. Son, por tanto, similares a las ondas sonoras y pueden viajar a través de sólidos y líquidos.

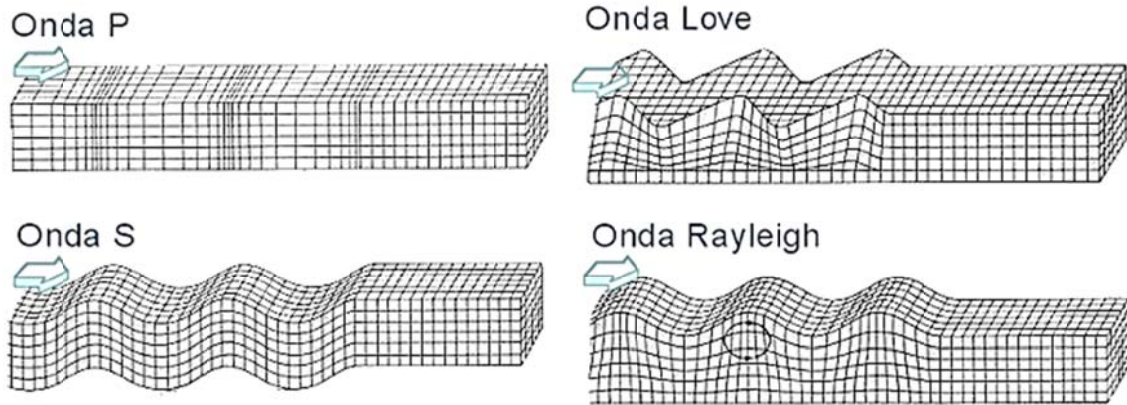
La condición para que una onda pueda propagarse es que el medio se comporte elásticamente ante ella. Tanto los sólidos como los líquidos son incompresibles ante un esfuerzo instantáneo, aunque admiten una cierta compresión de tipo elástico, es decir, recuperable. Las ondas, por tanto, se transmiten a base de que partes del medio se comprimen e, instantáneamente, se expanden transmitiendo la compresión a las zonas adyacentes.

La velocidad de propagación ( $v_p$ ) depende del tipo de terreno y la profundidad y oscila entre unos 2 km/seg en sedimentos superficiales poco consolidados y cerca de 14 km/seg a unos 3.000 km de profundidad. La velocidad es mayor, en general, cuanto mayor es la densidad de la roca, siempre que estas sean sólidas.

Las ondas S o secundarias, también llamadas de cizalla y transversales, se propagan por movimientos perpendiculares a su dirección de propagación. Aquí las partículas son desplazadas lateralmente, sufriendo un cizallamiento con respecto a las adyacentes. Esto es algo que los líquidos pueden soportar perfectamente, por lo que la deformación en ellos es permanente, no hay recuperación ni transmisión y, consecuentemente, las ondas no se propagan. Las ondas S sólo se transmiten en los sólidos y su velocidad ( $v_s$ ) es del orden de 1/2 a 1/3 de la  $v_p$ .

Cuando las vibraciones se propagan por la superficie su comportamiento cambia, produciéndose una combinación de movimientos de compresión y corte, debido a la influencia de la superficie libre. Dentro de este grupo de ondas de superficie distinguimos dos tipos, las ondas Love y las ondas Rayleigh. Las primeras producen desplazamiento de las partículas en dirección horizontal y las segundas en dirección vertical, siendo estas últimas semejantes a las que se forman en la superficie de un líquido en reposo al tocarlo o arrojar un objeto. Su velocidad es menor que la de las ondas S y, en el caso de las Rayleigh, es de aproximadamente unos 9/10 de  $v_s$ .

Las características de los distintos tipos de onda se pueden apreciar en la Figura 4.2.



**Figura 4.2.** Tipos de ondas mecánicas en el terreno [4]

#### 4.3.- Propagación de las ondas en un medio elástico homogéneo

El terreno real suele ser un medio más o menos heterogéneo, donde muchas veces se desconocen parámetros tan básicos como la situación exacta de los estratos, si tiene o no intrusiones de otros materiales, la saturación de agua en el medio... puesto que para ello se necesitan extensas tareas de reconocimiento y no suele ser monetariamente posible. Es por ello que en general se asume que el terreno se comporta como un medio elástico homogéneo, y a partir de ahí se establecen una o más capas de terreno de distintas características según convenga.

Utilizando estas simplificaciones es posible establecer cuáles son las velocidades de transmisión de los distintos tipos de ondas por el terreno. Tal como se ha explicado anteriormente, en materiales sólidos elásticos infinitos, las vibraciones se pueden propagar fundamentalmente por dos mecanismos; compresión y cizalla. Es por ello que existen así también dos velocidades fundamentales de propagación de ondas,  $c_1$  y  $c_2$ , que están relacionadas directamente con las propiedades del sólido por el que se desplazan. Estas velocidades, que corresponden a las velocidades de propagación de las ondas P y S respectivamente, están dadas por la relación:

$$c_1 = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}}; c_2 = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (4.1)$$

Donde  $\lambda$  y  $\mu$  son las constantes de Lamé:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}; \nu = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (4.2)$$

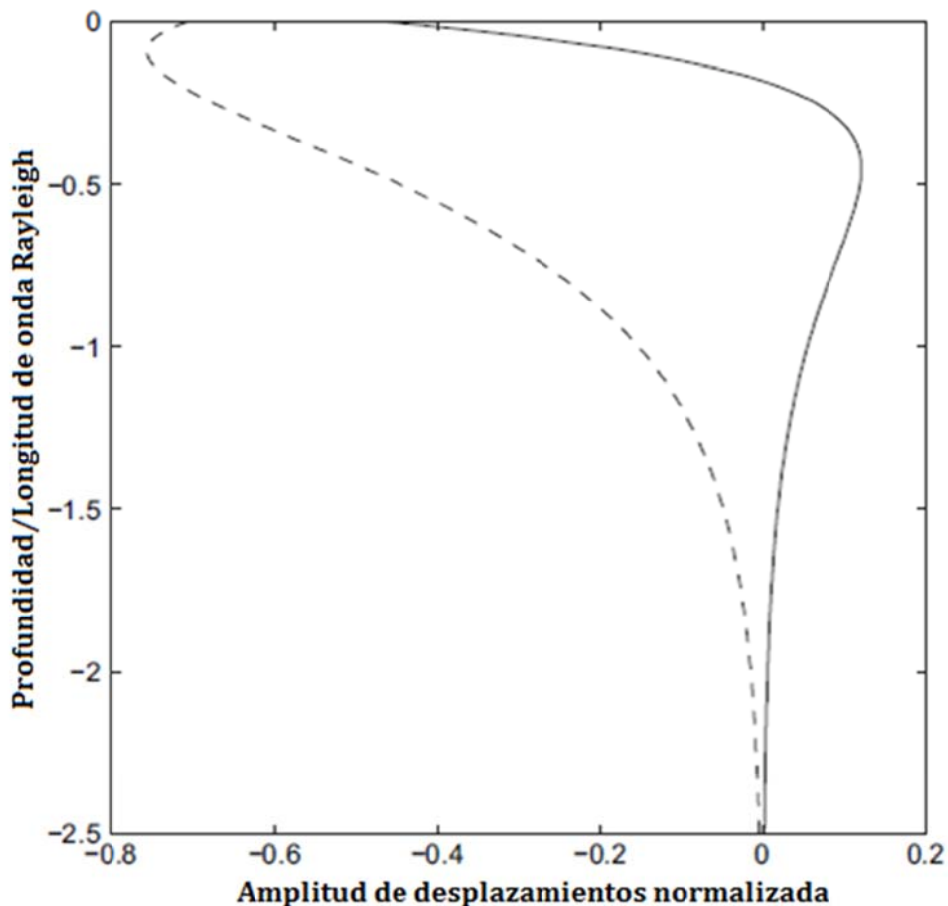
Con E el módulo de Young,  $\nu$  el coeficiente de Poisson y  $\rho$  la densidad del material.



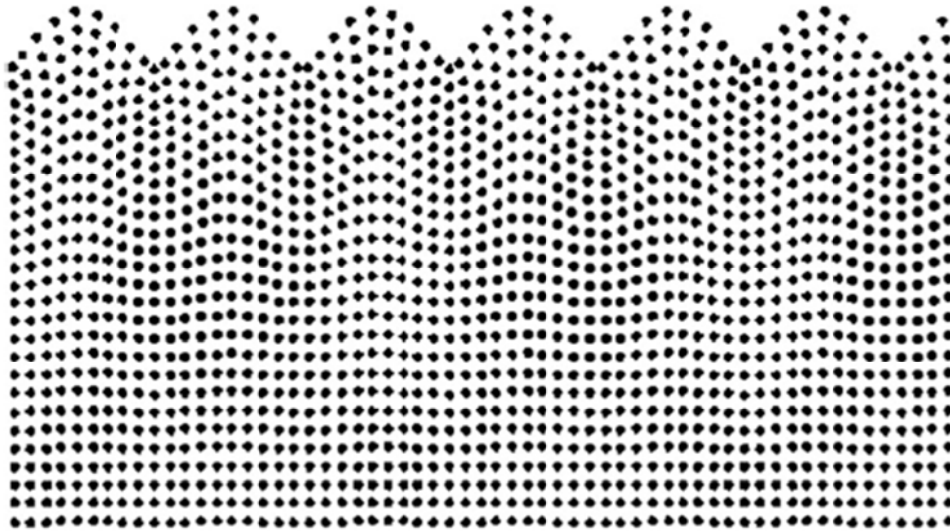
#### 4.- Propagación de las vibraciones por el terreno

Estas dos velocidades de onda corresponderán por lo tanto a los movimientos de compresión y cortante respectivamente;  $\mu$  es igual al módulo cortante (o de deformación transversal, también expresado a veces como G), mientras  $\lambda + 2\mu$  es igual al módulo de compresibilidad. De esta manera se ve que  $c_1 > c_2$ , con lo que las ondas P se propagan con mayor velocidad que las ondas S.

Para la modelización de la superficie del terreno normalmente se opta idealizando el terreno como un semiespacio homogéneo elástico. En este subespacio, una onda libre puede desplazarse por la superficie, dando como resultado las ondas superficiales Rayleigh y Love, comentadas anteriormente. Centrando nuestra atención en las ondas Rayleigh, de mayor relevancia para el estudio de las vibraciones, éstas presentan una combinación de deformación a cortante y compresión, debido a la condición de contorno libre. Un ejemplo de sus características en función de la profundidad se puede ver en la Figura 4.3. Los movimientos horizontales y verticales se encuentran realmente separados  $\pi/2$  en fase uno del otro, con lo que las partículas se desplazan con movimientos elípticos, de mayor amplitud tal como nos acercamos a la superficie. Para un instante de tiempo concreto, las partículas de terreno se encontrarían posicionadas como se muestra en la Figura 4.4.



**Figura 4.3.** Ejemplo de las componentes de una onda Rayleigh para  $\nu = 0.3$ .  
—, desplazamiento lateral; - - -, desplazamiento vertical [2]



**Figura 4.4.** Posición de las partículas de terreno bajo el efecto de transmisión de ondas Rayleigh [2]

Las ondas de Rayleigh son las más lentas del semiespacio, con una velocidad comprendida generalmente entre el 87% y el 95% de las ondas S (en función del módulo de Poisson del material). Siendo la onda más lenta, es precisamente ésta la que transporta una mayor parte de la energía transmitida por la vibración, en especial a largas distancias por la superficie, aunque esto también depende de la naturaleza de la fuente que genera la vibración.

Como valor indicativo, un suelo blando, tal como el que suele encontrarse cerca de la superficie del terreno, puede tener una velocidad de onda Rayleigh de alrededor de 100 m/s, mientras que en suelos más duros, aún cerca de la superficie, este valor puede aumentar hasta valores cercanos a los 300 m/s. En estos dos casos por ejemplo, a 5 Hz estas ondas tendrían una longitud de 20 y 60 metros respectivamente, mientras que a 40 Hz se reducirían a 2,5 y 7,5 m. Tal como puede verse también en la Figura 4.4, los efectos de estas ondas suelen afectar aproximadamente hasta una profundidad ligeramente mayor que la longitud de la onda Rayleigh en cuestión.

Para acabar con la introducción sobre ondas, sólo queda indicar que en general el terreno no estará formado por una única capa, sino que consistirá en capas de distintos materiales superpuestas en estratos. Es por ello que la interacción entre las distintas capas, al tener distintas propiedades entre sí, generarán no sólo cambios en la velocidad de transmisión de las ondas, sino también fenómenos de reflexión, refracción o incluso de pérdida de energía para determinadas frecuencias.

El análisis de cómo tratar estos problemas es muy extenso y no es el objetivo de esta tesina, aunque merece la pena indicar que en general se puede afrontar mediante modelos analíticos o numéricos. En temas posteriores se explicará en que consiste uno de los modelos analíticos más comunes para representar terrenos estratificados, mientras

#### 4.- Propagación de las vibraciones por el terreno

que los modelos numéricos, utilizados para métodos de los elementos finitos o de elementos de contorno quedarán excluidos de la explicación por su mayor complejidad, simplemente nombrándose algunos de los autores que han desarrollado modelos con ellos.

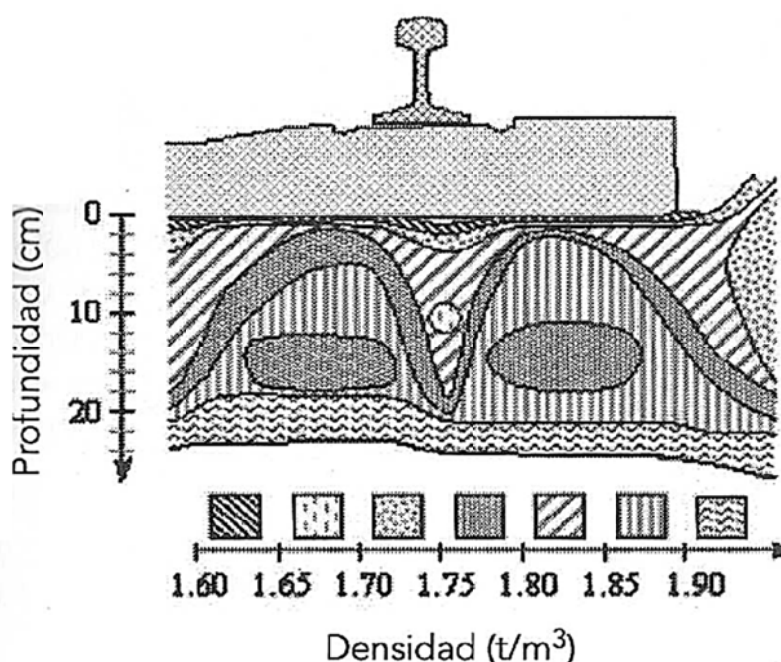
En el siguiente capítulo se analizará cómo afectan las vibraciones transmitidas por el paso del tren a las capa de balasto, analizando cuáles son los valores límite que se pueden asumir para asegurar una condición segura y confortable al circular sobre ella.

## 5.- Efecto de las vibraciones sobre la capa de balasto

### 5.1.- Introducción

Antes de entrar a analizar la formulación del problema de las vibraciones, merece la pena comentar algunas de las peculiaridades que se presentarán al circular sobre una capa de balasto, el sistema más común en el tráfico ferroviario español. Como se verá más adelante, las distintas formulaciones para el análisis del problema consideran la capa de balasto como un semiespacio elástico homogéneo. Esta simplificación, aunque necesaria para poder analizar de manera sencilla el problema con la potencia de cálculo actual, no representa adecuadamente el comportamiento de esta capa.

En realidad la capa de balasto corresponde a una capa de material granular que presenta un carácter bastante heterogéneo, como puede verse en la Figura 5.1. Consiste en partículas con tamaños comprendidos entre los 20 y 60 mm distribuidas en una capa de unos 25 a 35 cm de espesor. Éstas deberán tener un contenido mínimo de partículas lajasas, puesto que dificultan la compactación y tienen una mayor tendencia al deslizamiento. Asimismo, los granos deberán ser capaces de soportar un nivel mínimo de abrasión y de resistencia al impacto, para evitar así un deterioro prematuro. En concreto esto se conseguirá asegurando unos coeficientes de Deval y Los ángeles adecuados respectivamente. Como referencia, ambos coeficientes pueden englobarse en un único coeficiente denominado coeficiente de dureza global (DR), que para líneas de alta velocidad se requerirá mayor o igual a 20; esto corresponde aproximadamente a un coeficiente de Deval mayor a 20 y a un CLA inferior a 17.



**Figura 5.1.** Distribución del grado de compactación del balasto bajo las traviesas.

Fuente original: Cabos (1977) [5]

## 5.- Efecto de las vibraciones sobre la capa de balasto

Viendo las características de esta capa de material granular y comparándola con las capas inferiores sobre las que se asienta la vía, generalmente de material de grano más fino y estable, puede verse rápidamente que la capa de balasto será la que tenga una mayor contribución a los procesos deformacionales que dan lugar al deterioro de la vía. En general, si el material sobre el que se asienta la infraestructura ferroviaria es competente, con suficiente capacidad portante, se ha comprobado que hasta el 70% del asiento total producido se debe a deformaciones que se producen en la capa de balasto.

Este hecho puede ser explicado fácilmente por la reordenación de las partículas de balasto a causa de las vibraciones a las que se ven sometidas. A niveles bajos de vibración, éstas se reordenarán ocupando los huecos entre sí, con la correspondiente compactación y mejora de la capacidad portante de la vía. Este fenómeno es típico después del bateo de la vía, que tras el paso continuado de los trenes, las vibraciones causadas por estos van actuando como una especie de precarga sobre el balasto que evita futuros asientos inesperados.

El problema surge cuando el nivel vibratorio aumenta lo suficiente, produciéndose el fenómeno opuesto. Un nivel muy alto de vibraciones puede ocasionar la pérdida de contacto entre las partículas de balasto, produciéndose una descompactación de los granos del material. Si la vibración es suficientemente intensa, puede llegar a producirse el fenómeno conocido como “licuefacción” del balasto. Éste consiste en que el conjunto de partículas de balasto pasa a comportarse como un fluido, con la correspondiente pérdida de capacidad portante. Los asientos en la capa de balasto y desperfectos que este fenómeno puede ocasionar no sólo comportarán mayores gastos de mantenimiento para devolver a la vía a sus condiciones óptimas, sino que pueden comportar graves problemas de seguridad en caso de no detectarse a tiempo.

### **5.2.- Consecuencias de un alto nivel de vibraciones**

En caso de un nivel de vibraciones excesivas en la capa de balasto, uno de los efectos negativos más relevantes que puede producirse es la pérdida de soporte para el conjunto vía-traviesas. Si la pérdida de soporte afecta principalmente a la componente vertical, esto originará asientos diferenciales entre ambos carriles, comportando cambios de alineación en estos, así como efectos de torsión en el carril. Si la diferencia de asientos entre ambos carriles es pequeña, esto se traducirá en un mal reparto del peso del ferrocarril sobre la vía, causando el desgaste prematuro del carril que soporte un mayor peso, así como de las ruedas del convoy. En el caso más desfavorable, la mala alineación puede suponer que la rueda pierda contacto con el carril permitiendo que la pestaña de ésta supere a la vía y se produzca un descarrile.

Si la pérdida de capacidad portante afecta principalmente a la dirección transversal, se reflejará como una pérdida de soporte lateral de la vía. Esto puede originar desviaciones transversales en el carril, produciendo el pandeo indeseado de estos. Si el efecto es suficientemente pronunciado, el paso del material motor por esta zona puede agravar los

movimientos transversales del tren (movimiento de lazo), que unidos a otros efectos típicos asociados a la pérdida de soporte lateral (defectos en la vía, oscilaciones de la caja) aumenten considerablemente el riesgo a descarrilamiento. Cabe recordar además que este fenómeno será más pronunciado cuanto mayor sea la velocidad de circulación, al aumentar con ella los esfuerzos transversales que tiene que soportar la estructura ferroviaria.

Respecto a la absorción de los esfuerzos longitudinales, estos en general no supondrán un gran problema excepto en caso de pérdida muy grave de la capacidad portante, en cuyo caso la estructura quedaría igualmente inoperativa hasta arreglarla. En general los esfuerzos que afectan longitudinalmente a la vía son los de arranque y frenado del tren, así como las variaciones térmicas. Olvidándonos del último efecto, que no guarda relación con la pérdida de capacidad portante de la vía, los esfuerzos longitudinales pueden provocar un pandeo en dirección horizontal de la vía, siendo prácticamente imposible el pandeo vertical de la misma. Por ser sus efectos muy limitados en comparación con la pérdida de resistencia vertical y transversal, en general manteniendo la capa de balasto en condiciones adecuadas para resistir estos dos esfuerzos aseguraremos también suficiente resistencia longitudinal.

Por último, un nivel de vibraciones excesivas en la capa de balasto puede provocar otros efectos indeseados más allá de la pérdida de capacidad portante. La descompactación que se produce en los granos puede favorecer que las partículas de balasto individuales sean removidas del lecho de balasto y salgan despedidas. Este efecto se vuelve más probable cuanto mayor sea la velocidad de circulación de los trenes en ese tramo. Es el efecto conocido como vuelo del balasto.

Se ha comprobado en los últimos años que, tal como la velocidad de circulación de los trenes se acercaba a los 300 km/h, algunas partículas de balasto individuales salían disparadas al paso de estos, provocando grandes desperfectos en los bajos de los vehículos. Asimismo, en caso de caer las partículas en los carriles, se producían daños bien por el golpe directo o al ser aplastadas por las ruedas del tren. Tal como se ha comprobado en diversos estudios (Railway Technical Research Institute de Tokio, proyecto DEUFRAKO franco-alemán, etc.), el fenómeno se produce cuando los trenes circulan a velocidades cercanas o mayores a los 300 km/h. El paso del tren a esas velocidades crea un flujo turbulento de aire, especialmente detrás de los bogies, que puede levantar del lecho de balasto pequeñas partículas individuales; si esta partícula choca con la rueda o cualquier otro elemento del tren, sale despedida a aproximadamente la misma velocidad del tren, con lo que al caer de nuevo sobre la capa de balasto tiene suficiente energía como para levantar a su vez nuevas partículas de balasto, que repiten el proceso. El impacto continuo de partículas de balasto sobre el vehículo puede causar graves desperfectos en los bajos de éste, mientras que los desperfectos en la vía aumentan los esfuerzos dinámicos sobre esta, agravando los posibles problemas de capacidad portante.

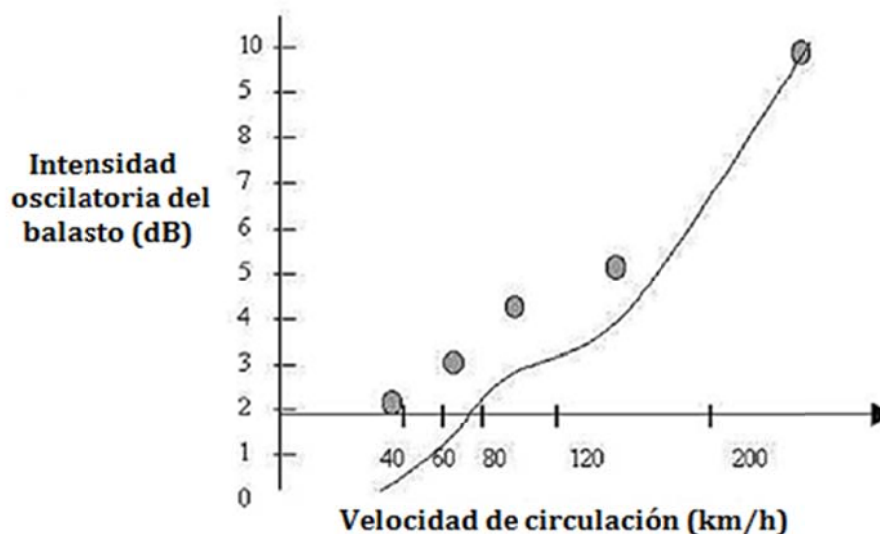
## 5.- Efecto de las vibraciones sobre la capa de balasto

Todos estos efectos implican, tal como se ha visto, una pérdida de calidad de la estructura e incluso de seguridad en algunos casos. Esto supone un mayor gasto en tareas de mantenimiento con el fin de que los pequeños desperfectos no se vayan agravando con el paso del tiempo a causa de los mayores esfuerzos sobre la estructura que las propias imperfecciones causan. Es por ello que es importante conocer los valores críticos de vibración de las partículas de balasto así como los fenómenos que los causan para evitar con ello su aparición.

### 5.3.- Valores críticos de vibración en la capa de balasto

Hacia la década de los 60, con el fin de estudiar cómo afectaría la circulación a velocidades mayores de 200 km/h al balasto, empiezan a surgir los primeros estudios en cuanto a vibraciones en la infraestructura. Los dos puntos más importantes a determinar correspondían a cómo afectaban la intensidad vibratoria y su frecuencia al comportamiento de la vía.

Lo primero que se pudo comprobar, gracias a los ensayos realizados en la Universidad Técnica de Munich, era la relación existente entre la velocidad de circulación de los trenes y la intensidad de vibración del balasto, como se muestra en la Figura 5.2. Esto venía a confirmar los estudios de Birman (1968) el cual indicó que, al paso de trenes de elevada velocidad, la capa de balasto se veía sometida a una carga alternativa transmitida por medio de las traviesas, vibrando a altas frecuencias. Además el autor alemán señaló que, a pesar del amortiguamiento que provocaba la propia capa de balasto, si las tensiones alcanzaban un valor crítico se podía romper el equilibrio que mantenía unida la estructura granular de balasto. En el caso de producirse este fenómeno, indicaba que sería inviable circular a esa velocidad. Respecto a la frecuencia, indicaba que la frecuencia típica de una vía bajo carga se encontraba en el rango de los 20 a 27 Hz, que sería similar a la de las ondas de flexión producidas por el paso de un tren a 300 km/h con bogies de empate igual a 3 metros.



**Figura 5.2.** Variación de la intensidad de oscilación del balasto con la velocidad [6]

Unos años más tarde se tomaron las primeras medidas precisas de este fenómeno, en la línea Shinkansen de Tokaido, que ya podía alcanzar los 200 km/h. Los autores Katoh y Karegawa (1977) se dieron cuenta que esta línea sufría una rápido deterioro de la calidad del balasto, con el consecuente aumento de las tareas de mantenimiento. Esto se atribuyó tanto a las operaciones de mantenimiento de la vía, que rompían el balasto, como a la propia interacción entre partículas, que quebraban al verse sometidas a altos niveles de presión y vibración. Por ello tomaron medidas de los niveles de vibración en diferentes puntos del recorrido, comprobando que en general eran bastantes constantes, entre 0,3g y 0,6g con velocidades de hasta 210 km/h. Pero en algunas zonas de circulación sobre plataforma rígida, como en el túnel Rokko, la aceleración en la capa de balasto alcanzaba valores entre 1g y casi 2g para velocidades entre los 175 km/h y los 208 km/h.

Por lo que respecta a los primeros estudios franceses sobre el tema, hay que referirse a las medidas tomadas por Prud'homme (1976) a distintas velocidades, reflejadas en la tabla adjunta (Figura 5.3).

<b>Material locomotor</b>	<b>Velocidad (km/h)</b>	<b>Aceleración media en el raíl</b>	<b>Aceleración media en la traviesa</b>	<b>Aceleración media en el balasto</b>
CC650 Locomotive	140	200 g	12g	0.8 g
TGV	140	300 g	15 g	0.88 g
	245	360 g	15 g	1.4 g
	300	350 g	16 g	1.4 g

**Figura 5.3.** Aceleraciones medidas al paso de trenes CC 6500 Locomotive y TGV.

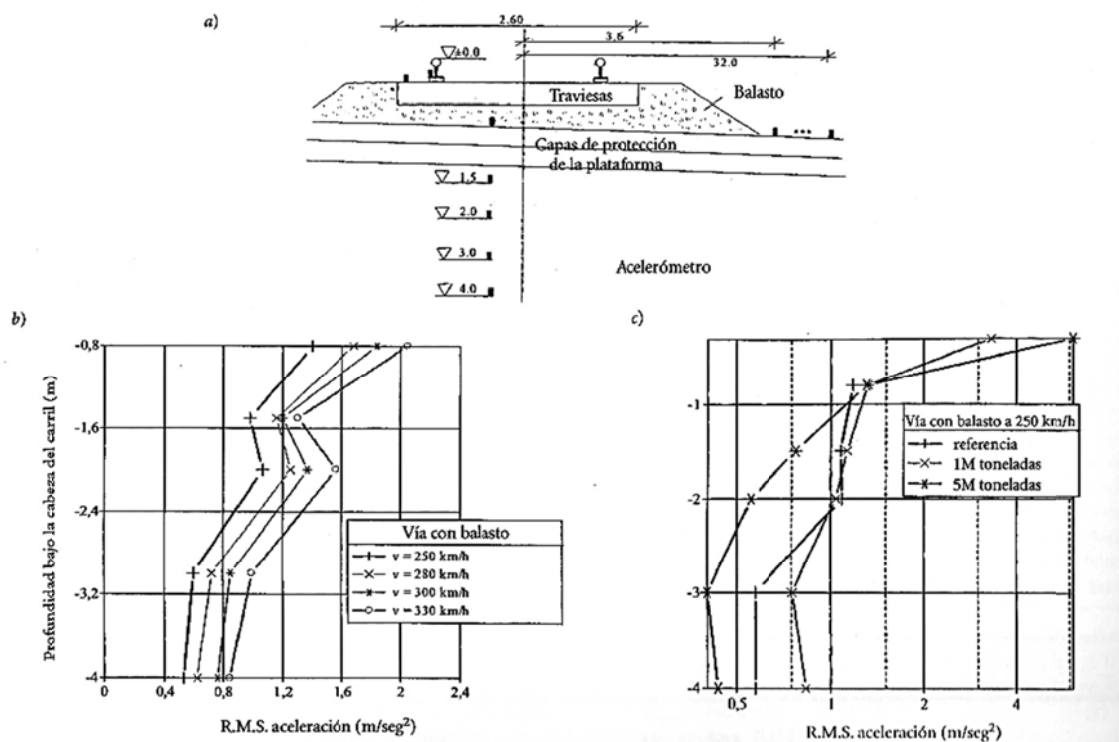
Fuente original: Prud'homme [6]

Del estudio de estos resultados destaca como a 300 km/h la aceleración en la capa de balasto es prácticamente el doble que a 140 km/h, mientras que en las medidas tomadas en el raíl y la traviesa no se aprecia este aumento tan significativo. Asimismo el autor indica que el parámetro más importante de estudio debería ser el de la aceleración en la capa de balasto, puesto que el aumento de ésta podría causar un mayor desgaste en el balasto y por lo tanto también el de los costes de conservación.

Mirando estudios más recientes, Le y Rypke (2000) tomaron medidas de la aceleración r.m.s. a distintas profundidades y velocidades de circulación, de 250 km/h a 330 km/h. El resultado de este ensayo puede verse en la Figura 5.4. Tal como puede verse, los valores máximos de vibración se situaron a 80 cm de profundidad, correspondientes a la capa de subbalasto, justo encima de la plataforma. Los valores máximos de aceleración media como puede verse variaron entre 1,4 m/s<sup>2</sup> y 2 m/s<sup>2</sup> (aproximadamente 0,2g), con lo que no representaban un problema para la circulación.



## 5.- Efecto de las vibraciones sobre la capa de balasto

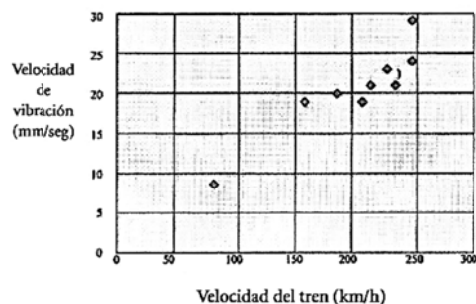


**Figura 5.4.** Medidas de vibraciones registradas en la línea Hannover-Berlín.

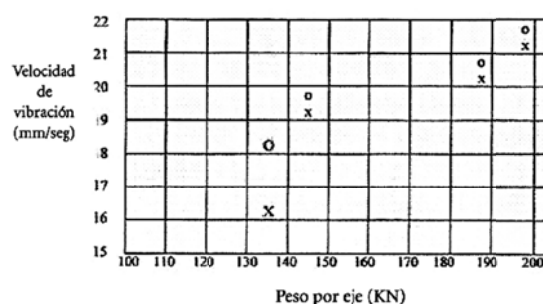
Fuente original: Le y Rypke (2000) [5]

Por último, Eissenmann y Rump (1997), dieron un enfoque ligeramente distinto al analizar las causas del deterioro de las líneas de alta velocidad alemanas. Siguiendo las consideraciones de Hausner (1971), establecieron la velocidad de vibración de las partículas como el elemento más representativo de los efectos producidos en el balasto a causa de la vibración de la estructura. Comprobaron cómo la componente vertical de la velocidad puede llegar a ser hasta 4 veces mayor que las correspondientes componentes transversales y longitudinales. Asimismo, encontraron una relación directa entre la velocidad de circulación del tren y la de vibración de las partículas, así como entre la carga por eje y dicha velocidad. Los resultados de estos ensayos se muestran en la Figura 5.5.

A) INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DE CIRCULACIÓN



B) INFLUENCIA DEL PESO POR EJE DEL VEHÍCULO

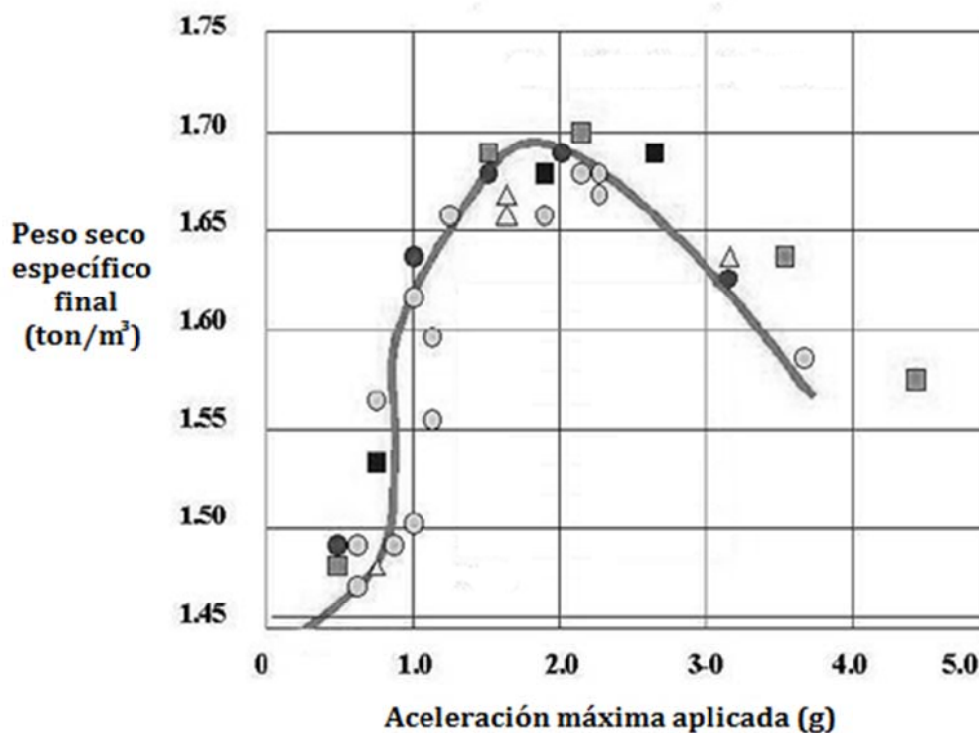


**Figura 5.5.** Velocidad de vibración en el balasto.

Fuente original: Rump et al. (1996) [5]

Una vez establecidos los valores típicos de aceleración (o velocidad) de las partículas de balasto en función de la velocidad de circulación, falta determinar cuáles son los valores críticos de vibración a partir de los que resulta peligrosa la circulación de los trenes.

En una primera aproximación teórica podemos observar el comportamiento de otros materiales granulares ante la vibración de sus partículas. Observando los estudios de D'Appollonia (1967) sobre cómo se comportaban depósitos de arena ante una vibración periódica vertical podemos hallar analogías en el comportamiento del balasto. Tal como puede verse en la Figura 5.6, la densidad de la arena (y por lo tanto su grado de compactación) se mantiene en valores bajos hasta aceleraciones cercanas a 1g. Esta tendencia a la compactación continúa hasta alcanzar un máximo alrededor de 2g, a partir del cual a pesar de seguir aumentando la vibración sólo logramos una mayor descompactación de la arena. Cabía esperar pues que, si el balasto tenía un comportamiento similar, sufriese también una pérdida de capacidad portante al alcanzar valores cercanos a 1g o 2g.



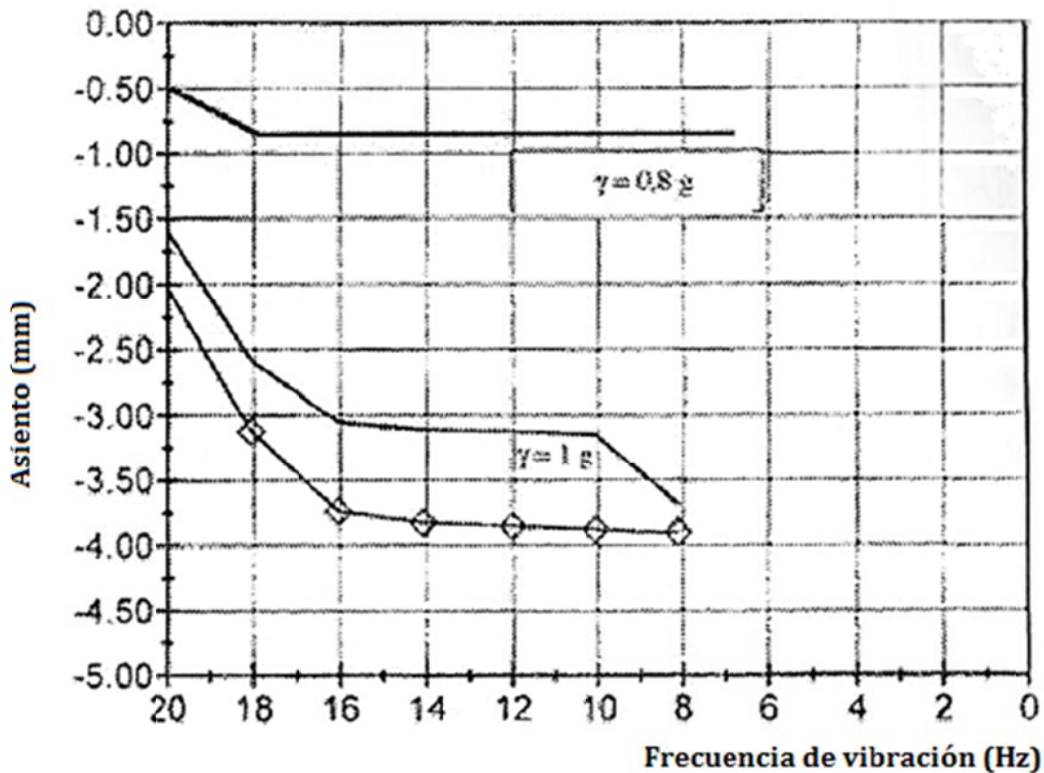
**Figura 5.6.** Evolución de la densidad de las arenas con la aceleración aplicada.  
Fuente original: D'Appollonia (1967) [6]

Ensayos en laboratorio posteriores han confirmado estas suposiciones. Por un lado los ferrocarriles franceses con ayuda del sistema vibrogir y por el otro el Instituto Federal de Investigación y Ensayos de materiales de Berlín llevaron a cabo ensayos aplicando cargas cíclicas a una capa de balasto con el fin de analizar su comportamiento, midiendo a la vez las aceleraciones con acelerómetros. En el caso francés se encontró que a partir de valores de 0,7g el balasto comenzaba a presentar un comportamiento inestable,

## 5.- Efecto de las vibraciones sobre la capa de balasto

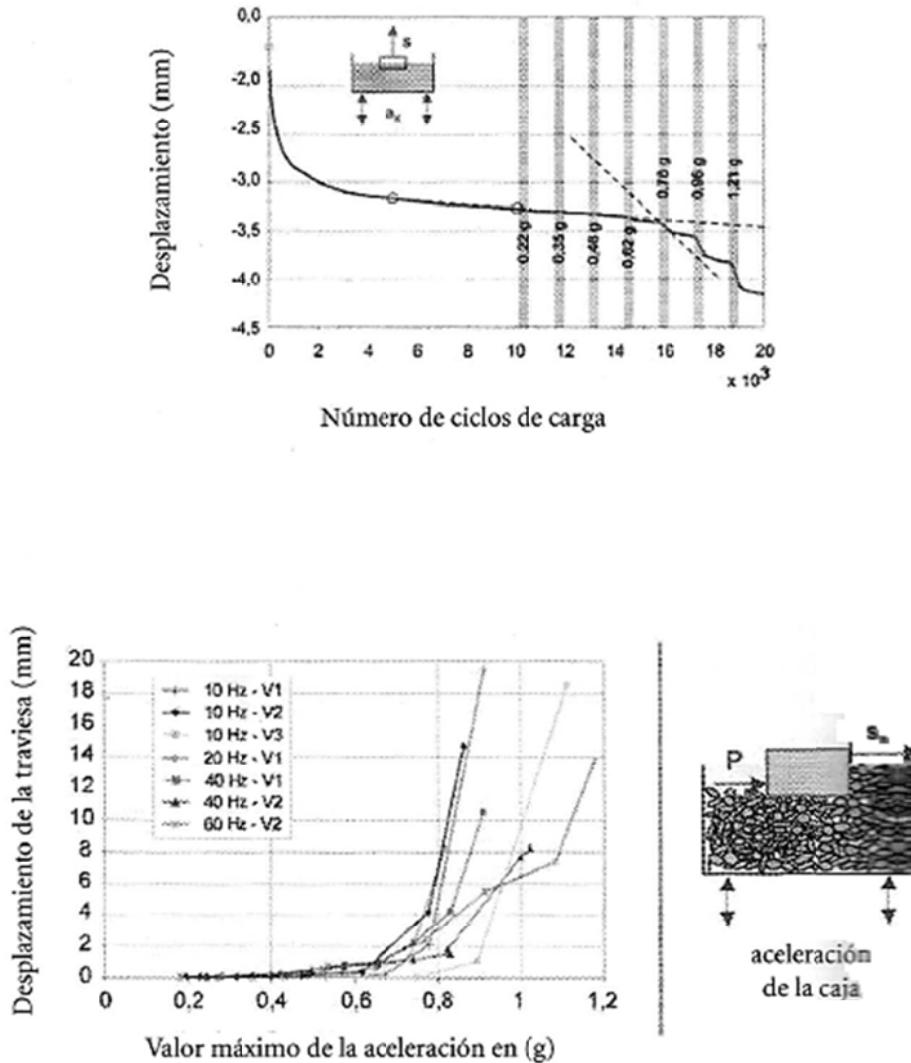
mientras que en la experiencia alemana la inestabilidad correspondía aproximadamente al valor de 0,8g. Los resultados del ensayo alemán se muestran en la Figura 5.7.

Además, se vio como la aceleración en el interior de la capa de balasto era mayor que la registrada en superficie, alcanzando valores superiores hasta en un 15%. De esta manera, si la aceleración registrada cuando se producía la inestabilidad era de 0,8g, eso indicaba que en el interior de la capa de balasto se podían estar alcanzando valores similares a 1g, confirmando las suposiciones que se tenían inicialmente.



**Figura 5.7.** Asiento del balasto en un puente a causa de la aceleración del tablero.  
Fuente original: U.I.C. Comité D-214 (1999) [5]

Otro experimento que proporcionó resultados análogos fue el realizado en la Universidad de Berlín (BAM) y publicado por Baebler y Rucker (2005). Tal como puede verse en la Figura 5.8, se comprueba como la curva de asientos permanece más o menos constante hasta valores de 0,7g a 0,8g. Con valores superiores el valor de desplazamientos aumenta considerablemente.



**Figura 5.8.** Comportamiento vibratorio del balasto.

Fuente original: M. Baebler et al. [5]

Ya por último, estudios más recientes realizados por Karrech (2007) en el campo del comportamiento de los materiales granulares al someterse a vibración, prestando especial interés al caso del balasto, vienen a mostrar resultados similares, aunque menos restrictivos. En este caso encuentra un cambio de comportamiento en el balasto para valores alrededor de 1,4g, con un aumento significativo de los asentamientos producidos. Los resultados de su análisis se pueden ver en la Figura 5.9.

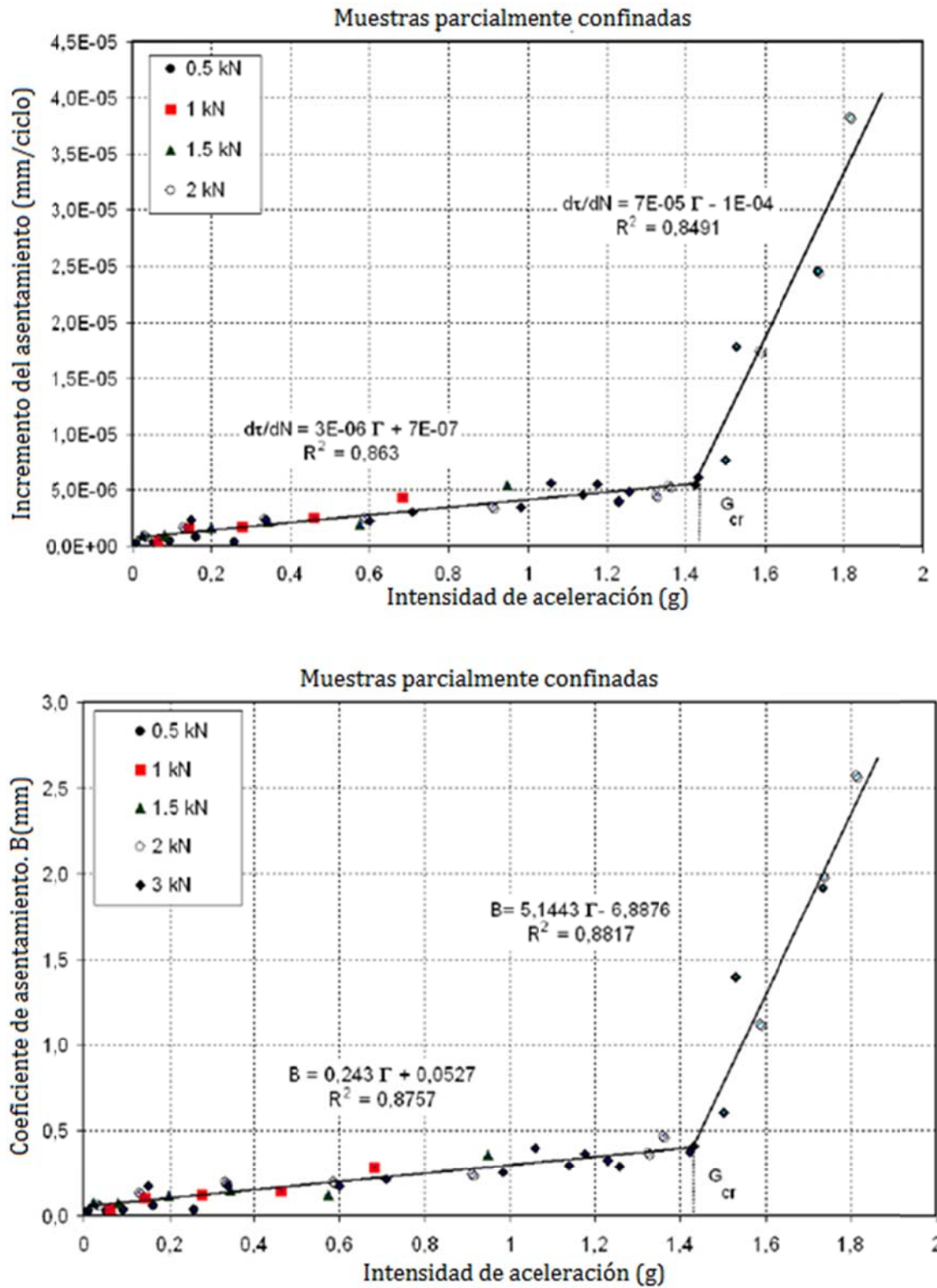
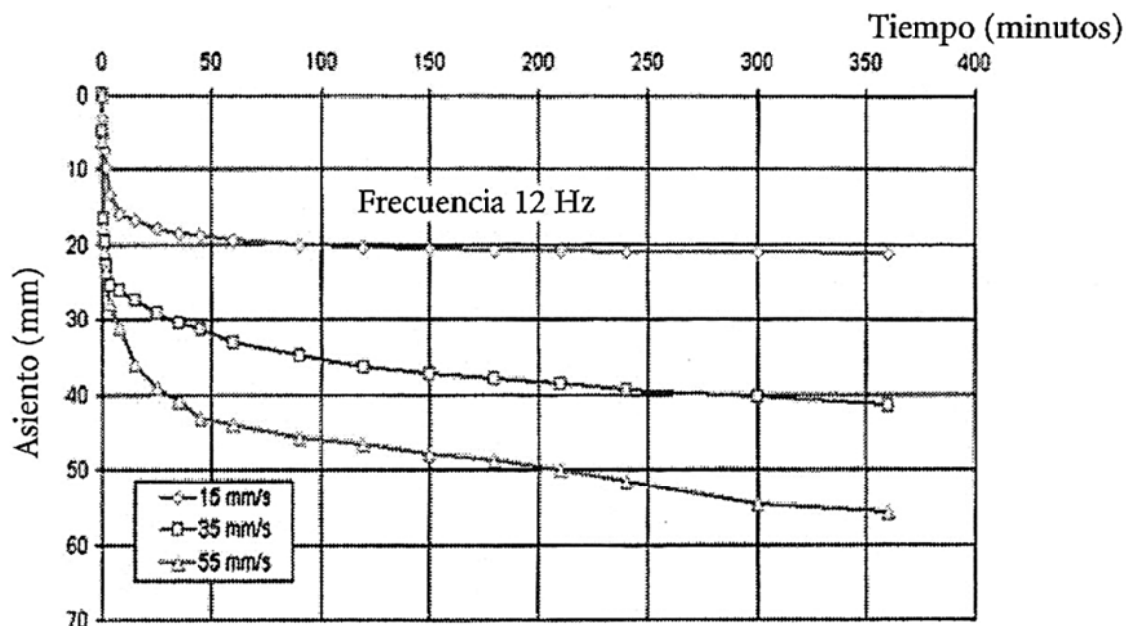


Figura 5.9. Variación del incremento de asentamiento y coeficiente de asentamiento en función de la aceleración [7]

Por lo que respecta al análisis de las vibraciones desde el punto de vista de la velocidad de vibración de las partículas, la experiencia en otros campos de la ingeniería indica como límite de valores admisibles el intervalo de 10 a 15 mm/s. Esto ha podido

corroborarse con ensayos en laboratorio, donde a velocidades mayores el asiento no logra estabilizarse, como se muestra en la Figura 5.10.



**Figura 5.10.** Asiento del balasto en función de la velocidad de vibración.

Fuente original: E. Rehfeld (2000) [5]

#### 5.4.- Conclusiones

Como ha podido verse en este tema, las características peculiares de la capa granular de balasto hacen que sea importante su estudio en detalle frente a las vibraciones. El hecho de no prestarle en sus inicios la atención necesaria llevó al rápido deterioro de algunas de las primeras de alta velocidad, como las líneas de París-Lyon o la de Tokaido. Estudios posteriores vieron la importancia de mantener constante un cierto nivel de calidad geométrica, así como limitar el nivel de vibraciones o de lo contrario los gastos de mantenimiento aumentaban considerablemente.

Los diversos ensayos establecieron que el límite de vibraciones aceptable para evitar el fenómeno de licuefacción del balasto se encuentra en el rango entre 0,7g a 0,8g, aunque estudios posteriores elevan el límite a valores menos restrictivos. A pesar de eso, por motivos de seguridad, siempre serán deseables valores inferiores; por ese motivo, se recomienda por ejemplo que en puentes con tablero de vía con balasto la aceleración vertical no sobrepase el valor de 0,35g. Analizando el problema desde el punto de vista de la velocidad de vibración, se aceptan como recomendables valores inferiores a 10 mm/s.

Si se consiguen mantener valores de vibración inferiores a los indicados, en principio aseguraremos una calidad geométrica suficiente para la circulación con unos costes de mantenimiento aceptables. A pesar de eso, a causa del gran aumento en el nivel de

## 5.- Efecto de las vibraciones sobre la capa de balasto

vibraciones al alcanzar la velocidad crítica conseguir cumplir esta limitación no siempre será fácil, tal como se verá en los próximos capítulos. De igual manera, la circulación sobre balasto a alta velocidad seguirá encontrándose con el problema del vuelo de balasto independientemente del nivel de vibraciones alcanzado, hecho que hace plantearse la idoneidad de seguir construyendo vías nuevas sobre esta capa de material.

## **6.- Velocidad crítica**

### **6.1.- Introducción**

En los temas anteriores se han analizado las distintas fuentes que generan vibraciones, así como la manera en que éstas pueden afectar a la capa de balasto. Si en vez de mirar las fuentes concretas de vibraciones las englobamos en conjunto por el tipo de tráfico ferroviario que excita los distintos elementos, a grandes rasgos podemos distinguir tres situaciones distintas que generarán diferentes molestias por la vibración que causan.

En primera instancia tenemos el tráfico con gran carga por eje, que aun viajando a velocidades relativamente bajas, causa vibraciones de alta amplitud en la vía. Esto excita ondas en el suelo que se propagan a través de la superficie. Este tipo de vibración está especialmente asociado a suelos blandos, donde se ha encontrado que niveles importantes de vibración se propagan hasta distancias del orden de 100 metros de la vía. Normalmente tiene componentes significativas en muy bajas frecuencias (menores de 10 Hz) e induce vibraciones en los edificios cercanos, al “rebotar” en las cimentaciones de estos. Este tipo de vibraciones suele ser causado por trenes de mercancías, locomotoras o bien múltiples unidades con grandes masas sin amortiguar.

En un segundo caso encontraríamos los trenes de pasajeros de alta velocidad. Tal como ya se ha mencionado anteriormente, estos en ocasiones viajan a velocidades superiores a la velocidad de propagación de las ondas en el terreno. Este fenómeno podría considerarse similar a la ola de mayor magnitud que producen los barcos al avanzar o bien a la onda de choque producida por los aviones al superar la velocidad del sonido. Aunque es un fenómeno relativamente raro en que se han de dar distintos condicionantes para que se produzca, va ganando poco a poco importancia debido a la expansión últimamente de las vías de alta velocidad y las grandes vibraciones que puede producir incluso a gran distancia de la vía.

Ya por último tenemos el caso de los trenes que circulan por túneles. En este caso las vibraciones se transmiten a los edificios situados encima y alrededor de estos. El contenido de estas vibraciones es de mayor frecuencia que el de trenes equivalentes circulando simplemente por una vía convencional. Esta vibración, que varía en el rango entre 30 y 250 Hz (cercano al mínimo de audición humano), puede excitar los suelos y paredes de los edificios, produciendo vibraciones y flexiones de estos, que se traducen en un gran estruendo en las habitaciones, muy molesto al no poderse ver directamente la causa y no existir maneras de disminuirlo para los usuarios. Este fenómeno es conocido comúnmente como “ground-borne noise” (ruido transmitido por el suelo), pero no será tratado en la presente tesina, al no afectar directamente a la infraestructura de la vía

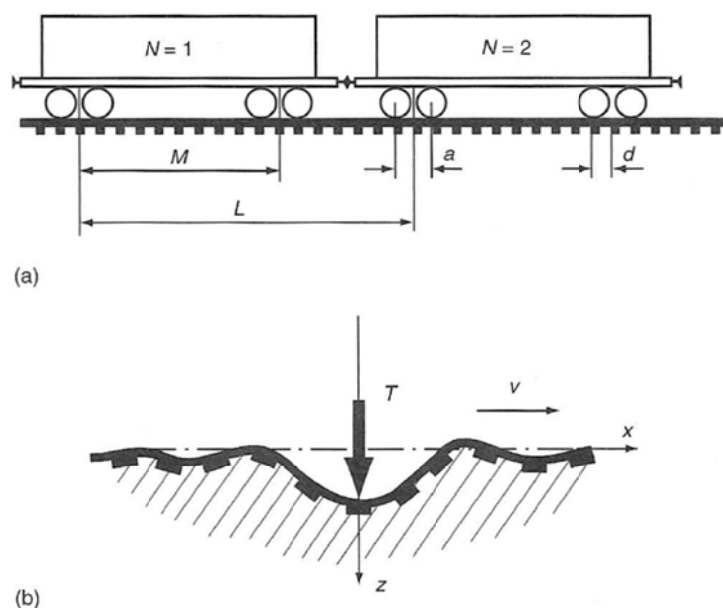
El objetivo de este capítulo es explicar la teoría de la generación del “boom” vibratorio que se produce al circular a altas velocidades. La formulación que se desarrolla será válida para los dos primeros casos, aunque estará más centrada en establecer las



peculiaridades de la circulación a alta velocidad. Esto se debe a que, aunque la circulación de trenes con altas cargas a baja velocidad pueda generar vibraciones molestas en edificios cercanos, no suelen poner en peligro la integridad de la propia vía a causa de éstas. Por lo que respecta al tercer caso, la circulación en túneles, se indicarán algunas de las diferencias principales que presentan respecto a la circulación en superficie, pero sin entrar en más detalle.

Para describir la generación de vibraciones por el ferrocarril en función de su velocidad de circulación se empleará la teoría desarrollada por Victor V. Krylov. Consiste en un modelo analítico que de las distintas fuentes de generación de vibraciones posibles, como las cargas cuasiestáticas en la vía, los defectos y uniones en el raíl, las componentes dinámicas causadas por rugosidades o desperfectos en las ruedas o la vía... simplemente considera las cargas cuasiestáticas. Existen modelos más complejos que tienen en cuenta otros de los mecanismos generadores, pero estas cargas son la fuente más importante e independiente de la calidad de vía. De esta manera, dentro de la sencillez del modelo, permite calcular con bastante acierto las vibraciones generadas al paso de un tren independientemente de su velocidad, a la vez que se puede ver la función que cada término tiene en el nivel de vibraciones final.

Durante todos los cálculos se utilizará un modelo idealizado de tren con  $N$  vagones. Se asume que el tren circula a velocidad  $v$  por una vía con separación  $d$  entre traviesas. La carga cuasiestática que genera este tren causa una deflexión en la vía bajo cada eje, que implica una distribución de las cargas de los ejes en las traviesas a lo largo de la zona en deflexión. De esta manera cada traviesa actuará como una fuerza dinámica en el terreno durante el tiempo que dure la deflexión sobre ella. Serán estas cargas periódicas las que generarán las vibraciones en el terreno. Las características del tren y el mecanismo de carga cuasiestática sobre la vía se encuentran representados en la Figura 6.1.



**Figura 6.1.** (a) Geometría de la vía y el tren; (b) Mecanismo de generación de vibraciones en el terreno por la carga de cada eje. [8]

## 6.2.- Propiedades dinámicas de la vía

Para analizar la generación de la presión cuasiestática se parte del estudio de la curva de deflexión del carril en función de la carga aplicada por eje y de la velocidad de circulación del tren. Se suele modelizar cada carril como una viga elástica de Euler-Bernoulli de masa uniforme  $m_0$ , reposado sobre un semiespacio viscoelástico con  $z > 0$  aumentando con la profundidad; la masa  $m_0$  se considera incluyendo la aportación de las traviesas a la masa total. La ecuación dinámica que describe la deflexión en este caso se expresa como:

$$EI \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + m_0 \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} + 2m_0 \omega_b \frac{\partial w}{\partial t} + \alpha w = T \delta(x - vt) \quad (6.1)$$

donde  $w$  corresponde a la deflexión vertical,  $E$  corresponde al módulo de Young,  $I$  al momento de inercia de la viga,  $\omega_b$  es la frecuencia circular de amortiguamiento,  $\alpha$  es el coeficiente de proporcionalidad de Winkler equivalente al del suelo elástico modelado,  $T$  corresponde a la carga vertical de contacto aplicada a cada carril,  $\delta(x)$  es la función delta de Dirac y  $x$  corresponde a la distancia a lo largo de la viga.

En una primera aproximación, sin tener en cuenta cargas verticales ni el amortiguamiento ( $T=0$ ,  $\omega_b=0$ ) y sustituyendo la solución en forma de ondas armónicas de deflexión ( $w = A \exp(ikx - i\omega t)$ ) obtenemos:

$$\omega = \frac{(\alpha + EI k^4)^{1/2}}{m_0^{1/2}} \quad (6.2)$$

Donde  $k$  corresponde al número de onda de las ondas de la viga y  $\omega$  es su frecuencia angular. Considerando la aproximación cuasiestática (ondas largas,  $k=0$ ) obtenemos la expresión conocida como de resonancia vía-balasto  $\omega_{tb} = \sqrt{\alpha/m_0}$ . Su frecuencia asociada,  $F_{tb} = \omega_{tb}/2\pi$ , corresponde a la frecuencia mínima que permite la propagación de ondas por la vía.

Por lo que respecta a la velocidad de propagación de dichas ondas, sabemos que corresponde a la expresión  $c = \omega/k$ . Sustituyendo con la expresión de la frecuencia circular encontrada anteriormente, tenemos la expresión:

$$c = \frac{\left(\frac{\alpha}{k^2} + EI k^2\right)^{1/2}}{m_0^{1/2}} \quad (6.3)$$

Que con  $k = (\alpha/EI)^{1/4}$  presenta un mínimo

$$c_{min} = \left( \frac{4\alpha EI}{m_0^2} \right)^{1/4} \quad (6.4)$$

Esta velocidad  $c_{min}$  es la que habitualmente se conoce como velocidad crítica de la vía. Tal como se ha comentado en capítulos anteriores, para suelos competentes esta velocidad suele ser muy elevada, con valores en ocasiones superiores a los 1000 km/h, difícilmente alcanzables por ninguno de los trenes actuales o en proyecto. Pero para suelos muy blandos, con parámetros de Winkler asociados al terreno ( $\alpha$ ) muy bajos, la velocidad crítica puede disminuir hasta 60-70 m/s (200-250 km/h), velocidades de circulación que los trenes actuales ya alcanzan, o incluso superan en algunos casos. Además, de diferentes modelos teóricos se deduce que generalmente para un mismo suelo la velocidad crítica es del orden de un 10-30% mayor que la de propagación de ondas Rayleigh por el mismo terreno.

Volviendo a la forma general, con  $T \neq 0$ , la solución variará en función del valor de tiempo a estudiar. Para el estudio presente interesa analizar periodos “largos” de tiempo, para encontrar una solución de deflexión constante dada una velocidad de circulación  $v$  constante. Buscaremos por lo tanto la solución estacionaria dada una velocidad de circulación determinada.

Asumiendo la notación  $\beta = (\alpha/EI)^{1/4}$  y aplicando las operaciones pertinentes (desarrollado con más profundidad por Fryba, L. *Vibration of Solids and Structures under Moving Loads*, 1973) se pueden obtener expresiones aproximadas de  $w(x - vt)$  para los 3 casos relevantes, sean  $v < c_{min}$ ,  $v = c_{min}$  y  $v > c_{min}$ .

Por ejemplo, estudiando el caso de velocidades de circulación inferiores a la velocidad crítica sin considerar amortiguamiento ( $\omega_b = 0$ ) podemos obtener una solución analítica de la deflexión, que presenta la siguiente forma:

$$w(x - vt) = \frac{T}{8EI\beta^3\delta} \exp(-\beta\delta|x - vt|) \left( \cos(\beta\eta(x - vt)) + \frac{\delta}{\eta} \sin(\beta\eta|x - vt|) \right) \quad (6.5)$$

donde  $\delta = (1 - v^2/c_{min}^2)^{1/2}$  y  $\eta = (1 + v^2/c_{min}^2)^{1/2}$ . Tal como puede desprenderse de observar la ecuación, al aproximarse la velocidad de circulación al valor de  $v_{min}$ , el valor de  $\delta$  tiende a 0, con lo que las deflexiones aumentan considerablemente. La limitación de no considerar amortiguamiento es que cuando  $v \rightarrow c_{min}$  entonces  $w \rightarrow \infty$ , que obviamente es físicamente imposible; será necesario considerar por lo tanto el amortiguamiento para establecer una transición correcta al sobrepasar la velocidad crítica.

De esto se deduce que al acercarnos a la velocidad crítica las deflexiones del carril están claramente influenciadas por el amortiguamiento ( $\omega_b$ ). Aplicando las expresiones aproximadas para valores típicos de amortiguamiento, se ha encontrado que las amplitudes de deflexión asociadas a velocidad cercanas a la crítica son del orden de 2 a 3 veces mayores que los valores estáticos equivalentes. Debido a los problemas de operación y seguridad derivados de estas grandes deflexiones, diversos autores están estudiando posibles maneras de controlar dichos problemas.

### 6.3.- Fuerzas transmitidas al terreno por las traviesas

En el apartado anterior se ha determinado la deflexión del carril en función de las características del terreno y la velocidad de circulación del tren. A continuación se determinará de manera teórica la vibración sufrida por el terreno al paso del tren según los resultados obtenidos por V.V.Krylov. Él establece que, para determinar las vibraciones en el terreno causadas por el paso de un tren, se necesita tener en cuenta la superposición de ondas generadas por cada fuente generadora individual (traviesas) al sufrir las cargas generadas por los ejes de todos los vagones. Será necesario tener en cuenta también las diferencias temporales y espaciales entre las diferentes fuentes generadoras, así como la respuesta que ofrece el terreno a estos estímulos. La expresión final que compila todas estas condiciones puede escribirse como:

$$v_z(x, y, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} P(x', y', \omega) G_{zz}(\rho, \omega) dx' dy' \quad (6.6)$$

donde  $P(x', y', \omega)$  describe la distribución espacial de todas las fuerzas actuando a lo largo de la vía en el dominio de las frecuencias y  $G_{zz}^L(\rho, \omega)$  corresponde a la función de Green que describa adecuadamente el comportamiento del terreno de la zona a estudiar. Cabe destacar cómo en esta formulación se separa la formulación en dos componentes bien diferenciadas: la primera componente contendrá la descripción de la fuerza aplicada por cada traviesa, así como la composición y la velocidad del tren; por otro lado, el segundo término describirá la estructura interna del terreno sobre el que reposa la vía, indicando su estratificación, amortiguamiento y otros parámetros relevantes.

A continuación se desarrollarán los términos de esta expresión, indicando los parámetros más relevantes que la afectan. Para ello, primero se determinará cómo se transmiten las cargas dinámicas de la traviesa al terreno y cómo reacciona éste en función de su estructura interna. Por último, se extenderá la formulación para las  $n$  traviesas implicadas en el problema real.

Para el cálculo de la fuerza dinámica  $P(t - x/v)$  transmitida por una traviesa situada en  $x = 0$  y con espaciado entre traviesas “ $d$ ”, se relaciona ésta con la deflexión del carril con la siguiente expresión:

$$P(t) = 2aw(vt)d \quad (6.7)$$

donde  $\alpha$  es la constante de Winkler y se tiene en cuenta la contribución de ambos carriles. Integrando la fórmula cuasiestática (6.1) sobre  $x$ , con  $m_0 \partial^2 w / \partial t^2 = 0$  y combinándola con la expresión anterior obtenemos:

$$P(t) = \frac{w(vt)}{w_{max}^{st} N_{eff}^{st}} \quad (6.8)$$

donde “st” corresponde a la solución cuasiestática de la ecuación (6.1),  $w_{max}^{st}$  es el valor máximo de  $w(vt)$  en la aproximación cuasiestática y  $N_{eff}^{st}$  es el número efectivo de traviesas implicadas bajo una carga de valor  $T$ , con

$$T = \sum_{m=-\infty}^{\infty} \frac{T}{N_{eff}^{st}} \frac{w(md)}{w_{max}^{st}} \quad (6.9)$$

y siendo  $m$  un número para definir las distintas traviesas. Utilizando estas transformaciones se consigue expresar la fuerza dinámica independientemente de  $\alpha$  y  $d$ , simplificando la resolución del problema.

La experiencia ha demostrado que  $N_{eff}^{st}$  puede aproximarse con suficiente exactitud como  $N_{eff}^{st} = 0,625\pi/\beta d$ , con  $\beta = (\alpha/4EI)^{1/4}$ . Introduciendo esta expresión en la fórmula general obtenemos:

$$P(t) = 3,2T \frac{w(vt)}{w_{max}^{st}} \frac{d}{x_0^{st}} \quad (6.10)$$

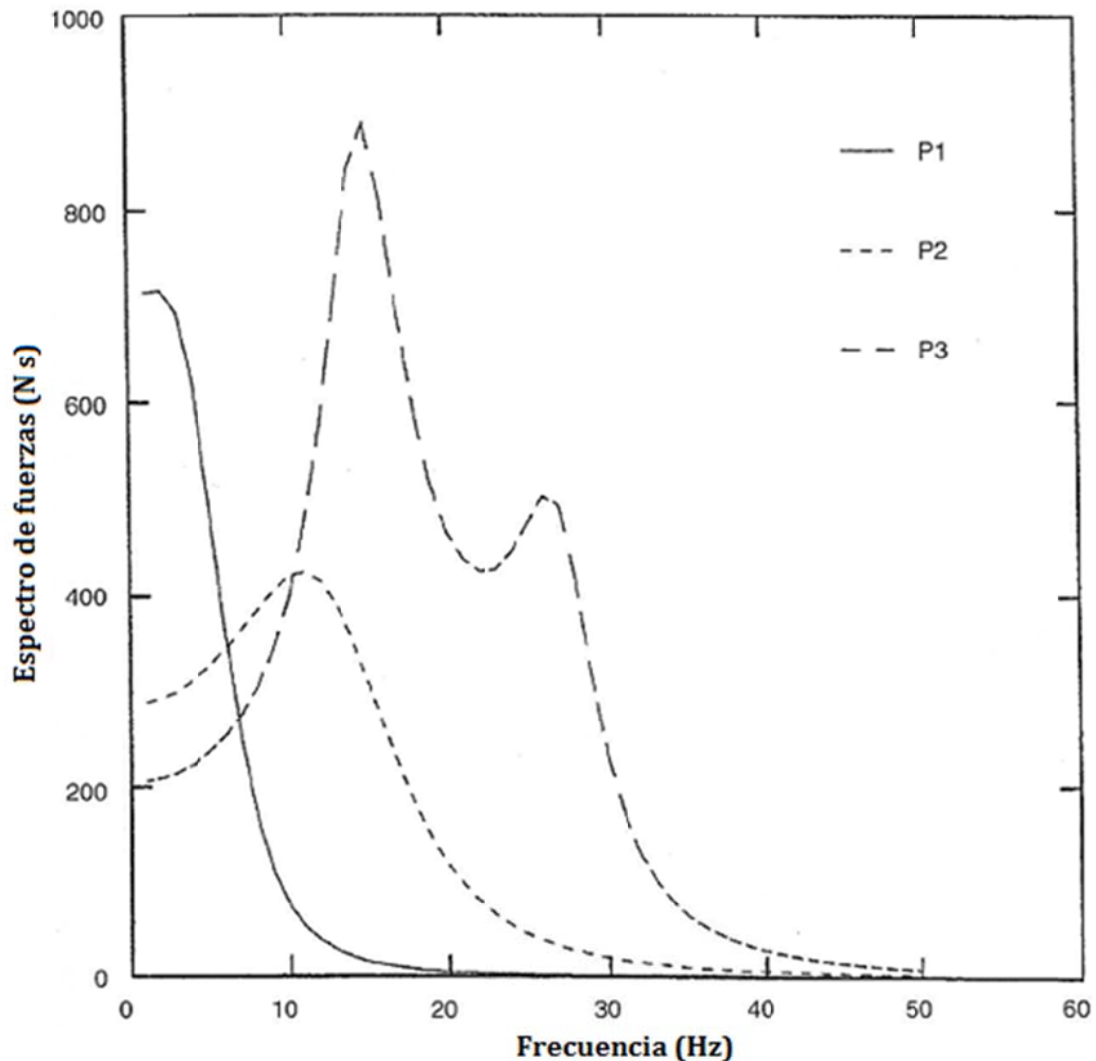
donde  $x_0^{st} = \pi/\beta$  corresponde a la distancia cuasiestática efectiva de la deflexión del carril.

Por último, será interesante establecer la fuerza transmitida por cada traviesa al terreno como función de la frecuencia en vez de en función del tiempo. La explicación de esta conveniencia es sencilla: mientras que la formulación en el dominio temporal variará para los casos  $v < c_{min}$ ,  $v = c_{min}$  y  $v > c_{min}$ , la representación por su transformada de Fourier  $P(\omega)$  tendrá una formulación única independientemente de la velocidad de circulación.

De esta manera, sabiendo que para  $x = 0$  se cumple la relación  $W(p) = -2\pi\beta v W(\omega)$ , con  $\omega = p\beta v$ , se puede obtener la fórmula general de  $P(\omega)$ :

$$P(\omega) = \frac{-12,8Td/v\pi^2}{\omega^4/\beta^4 v^4 - 4\omega^2/c_{min}^2 \beta^4 - 8ig\omega/c_{min}\beta + 4} \quad (6.11)$$

donde  $g = \left(\frac{m_0}{\alpha}\right)^{\frac{1}{2}} \omega_b$  es un parámetro de amortiguamiento adimensional. Podemos encontrar un ejemplo representativo de cómo se comporta esta expresión en la Figura 6.2. Los cálculos corresponden al paso de un tren por un suelo blando, con las siguientes características:  $T = 50\text{kN}$ ,  $d = 0,7\text{m}$ ,  $\beta = 1,28\text{m}^{-1}$ ,  $c_R = 45 \text{ m/s}$ ,  $c_{min} = 65\text{m/s}$  y  $g = 0,1$ . Las tres curvas representadas corresponden a los tres casos más representativos,  $v < c_R$ ,  $c_R < v < c_{min}$  y  $v > c_{min}$ .



**Figura 6.2.** Espectro de fuerzas verticales aplicada por cada traviesa al terreno (en N s) para tres valores de velocidad distintos, correspondientes a los casos  $v < c_R$  (P1),  $c_R < v < c_{min}$  (P2) y  $v > c_{min}$  (P3). [8]

Tal como puede apreciarse, tal como se aumenta la velocidad el espectro de  $P(\omega)$  se va ampliando, desplazándose los máximos de fuerza aplicada por cada traviesa a frecuencias mayores. Para estos esfuerzos el superar la velocidad de transmisión de las ondas de Rayleigh no representa un cambio representativo, mientras que como puede verse al encontrarnos en valores próximos a  $c_{min}$  los esfuerzos aumentan considerablemente, a la vez que aparece un segundo pico en frecuencias mayores. Por

último cabe destacar como los efectos del amortiguamiento, representados por el parámetro  $\gamma$ , limitan los esfuerzos totales más cuanto mayor es la velocidad de circulación, siendo prácticamente negligibles para bajas velocidades ( $v < c_R$ ).

#### 6.4.- Función de Green asociada al problema

El siguiente paso consistirá en la caracterización del terreno sobre el que circula el tren. Para ello se utilizarán las conocidas como funciones de Green. Éstas describen las vibraciones del terreno generadas por una fuente puntual, en nuestro caso la traviesa. Este tipo de funciones han sido estudiadas por distintos autores y los casos más comunes tienen soluciones conocidas, siendo las funciones para un semiespacio elástico homogéneo y un semiespacio elástico estratificado las más comúnmente usadas para casos sencillos.

En ambos casos es conveniente considerar sólo la contribución de las ondas de Rayleigh en su formulación para facilitar los cálculos. Esta simplificación es bastante aceptable, puesto que para ondas transmitidas por la superficie del terreno son precisamente las ondas Rayleigh las que transportan la mayor parte de la energía. En concreto, para el caso de un terreno estratificado no es posible encontrar una solución analítica si no se realiza esta simplificación.

En el caso de un semiespacio elástico homogéneo la función de Green asociada viene dada por la expresión:

$$G_{zz}(\rho, \omega) = D(\omega)(1/\sqrt{\rho})\exp(ik_R\rho - \gamma k_R\rho) \quad (6.12)$$

donde  $D(\omega) = (1/2\pi)^{1/2}(-i\omega)qk_R^{1/2}k_t^2 \exp(-i3\pi/4) / \mu F'(k_R)$ ,  $\omega = 2\pi F$  es la frecuencia angular,  $\rho = [(x - x')^2 + (y - y')^2]^{1/2}$  es la distancia en coordenadas cartesianas entre la fuente emisora  $(x', y')$  y el punto de observación  $(x, y)$  y  $k_R = \omega/c_R$ ,  $k_l = \omega/c_l$  y  $k_t = \omega/c_t$  corresponden a los números de onda de las ondas de Rayleigh, longitudinales y transversales respectivamente. El factor  $F'(k_R)$  corresponde a la derivada del determinante de Rayleigh

$$F(k_R) = (2k_R^2 - k_t^2)^2 - 4k_R^2(k_R^2 - k_t^2)^{1/2}(k_R^2 - k_l^2)^{1/2} \quad (6.13)$$

y se tiene en cuenta la disipación de ondas Rayleigh en el terreno mediante la sustitución del valor  $1/c_R$  en la expresión de Green inicial por su valor complejo  $1/c_R + i\gamma/c_R$  donde  $\gamma = 0,001 - 0,1$  es una constante que describe la magnitud de esta disipación.

Por lo que respecta a la formulación de la función de Green para semiespacios elásticos estratificados ésta variará en función de las simplificaciones que podamos asumir sin perder de vista la realidad del terreno a estudiar. Hay que tener en cuenta que en

terrenos estratificados las ondas de superficie presentan un comportamiento dispersivo, que se refleja en que su velocidad de fase depende de su frecuencia, es decir,  $c_R = c_R(\omega)$ . Esto unido a que dicha velocidad dependerá de las características concretas de cada una de las capas y de su interacción entre ellas, hace que una formulación exacta sea muy complicada.

Una simplificación común para resolver estos problemas es considerar en cada capa su coeficiente de Poisson y densidad constantes, extendiendo la ecuación hallada anteriormente para el semiespacio elástico homogéneo para múltiples capas. Las velocidades de transmisión de ondas consideradas serán un promedio de las características de las diversas capas, existiendo diversas soluciones analíticas para los casos más sencillos y siendo necesario el uso de métodos numéricos si las características son muy variables con la profundidad. No es el objetivo de esta tesina entrar en estas formulaciones, pudiéndose encontrar los casos más comunes resueltos por diversas fuentes.

Cabe destacar que éste método de cálculo de la función de Green describe adecuadamente los modos de generación y propagación de las ondas superficiales de Rayleigh de bajo orden en superficies estratificadas, siendo suficiente en general para el estudio de las vibraciones en el terreno. Además, observándose las fórmulas, puede deducirse que el mayor efecto que provoca la estratificación en la generación de vibraciones en el terreno son las variaciones de fase causadas por la dependencia de la velocidad de Rayleigh a la frecuencia. En concreto, esto puede significar que en determinadas frecuencias la velocidad de transmisión de las ondas Rayleigh disminuya lo suficiente como para que sea superada por la velocidad de circulación del tren, con el aumento de vibraciones asociado.

Como puede verse, la determinación de la función adecuada de Green a utilizar es uno de los puntos más conflictivos en el estudio de las vibraciones causadas por el tráfico ferroviario. No sólo existe el problema de tener que asumir simplificaciones que pueden repercutir en la exactitud de los datos calculados, sino que la obtención de los parámetros del terreno adecuados no suele ser fácil. En general obtener datos precisos del terreno por el que circula el tren suele ser costoso y no siempre puede hacerse, especialmente en líneas ya en explotación. Pueden recurrirse a métodos indirectos de medida, pero su exactitud no siempre es la deseada. Por todo esto, en general los métodos de estudio suelen recurrir a simplificaciones como las mencionadas en este capítulo, ya que representar estructuras de terreno más complicadas sin tener datos precisos del terreno tampoco ofrece mejores resultados.

Ya por último, teniendo determinadas la fuerza transmitida por una única traviesa y la reacción del terreno a ésta en función de su estructura, sólo nos quedará extender esta formulación teniendo en cuenta la superposición de las ondas generadas por cada traviesa al paso de un determinado vehículo ferroviario.



### 6.5.- Cálculo de las vibraciones generadas en el terreno

Como ya se comentó anteriormente, la vibración generada en el terreno por el paso de un tren a una velocidad dada se puede calcular mediante la fórmula

$$v_z(x, y, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} P(x', y', \omega) G_{zz}(\rho, \omega) dx' dy' \quad (6.6)$$

donde  $G_{zz}(\rho, \omega)$  será la función de Green asociada al terreno y  $P(x', y', \omega)$  describirá la distribución de todas las fuerzas actuando a lo largo de la vía en el dominio de las frecuencias. En concreto este último término puede calcularse para un tren completo en el dominio del tiempo como

$$P(t, x', y' = 0) = \sum_{m=-\infty}^{\infty} \sum_{n=0}^{N-1} A_n \left[ P\left(t - \frac{(x' + nL)}{v}\right) + P\left(t - \frac{(x' + M + nL)}{v}\right) \right] \delta(x' - md) \delta(y') \quad (6.14)$$

donde  $\delta(x' - md)$  tiene en cuenta la distribución periódica de las traviesas, N es el número de vagones, M es la distancia entre los centros de los bogies en cada vagón, L es la longitud del vagón y  $A_n$  es un factor adimensional que tiene en cuenta las diferencias de masa entre distintos vagones. Existen formulaciones distintas por otros autores que tienen en cuenta otros parámetros relevantes del tren, aunque con resultado final similar.

Aplicando correctamente los parámetros característicos de la vía y el tren en la fórmula, sólo nos quedará transformar la función al dominio de las frecuencias (evaluando la transformada inversa de Fourier con un logaritmo FFT por ejemplo) y aplicar el resultado en la ecuación (6.6). En concreto, asumiendo la masa de todos los vagones la misma ( $A_n = 1$ ) y utilizando la fórmula general de la función de Green para terrenos estratificados, las vibraciones verticales en el dominio de las frecuencias en  $z = 0$ ,  $x = 0$  e  $y = y_0$  generadas por un tren en movimiento pueden calcularse como:

$$v_z(x = 0, y = y_0, \omega) = P(\omega) D^L(\omega) \sum_{m=-\infty}^{\infty} \sum_{n=0}^{N-1} \frac{\exp[-\gamma \omega \rho_m / c_R(\omega)]}{\sqrt{\rho_m}} \cdot \left[ 1 + \exp\left(\frac{iM\omega}{v}\right) \right] \exp\left(i \frac{\omega}{v} (md + nL) + i \frac{\omega}{c_R(\omega)} \rho_m\right) \quad (6.15)$$

Como puede verse, esta fórmula es aplicable a todo tipo de velocidades de circulación sin perder generalidad. Además, analizando la expresión, puede verse que los picos de vibración corresponderán a las frecuencias determinadas por la condición  $(\omega/v)(sd + qL) = 2\pi l$  con  $s, q, l = 1, 2, 3, 4 \dots$ . Las distintas combinaciones de valores de q y s dan

como resultado algunas de las frecuencias de paso más conocidas, como por ejemplo la de paso por las traviesas  $f_s = (v/d)l$  para  $q = 0$ .

Con esto queda finalizada la formulación teórica de las vibraciones causadas por el tráfico ferroviario en el terreno desarrollada por Victor V. Krylov. Más adelante se mostrará la validación de esta formulación comparándola con los resultados de vibración obtenidos en un caso real, viendo los puntos fuertes de la teoría, así como los puntos en que no se acaba de ajustar a la realidad. Previamente, y para finalizar con los modelos teóricos, se analizará con un poco más de profundidad la situación más desfavorable de vibraciones, el caso de circulación a velocidades semejantes o mayores que la de transmisión de ondas Rayleigh, así como también cómo afectan algunas configuraciones típicas del terreno a la transmisión de las dichas vibraciones.

### 6.6.- Efectos de la circulación a velocidades “trans-Rayleigh”

En los apartados anteriores se ha estudiado el fenómeno de las vibraciones causadas por la circulación ferroviaria de manera general, llegando a una formulación del fenómeno válida para cualquier velocidad. Pero al superarse la velocidad de transmisión de las ondas Rayleigh por la superficie del terreno se producen una serie de fenómenos particulares que son interesantes estudiar con mayor detalle.

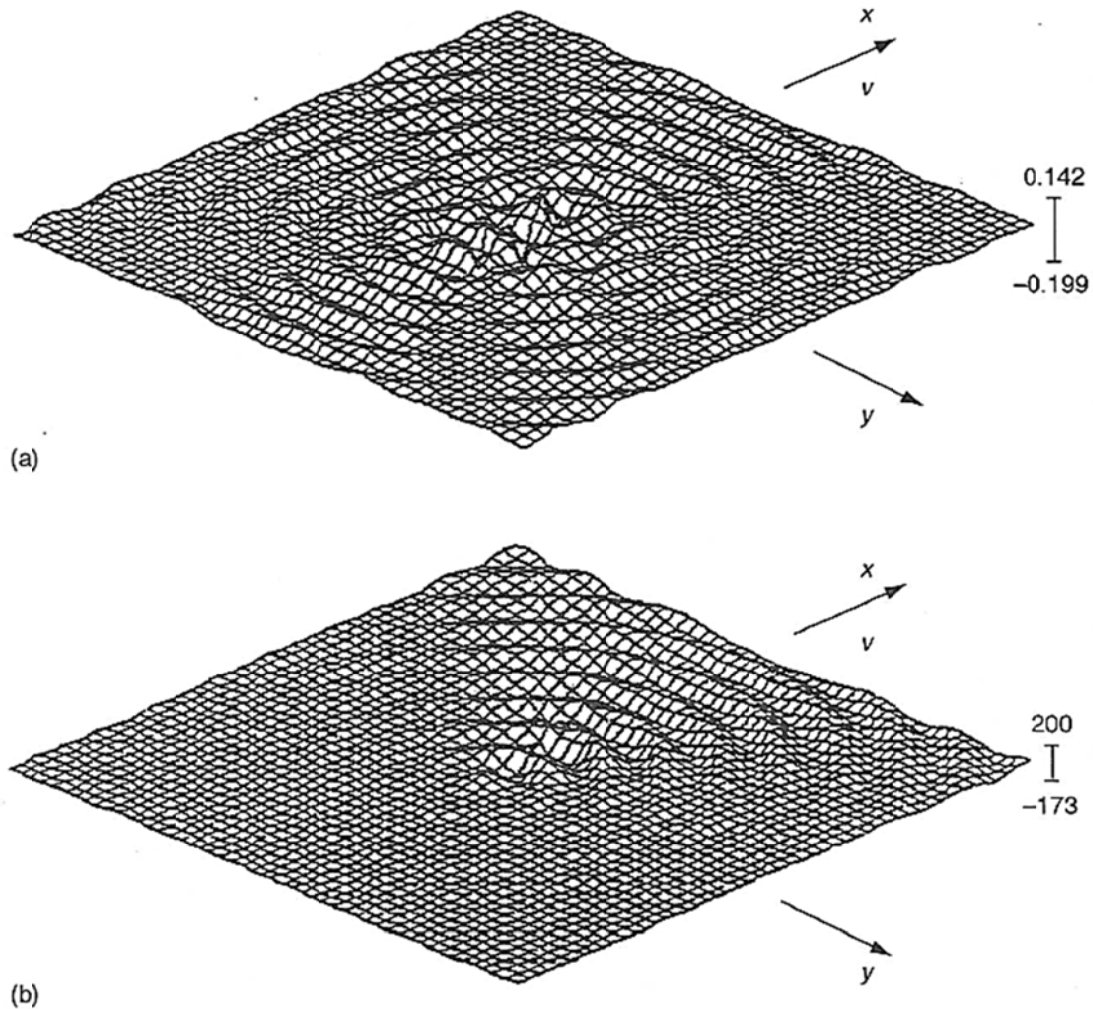
Se puede demostrar que la máxima radiación de vibraciones en el terreno se produce cuando la velocidad de circulación del tren y la velocidad de transmisión de las ondas Rayleigh (función de la frecuencia, como ya se comentó anteriormente) cumplen la siguiente relación:

$$\cos\theta = \frac{1}{K} = \frac{c_R(\omega)}{v} \quad (6.16)$$

donde  $\theta$  corresponde al ángulo de observación con respecto a la dirección de movimiento. Como el ángulo de observación debe de ser real ( $\cos\theta \leq 1$ ), el valor  $K = v/c_R(\omega)$  debe ser mayor que 1, lo que implica que nos encontraremos en el caso de circulación por encima de la velocidad de las ondas de Rayleigh ( $v \geq c_R$ ). Cuando se cumple esta relación, las ondas radiadas por cada una de las traviesas activadas por el paso del tren se combinan en fase en el punto de observación, originando el efecto del *boom* vibratorio. Esto implica que las vibraciones máximas en el terreno se presentan concentradas simétricamente en una zona de ángulo  $\theta$  con respecto a la vía, con intensidades muy superiores a las generadas cuando la circulación se realiza a velocidades inferiores ( $v < c_R$ ).

Un ejemplo gráfico de este fenómeno puede apreciarse en la Figura 6.3, donde se muestran los efectos de la vibración en el terreno para distintas velocidades de circulación. Puede apreciarse como para velocidades de circulación inferiores a la de transmisión de ondas Rayleigh (sub-Rayleigh), las vibraciones generadas se propagan

prácticamente en igualdad de condiciones para todas las direcciones. En cambio, tal como aumentamos la velocidad de circulación y entramos en el dominio de circulación trans-Rayleigh, las vibraciones tienden a concentrarse alrededor de un ángulo dado, el ángulo  $\Theta$  determinado en la ecuación anterior.

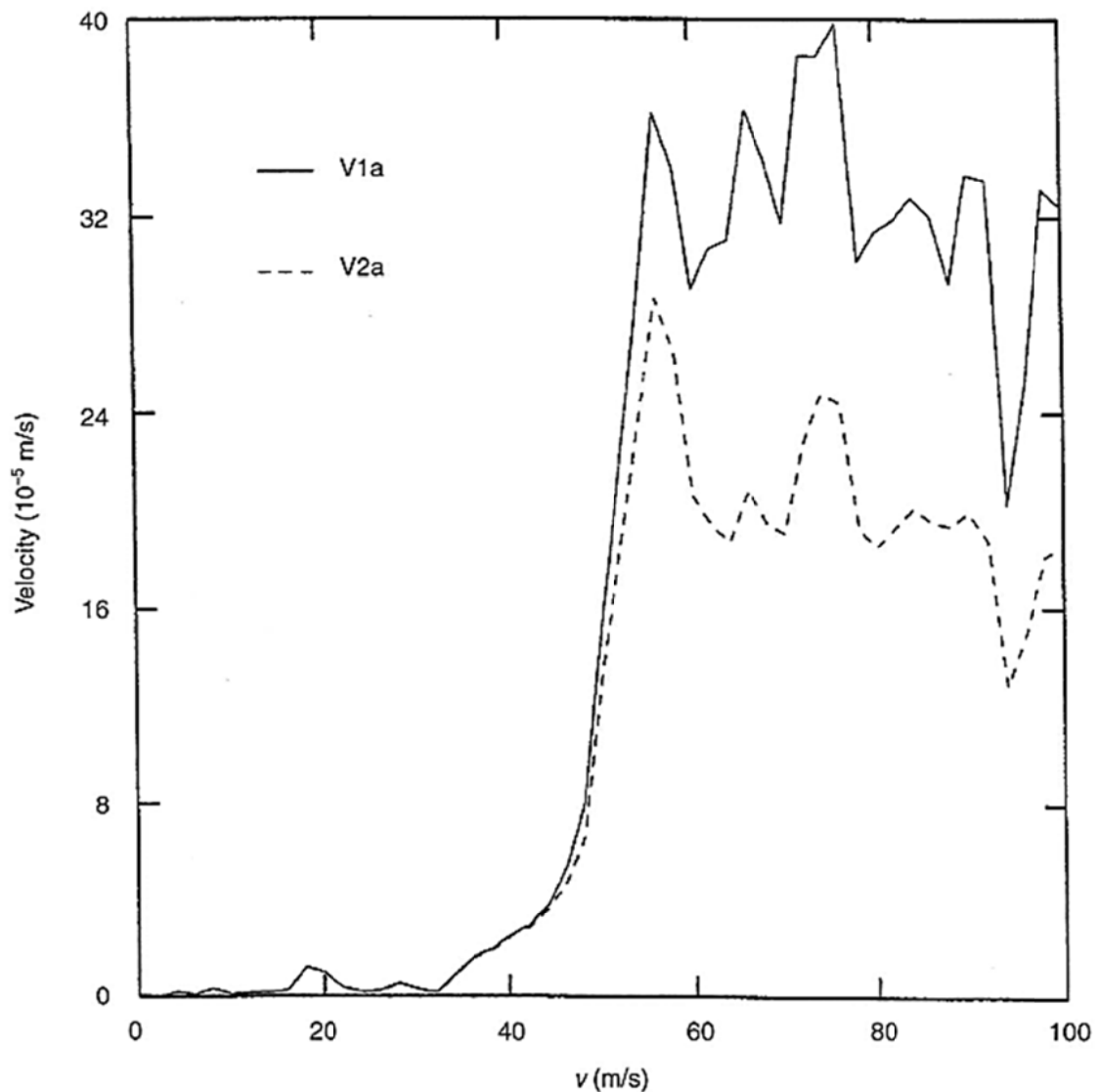


**Figura 6.3.** Distribución espacial de los movimientos verticales generados por un único eje circulando a (a) velocidad sub-Rayleigh y (b) velocidad trans-Rayleigh. [8]

Analizando las fórmulas determinadas en los apartados anteriores pueden desprenderse otras conclusiones particulares de la circulación trans-Rayleigh. La amplitud de las vibraciones generadas cuando  $v > c_R$  dependerá básicamente de tres factores. El primero es el más relevante y es el debido a la combinación en fase de las distintas ondas radiadas por cada traviesa. Éste dependerá principalmente del número efectivo de traviesas que se activen en la vía.

El segundo factor se debe a la dependencia de  $P(\omega)$  de la velocidad de circulación. Tal como se comentó, el aumento de la velocidad implica un aumento de las fuerzas transmitidas de la traviesa al terreno, como puede verse en la ecuación (6.11). Por último, el tercer factor se dará cuando se aumenta aún más la velocidad y nos acercamos

a la velocidad crítica de circulación ( $c_{min}$ ). Tal como ya se comentó al principio del capítulo, las máximas vibraciones se encontrarán al alcanzar esta velocidad, pero su efecto amplificador se ve muy afectado por el amortiguamiento, con lo que el aumento en el nivel de vibraciones será menos drástico que el apreciado al superarse  $c_R$ . Esto puede apreciarse mejor en la Figura 6.4, donde se comparan las velocidades de vibración teóricas generadas por el mismo vehículo (TGV de 5 vagones) en el rango de 0-50Hz para un mismo terreno, con la única diferencia de una velocidad crítica diferente. Como indicación, el hecho de asumir una velocidad crítica inusualmente grande equivale a ignorar las propiedades dinámicas de la vía explicadas en el apartado 6.2.



**Figura 6.4.** Velocidades de vibración medias en el rango 0-50 Hz para un mismo tren pero con valores de velocidad críticos distintos: curva V1a ( $c_{min}= 65$  m/s); curva V2a ( $c_{min}= 10000$  m/s). [8]

Tal como puede apreciarse, el efecto de ignorar las propiedades dinámicas de la vía cuando  $v < c_{min}$  es mínimo, así como también se mantiene el aumento drástico de velocidades de vibración al superar la velocidad de Rayleigh, pero una vez superada esta velocidad su contribución al nivel de vibraciones totales es claramente importante.

### 6.7.- Vibraciones experimentadas en el terreno según su estructura

Durante la explicación de las funciones de Green utilizadas para el cálculo de las vibraciones en el terreno se han explicado brevemente dos de las configuraciones más representativas, el semiespacio elástico homogéneo y el estratificado. En este apartado se pretenden ver las diferencias más representativas que se observan en el comportamiento de las vibraciones entre estas dos simplificaciones de la estructura del terreno, así como explicar de manera general las características de otras dos configuraciones: la circulación sobre terraplén y la circulación en túnel.

#### 6.7.1.- Diferencias entre terrenos homogéneos y estratificados

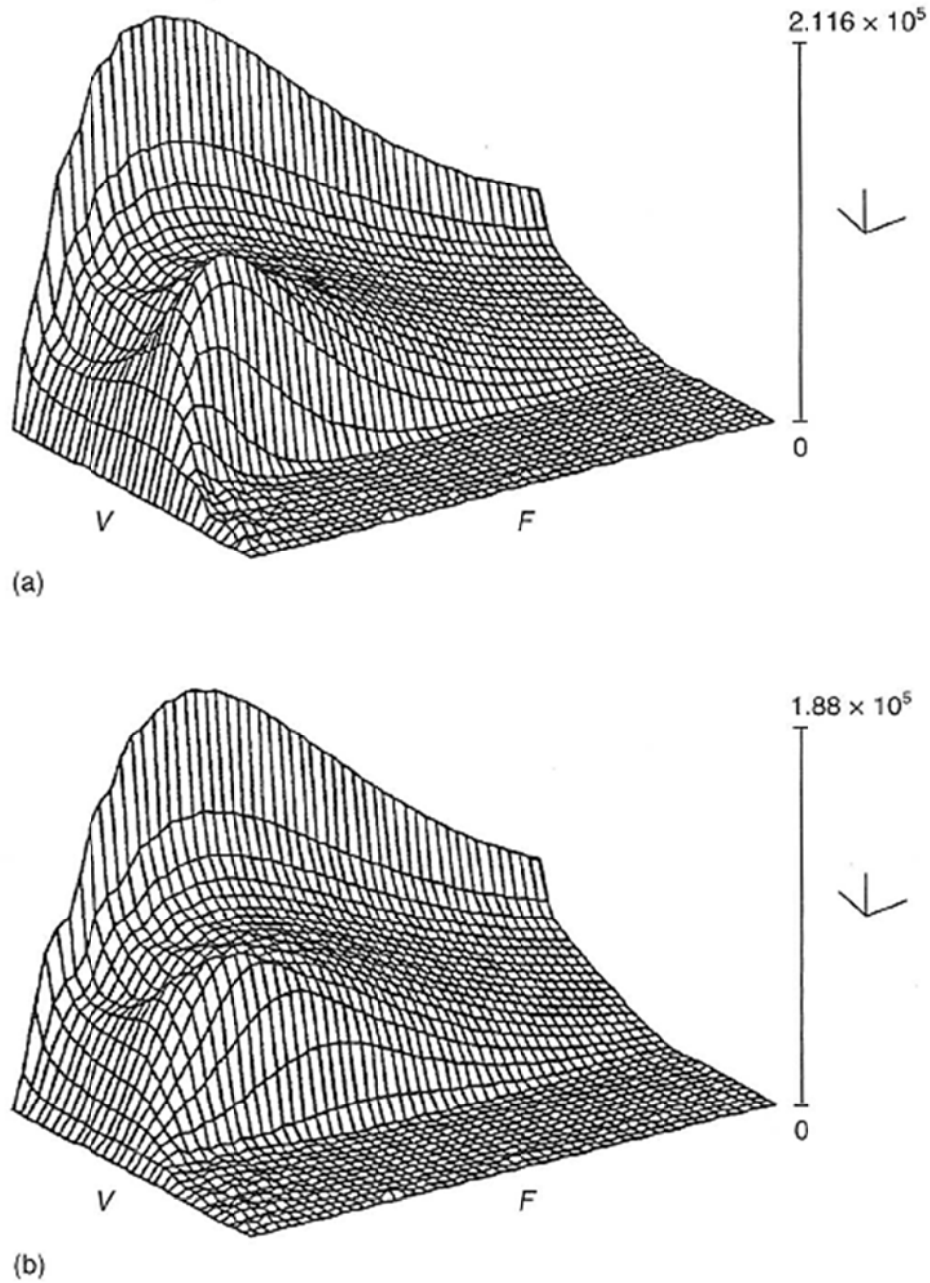
Para ver las diferencias entre considerar una estructura del terreno homogénea o estratificada se presentarán los resultados obtenidos al considerar el paso de un vehículo ferroviario a distintas velocidades por estas dos estructuras de terreno, con todos los parámetros iguales excepto por lo que respecta a la estructura del terreno. En este caso el terreno estratificado está representado por una configuración bicapa con las mismas características medias que el caso homogéneo, pero con un parámetro de dispersividad  $\alpha' = 10$  para el caso homogéneo y  $\alpha' = 0,1$  para el estratificado (indica el grado de dispersión de las ondas, función de la potencia de las capas y la relación entre sus módulos elásticos). Los resultados se muestran en la Figura 6.5 y la Figura 6.6.

Como puede verse en la Figura 6.5, en ambos tipos de estructuras de terreno se produce un gran aumento en el nivel de vibraciones en aproximadamente el mismo valor de velocidad (correspondiente al valor  $v \cong c_R$ ), que hace casi inapreciables las vibraciones a bajas velocidades. Pero a pesar de que la estructura general de las gráficas es similar, puede apreciarse como la estructura estratificada del terreno, al ser más dispersiva con respecto a las ondas, causa una disminución de los niveles de vibración en las bajas frecuencias.

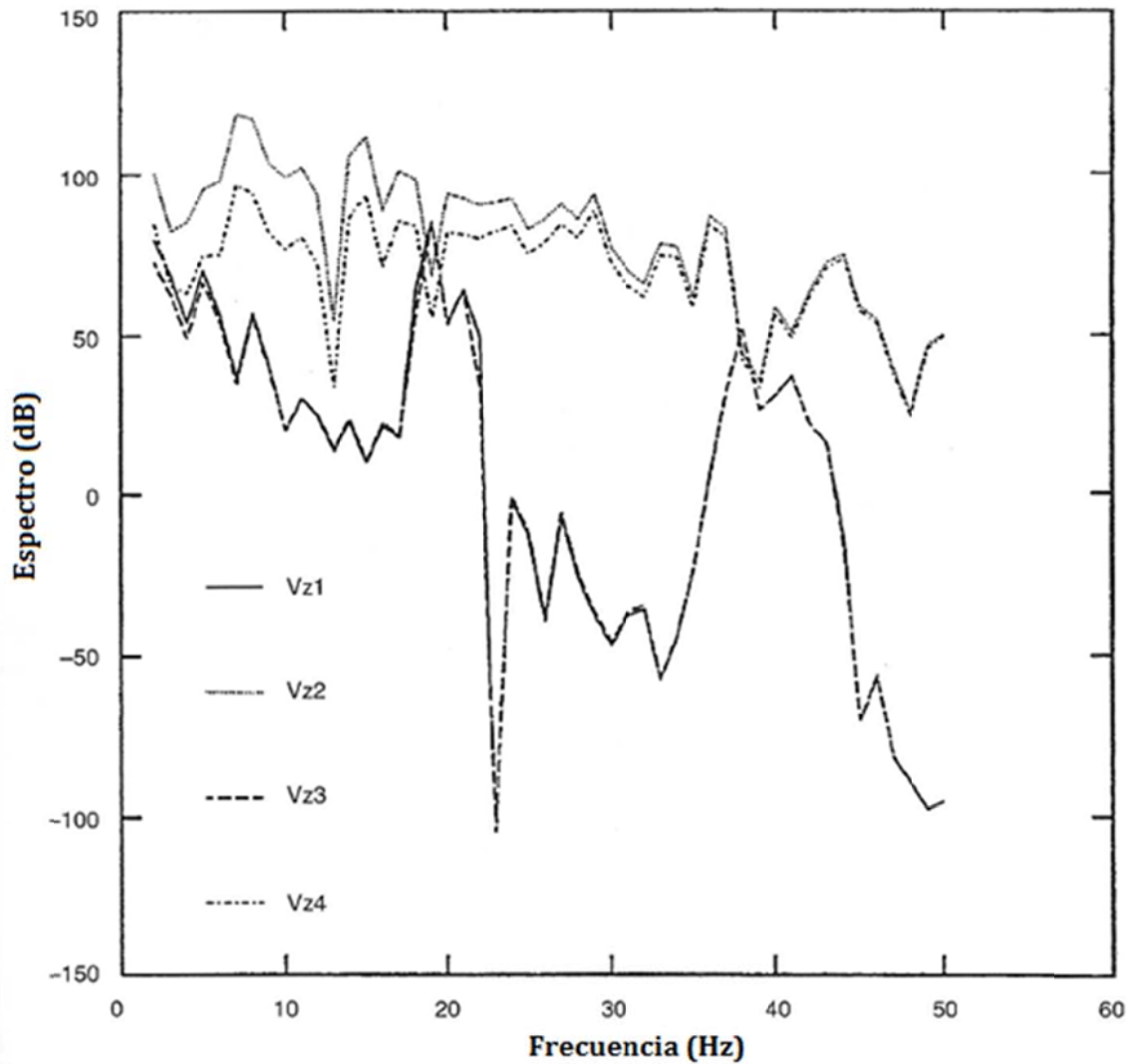
Por lo que respecta a la Figura 6.6, ésta muestra con mayor detalle el paso de un mismo tren por las dos configuraciones anteriores a dos velocidades distintas, los casos sub-Rayleigh y trans-Rayleigh. Como es lógico, en ambos terrenos la respuesta vibratoria en el caso trans-Rayleigh es claramente superior que a menores velocidades, pero se pueden apreciar otros detalles de interés en la gráfica.

Comparando los casos  $v \leq c_R$  entre sí, se ve que apenas hay diferencias de comportamiento, siendo prácticamente indistinguibles las respuestas vibratorias en ambos casos. La diferencia en la estructura del terreno se muestra claramente para las

altas velocidades; tal como ya se vio en la anterior gráfica, la estratificación del terreno implica generalmente una reducción de las vibraciones en las bajas frecuencias y, como generalmente las amplitudes de las componentes de las altas frecuencias son bajas, se traduce en una disminución apreciable del nivel de vibraciones total.



**Figura 6.5.** Espectro de velocidades de vibración en superficie para un tren circulando a velocidades comprendidas entre los 10 y los 320 m/s circulando sobre (a) semiespacio homogéneo y (b) semiespacio estratificado. [8]



**Figura 6.6.** Espectro de vibraciones en superficie (en dB) para un tren circulando a velocidades sub-Rayleigh y trans-Rayleigh sobre un semiespacio homogéneo (Vz1 y Vz2 respectivamente) y a las mismas velocidades sobre un semiespacio estratificado (Vz3 y Vz4 respectivamente). [8]

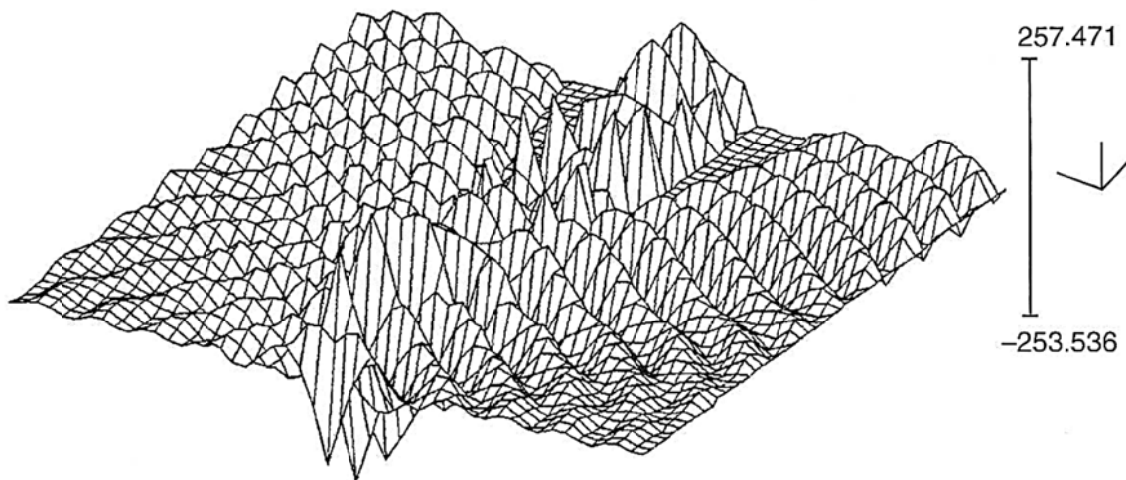
#### 6.7.2.- Trenes circulando sobre terraplén

Una situación interesante a analizar es ver cómo afecta la circulación del tren sobre un terraplén a las vibraciones totales generadas en el terreno, frente a los dos casos comentados anteriormente. Debido a los bajos ángulos de radiación de las ondas Rayleigh respecto a la vía, es de esperar que parte de la energía radiada quede retenida y se disipe en el propio terraplén, sin llegar a salir de éste. A continuación se analizará de manera breve, sin entrar en la formulación matemática del problema, si esta hipótesis puede o no producirse en la realidad.

La resolución del problema puede plantearse mediante el método general de cálculo explicado anteriormente, pero con una función de Green que represente adecuadamente las características del terraplén. Las principales diferencias con los casos ya comentados

son que el nuevo modelo tendrá que incluir las reflexiones internas producidas en la cara superior y laterales del terraplén para los puntos de observación en el interior de éste, así como incluir también la transmisión de ondas a través de las paredes laterales para puntos exteriores.

La Figura 6.7 muestra la distribución espacial de vibraciones en el terreno de un ejemplo resuelto de este problema. En concreto corresponde a los movimientos verticales causados por el paso de un único eje en la frecuencia  $f = 30\text{Hz}$  a una velocidad ligeramente superior a la de las ondas Rayleigh. Tal como puede verse, las ondas se propagan principalmente a través del terraplén, con un nivel de vibraciones considerablemente inferior fuera de éste. Esto implica dos fenómenos interesantes a comentar. Por un lado, la construcción de la vía en terraplén disminuirá las vibraciones en puntos alejados de la vía con respecto al caso sin éste; en cambio, las vibraciones sufridas en la propia vía, a causa del efecto de guiado de las ondas que caracteriza esta estructura, causará niveles aún mayores de vibración que los habituales. En conclusión, aunque puede solucionar problemas de vibración por ejemplo en edificios cercanos a la vía, en la propia vía pueden sufrirse efectos comparables a los de alcanzar la velocidad crítica de circulación antes de alcanzar valores cercanos a  $c_{min}$ , con los problemas que puede acarrear en la propia estructura ferroviaria.



**Figura 6.7.** Distribución espacial de los movimientos verticales generados al paso de un eje desplazándose a velocidad trans-Rayleigh sobre un terraplén. [8]

### 6.7.3.- Trenes circulando en túneles subterráneos

Ya por último se analizarán algunas de las diferencias de comportamiento que presenta la vibración del terreno resultante cuando el tren circula bajo tierra, en contraste con los casos habituales de circulación sobre ésta. Como en el apartado anterior, se dejará de lado la formulación de la función de Green del problema (bastante más complicada en



este caso por la geometría del problema y las ondas que afectan al nivel de vibraciones) y el análisis se centrará en las peculiaridades del problema en sí.

Para la circulación de trenes de alta velocidad en túneles, la contribución de las ondas Rayleigh al nivel de vibraciones total en el terreno es bastante menos destacada, con lo que las ondas S y P (de corte y longitudinales respectivamente) ganan relevancia. En concreto, dado que se cumple la relación  $c_R < c_t < c_l$ , serán las ondas transversales S, con habitualmente una velocidad de circulación sólo un 10% superior a las de Rayleigh, las que contribuirán con mayor importancia.

En los casos en que se alcance la velocidad de circulación  $c_t$ , de manera semejante al caso de circulación trans-Rayleigh en superficie, nos encontraremos con un fenómeno de superposición de ondas. Las ondas radiarán en forma de cono de Mach con ángulo  $\Theta_t = \arccos(c_t/v)$  relativo a la vía ( $\Theta_l = \arccos(c_l/v)$  si se llegase a  $v > c_l$ ), junto a las ondas de menor amplitud de Rayleigh radiadas en un cuasi-plano de ángulo  $\Theta$ , como en el caso superficial. Si se añade una estructura interna del terreno con estratos con alta velocidad de transmisión de las ondas S, se pueden alcanzar niveles de vibración del terreno molestos en superficie hasta a grandes distancias del túnel.

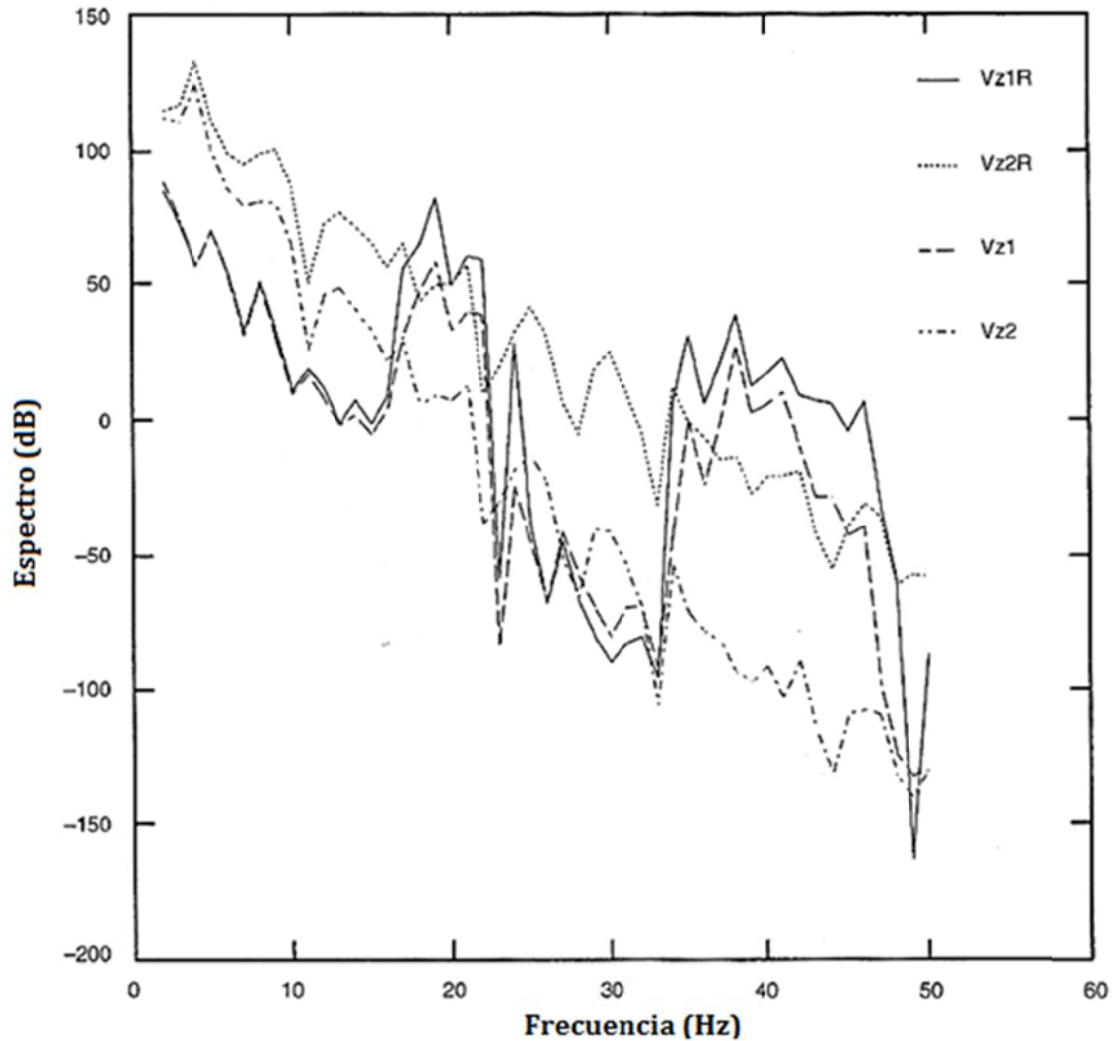
De similar manera al caso del estudio de vibraciones en el terreno para la circulación en superficie, se descompondrá el problema en una componente relativa las características del tren y de la vía, mientras que la otra consistirá en una función de Green describiendo el terreno. La diferencia radicarán en tener que extender la integración de la ecuación a la tercera dimensión, y no poder infravalorar la aportación de las ondas S y P; la fórmula general utilizada será pues:

$$v_z(x, y, \omega) = \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} \int_{-\infty}^{\infty} P(x', y', \omega) G_{zz}(r, \omega) dx' dy' dz' \quad (6.17)$$

donde  $r = [(x - x')^2 + (y - y')^2 + (z - z')^2]^{1/2}$  será la distancia del punto de generación de ondas al punto de observación.

Resolviendo el problema adecuadamente, se llega a la conclusión que, de igual manera que en el caso de trenes superficiales, el espectro de vibraciones del terreno es cuasi-discreto, con máximos en las frecuencias determinadas por la relación  $(\omega/v)(sd + qL) = 2\pi l$ , con  $s, q, l = 1, 2, 3, \dots$ . Tal como se había predicho, la mayor contribución a las vibraciones se produce a causa de las ondas de corte en el caso de velocidades sub-Rayleigh, mientras que para altas velocidades se encuentran dos máximos en los niveles de vibración, para ángulos de observación correspondientes a los valores de  $\Theta_t$  y  $\Theta_l$ , como era de esperar. En túneles superficiales la contribución de las ondas S es la más relevante, pero tal como se aumenta la profundidad del túnel las vibraciones pasan a ser más dependientes de la contribución de las ondas P.

Por último, en la Figura 6.8 se muestran las vibraciones causadas en un mismo terreno en función de su frecuencia para el paso de un mismo tren a velocidades  $v < c_R$  y  $v > c_t$ . Las curvas Vz1 y Vz2 corresponden a las vibraciones causadas a una distancia de 30 m causadas por un tren circulando en un túnel a 30 m de profundidad a ambas velocidades. Como comparativa, las curvas Vz1R y Vz2R corresponden a las mismas características excepto que el tren circula por superficie.



**Figura 6.8.** Espectro de vibraciones en el terreno (en dB) generados por un tren circulando en túnel a  $v < c_R$  y  $v > c_t$  (Vz1 y Vz2 respectivamente) y el mismo tren circulando en superficie (Vz1R y Vz2R). [8]

Tal como puede verse, tanto para la circulación en superficie como en túnel, se produce el esperado efecto del aumento del nivel de vibraciones, aunque en el caso de la circulación por túnel éste es bastante menos pronunciado, especialmente en el rango de las altas frecuencias. A pesar de estos resultados, hay que tener en cuenta que las simplificaciones realizadas para el cálculo de la función de Green de este problema pierden validez en las altas frecuencias, con lo que parte de esta información puede no ser del todo correcta. Lo que también puede apreciarse es que en general, para una misma velocidad, la respuesta vibratoria sigue una misma tendencia de mínimos y

máximos. Esto viene a validar que los máximos vibratorios vienen más determinados por las características físicas del tren y de la vía que no por si el tren circula o no por la superficie del terreno.

A lo largo de los últimos apartados se ha desarrollado una formulación teórica más o menos sencilla del problema de las vibraciones generadas en el terreno al paso de un vehículo ferroviario, así como presentado los resultados teóricos para distintos esquemas de configuración del terreno y comparado sus principales diferencias. A continuación se pretenderá validar esta formulación con los resultados obtenidos de una medición en un caso real. De esta manera se verán los puntos fuertes de esta teoría, así como los puntos a mejorar. Por último, se presentarán de manera breve otros estudios sobre el tema, explicando que puntos tratan de mejorar respecto a la formulación de Krylov explicada.

### **6.8.- Validación de la predicción numérica**

Seis meses antes de la inauguración de la línea de alta velocidad entre Bruselas y París, en diciembre de 1997, la compañía belga de ferrocarriles organizó una serie de tests de homologación de la línea durante el paso de un tren Thalys HST a velocidades comprendidas entre los 160 y los 330 km/h. Debido a la falta de datos prácticos en el mundo ferroviario, en especial en cuanto a la amplitud de las vibraciones causadas por éste, los científicos G. Degrande y Schillemans aprovecharon para tomar medidas de la vibración a distancias comprendidas entre los 4 m y los 72 m de distancia respecto al eje de la vía. Estas medidas se tomaron cerca de Ath, a unos 55 km al sur de Bruselas, donde el tren podía alcanzar su velocidad máxima. Se pretende comparar los datos reales de campo obtenidos en este ensayo con los resultados de aplicar el modelo analítico de Krylov, con el fin de validarlo.

Antes de mostrar los resultados de los ensayos, conviene explicar brevemente las características que lo definen. El tren que circulaba correspondía a un Thalys HST, consistente en 2 cabezas motoras y 8 vagones, con una longitud total de 200,18 m. Las cabezas motoras se soportan con 2 bogies y 4 ejes en total, mientras que los vagones comparten bogies entre sí, uno a cada lado (excepto los extremos, que tienen uno de los dos bogies propio, sin compartir con las locomotoras). Por lo que respecta a la vía, corresponde a carriles UIC60 sobre traviesas monoblock, apoyados sobre una capa de balasto. El resto de parámetros geométricos carecen de interés para analizar los resultados del ensayo.

Respecto al terreno, debido a falta de tiempo y dinero, sólo pudieron realizarse ensayos no intrusivos (método SASW) y a cierta distancia de la vía. A pesar de eso, se determinó que estaba formado por un estrato de 1,4 m de espesor y  $c_t = 80$  m/s, sobre otro estrato de 1,9 m de espesor y  $c_t = 133$  m/s, todo ello apoyado sobre un semiespacio de  $c_t = 226$  m/s. El terreno bajo la vía, estabilizado previamente a la construcción, no pudo ser analizado. Al suponer que este tratamiento le habría conferido mayor rigidez a

la capa blanda superficial que la mostrada en los ensayos, se decidió realizar los cálculos suponiendo una velocidad de transmisión de ondas S de 100 m/s para la capa superior.

Los resultados del ensayo se encuentran resumidos en la Figura 6.9 para las vibraciones a diferentes de la vía con respecto al tiempo y en la Figura 6.10 en su contenido en frecuencias para una velocidad de paso de 314 km/h, aproximadamente unos 87 m/s (ambas figuras se encuentran al final del capítulo, dado su tamaño). Hay que tener en cuenta que aunque la velocidad es cercana a la de Rayleigh no se llega a superar, con lo que las vibraciones no han alcanzado su valor máximo posible y muestran aún una dependencia débil con la velocidad de circulación. Puede apreciarse claramente el efecto del amortiguamiento de las vibraciones con la distancia; mientras que en distancias relativamente cercanas a la vía pueden detectarse los efectos de cada eje por individual, a cuatro metros de la vía ya sólo puede detectarse el efecto de los bogies, disminuyendo paulatinamente la intensidad de las vibraciones tal como nos alejamos del eje de la vía. Por lo que respecta al contenido en frecuencias, la respuesta es cuasi-discreta, como ya se había predicho, con máximos en las frecuencias de paso de los bogies (4,66 Hz) y de las traviesas (145,37 Hz). Al alejarse del eje de la vía, las componentes de alta frecuencia se van disipando, a causa de la radiación y del amortiguamiento del terreno.

Por lo que respecta al modelo analítico de Krylov, se muestran los resultados obtenidos para el mismo problema en la Figura 6.11 y en la Figura 6.12 (se encuentran al final del capítulo). A 4 metros de distancia, al igual que en los resultados reales, se pueden distinguir los picos producidos al paso de los bogies, pero no de los ejes individuales del tren. Los valores máximos de vibración (PPV) tienen el mismo orden de magnitud, pero en cambio el contenido en frecuencias presenta diferencias. En ambos casos se presenta un comportamiento cuasi-discreto, con un máximo correspondiente a la frecuencia de paso de bogies (4,66 Hz), pero el modelo subestima su efecto. Asimismo sobreestima el efecto de las traviesas en las altas frecuencias. Estos dos errores pueden ser explicados por las carencias del propio modelo. Por un lado, el modelo incluye sólo efectos cuasi-estáticos y de paso sobre las traviesas, pero no otras fuentes extras de excitación, como irregularidades en la propia vía o en la rueda. También sobreestima el efecto de las traviesas, al considerar que transmiten las fuerzas en un único punto de contacto, simplificación no válida para todas las frecuencias de onda. Por último, la propia estructura del terreno puede inducir a fallos en el modelo, al no poderse determinar adecuadamente sus características.

Comparando a más distancia de la vía, a 16 metros, nos encontramos con las mismas virtudes y deficiencias en el modelo. Mientras que el PPV se determina de manera suficientemente satisfactoria, el contenido en frecuencia no se adapta correctamente a la realidad. Las bajas frecuencias se encuentran claramente subestimadas mientras que vuelve a sobreestimarse la contribución del paso sobre las traviesas. Degrande indica que esto también puede estar producido porque se subestimó el efecto del

amortiguamiento en las capas superiores, mientras que se sobreestimó en las capas inferiores, con lo que también afectaría en parte a las divergencias entre el modelo real y el predicho. Tal como indica el autor del ensayo, esto no viene sino a reforzar la importancia de una buena campaña de reconocimiento para poder predecir adecuadamente las vibraciones en el terreno.

Para el resto de distancias se produce en general el mismo esquema. Mientras que los niveles totales de vibración predichos se ajustan suficientemente a la realidad, su contenido en frecuencias no acaba de ser correcto, subestimando las bajas frecuencias y sobreestimando las altas, aunque reflejando adecuadamente las contribuciones más importantes a estos máximos de frecuencias. Por lo tanto este modelo, a pesar de su sencillez, servirá adecuadamente para interpretar de manera aproximada los máximos niveles de vibración causados al paso de un tren, aunque para resultados más concretos será mejor utilizar modelos que permitan geometrías más complicadas o incluyan otros efectos de excitación.

A continuación se mostrarán de manera resumida algunos estudios que presentan modelos más complejos que intentan paliar algunas de estas deficiencias.

### **6.9.- Otros modelos**

Los primeros modelos para predecir las vibraciones ocasionadas por el tráfico ferroviario surgieron a mediados de los años setenta, aunque consistían en modelos sencillos que trataban al tren bien como una carga puntual, bien como una línea de cargas. Con la aparición de las líneas de alta velocidad surgió otra vez el interés sobre el tema, dando lugar a diversos modelos analíticos, semi-analíticos y numéricos con el fin de predecir el nivel de vibraciones inducido en el terreno. Una de las mayores contribuciones en la caracterización de la fuente de la vibración partiría de los estudios de Krylov, resumidos en los pasados apartados. Presenta un modelo analítico en que considera una carga cuasi-estática que se transmite al terreno (modelado mediante funciones de Green, considerando sólo la contribución de las ondas Rayleigh) a partir del rail y las traviesas. Asimismo, considera la deflexión del rail, representado como una viga de Euler-Bernoulli que flexa al paso del tren, circulando a velocidad constante. Tal como ya se ha comentado, este modelo permite calcular de manera aproximada las vibraciones totales en el terreno, pero no permite un modelado adecuado del terreno ni tiene en cuenta fuentes importantes de generación de vibraciones (especialmente a bajas velocidades) como las irregularidades de la rueda y rail.

Autores posteriores, como Dieterman, Metrikine y Popp extendieron el modelo de Krylov, desarrollando un modelo que permite considerar la interacción entre la vía y el terreno. Consideran la vía como una viga elástica sobre un semiespacio elástico e imponen compatibilidad de desplazamientos en la línea media de la viga con que la vía es modelada. Sobre estos trabajos se concluyó posteriormente que las hipótesis con las

que trabajaban sólo eran válidas a velocidades modeladas, además de seguir teniendo parte de las deficiencias del modelo original de Krylov.

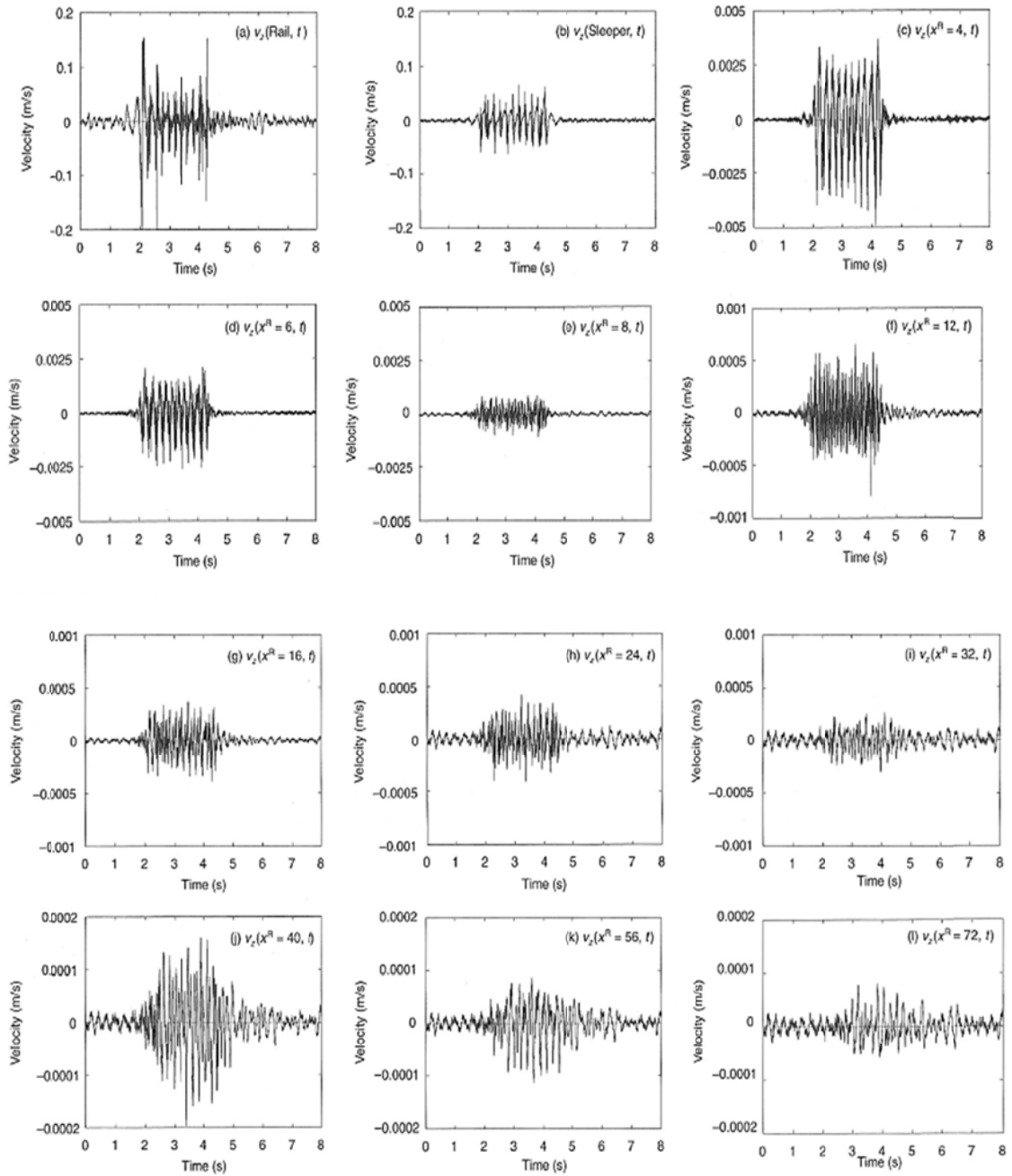
Posteriormente autores como Jones y Sheng desarrollaron modelos en que se representaba la vía como una serie de elementos viga y muelle, acoplados a un modelo que representa el comportamiento dinámico del terreno estratificado. Separan ya las vibraciones inducidas por el tren en dos partes: una carga cuasi-estática (como en el modelo de Krylov) y una segunda que tenga en cuenta las irregularidades del rail y las ruedas. Además con estos estudios concluyeron que a bajas velocidades los efectos de las irregularidades son tan importantes como los de la carga cuasi-estática, mientras que estas pierden importancia tal como nos acercamos a la velocidad de transmisión de ondas en el terreno; es por este motivo por el que el modelo analítico de Krylov, a pesar de su relativa sencillez, es capaz de determinar de manera adecuada el incremento del nivel de vibraciones producido al alcanzar  $c_R$ .

Takemiya propuso también un modelo considerando que la generación de vibraciones a causa del tráfico ferroviario podía ser representado por dos componentes: la carga cuasi-estática y un modelo que tenga en cuenta las irregularidades. Es un modelo formulado en el dominio de las frecuencias y que permite representar topografías irregulares mediante una formulación en el dominio 2.5D del método de los elementos finitos, permitiendo predecir con acierto las vibraciones causadas al paso de los trenes Shinkansen. Asimismo, propone posibles medios con los que mitigar el nivel de las vibraciones, los denominados WIB's (Wave-Impeding Barriers). Estos consistirían en columnas de suelo endurecido insertadas en el terreno, formando una "barrera" en una configuración en forma de X. Teóricamente estas barreras impedirían la transmisión de las ondas, reduciendo no sólo el nivel de las vibraciones lejos de la vía sino también en la propia estructura ferroviaria.

Otros autores que cabe mencionar por sus estudios en este campo son Degrande y sus colaboradores (ya mencionados anteriormente en esta tesina por sus estudios en la línea de alta velocidad belga), Lombaert, Karlström o Knothe y Wu. Por último merece la pena mencionar una contribución española en este campo, la de Pedro Galvín Barrera y su tesis *Análisis numérico y experimental de las vibraciones ocasionadas por el paso de trenes de alta velocidad en el suelo y estructuras cercanas a la vía*. En ella Galvín desarrolla un modelo para predecir el nivel de las vibraciones ocasionadas en el terreno y estructuras cercanas a la vía por el paso de trenes de alta velocidad. Para ello parte del modelo analítico de Krylov para representar la carga transmitida por el tren al suelo a través de las traviesas, extendiéndolo a una formulación tridimensional mediante el método de los elementos de contorno en el dominio del tiempo para el estudio de la transmisión de las ondas en el terreno. Para representar estructuras cercanas a la vía utiliza el método de los elementos finitos, uniendo todo en un único modelo que caracterice correctamente la interacción dinámica suelo-estructura. Con ello logra un modelo que permite representar geometrías complejas del terreno y comportamientos no lineales de las estructuras de manera satisfactoria. A lo largo de la tesis desarrolla su

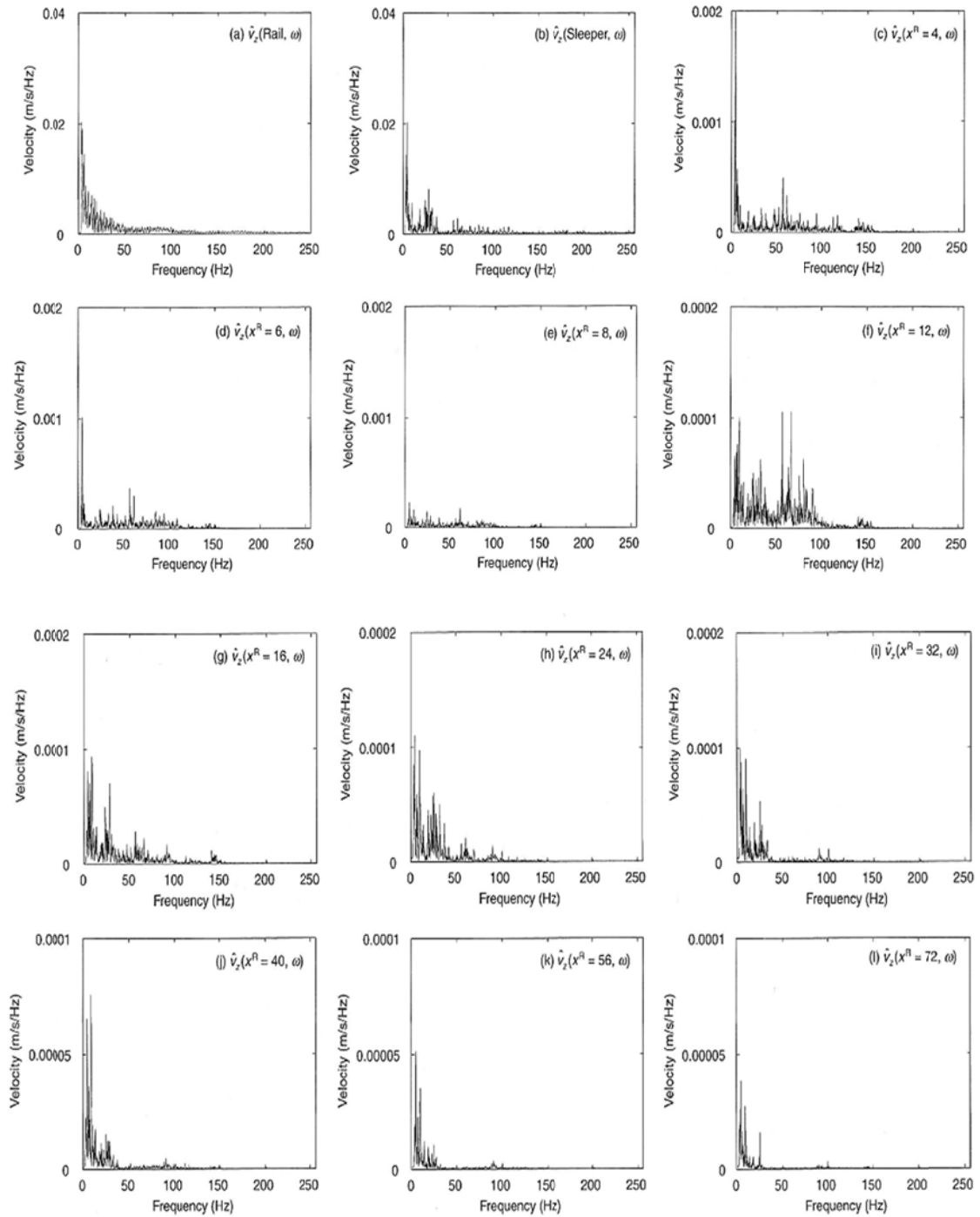
modelo y lo valida con los ensayos realizados en la línea belga por Degrande y con los ensayos de homologación de la línea de alta velocidad española entre Córdoba y Málaga. Como limitaciones de este modelo cabe destacar que no tiene en cuenta la interacción vehículo-vía ni las irregularidades rueda-carril.

Tras ver cómo se desarrolla la teoría de la generación de vibraciones en el terreno al paso de trenes de alta velocidad se analizará el caso práctico de los ensayos en Ledsgård. Con el siguiente capítulo se pretende no sólo poder observar los datos de vibraciones de un tren circulando a velocidad trans-Rayleigh, sino también ver las dificultades que se plantean al analizar el problema en el campo y cómo interpretar los datos obtenidos.

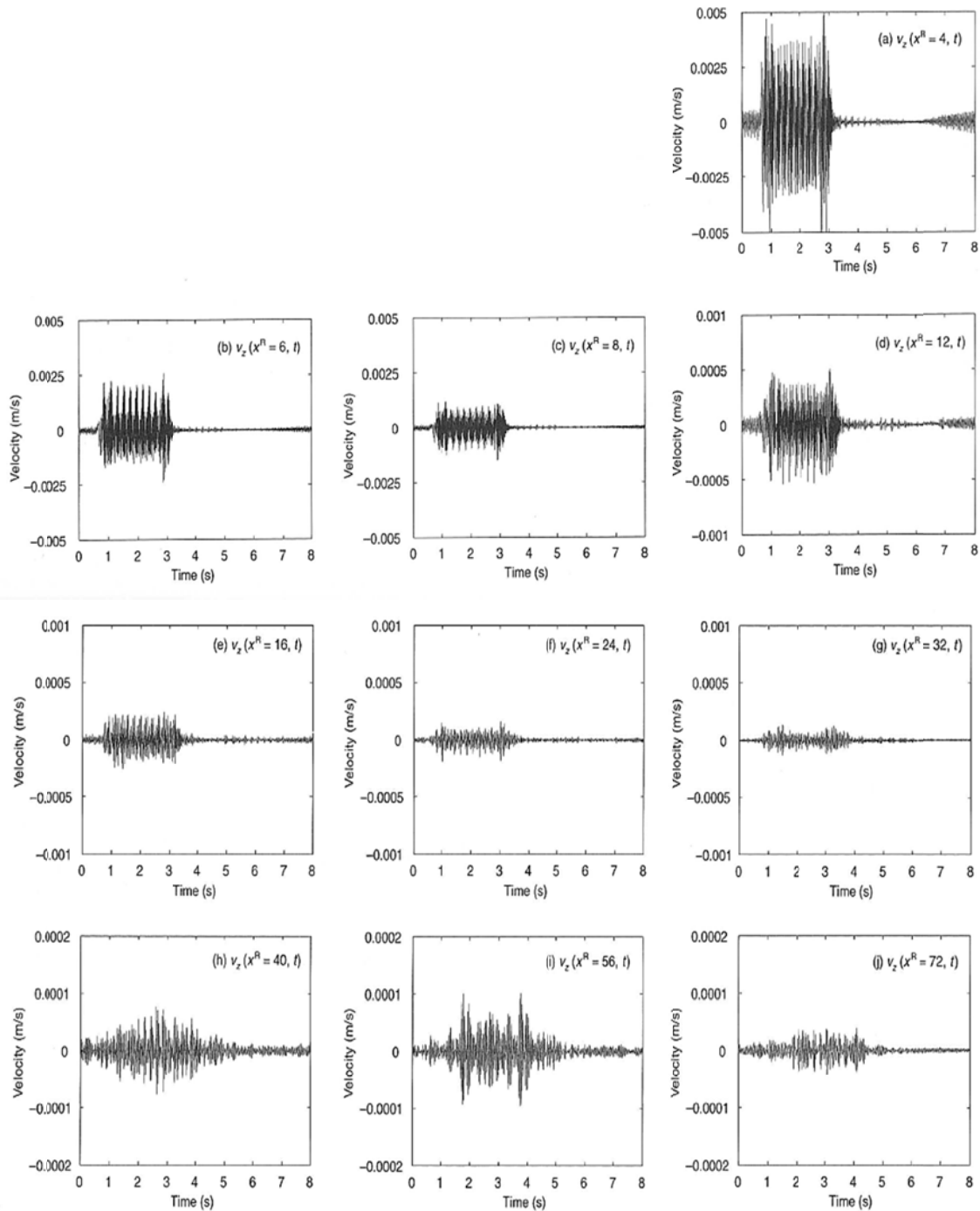


**Figura 6.9.** Velocidad vertical registrada en la vía y proximidades al paso de un tren Thalys HST circulando a  $v = 314$  km/h. [8]

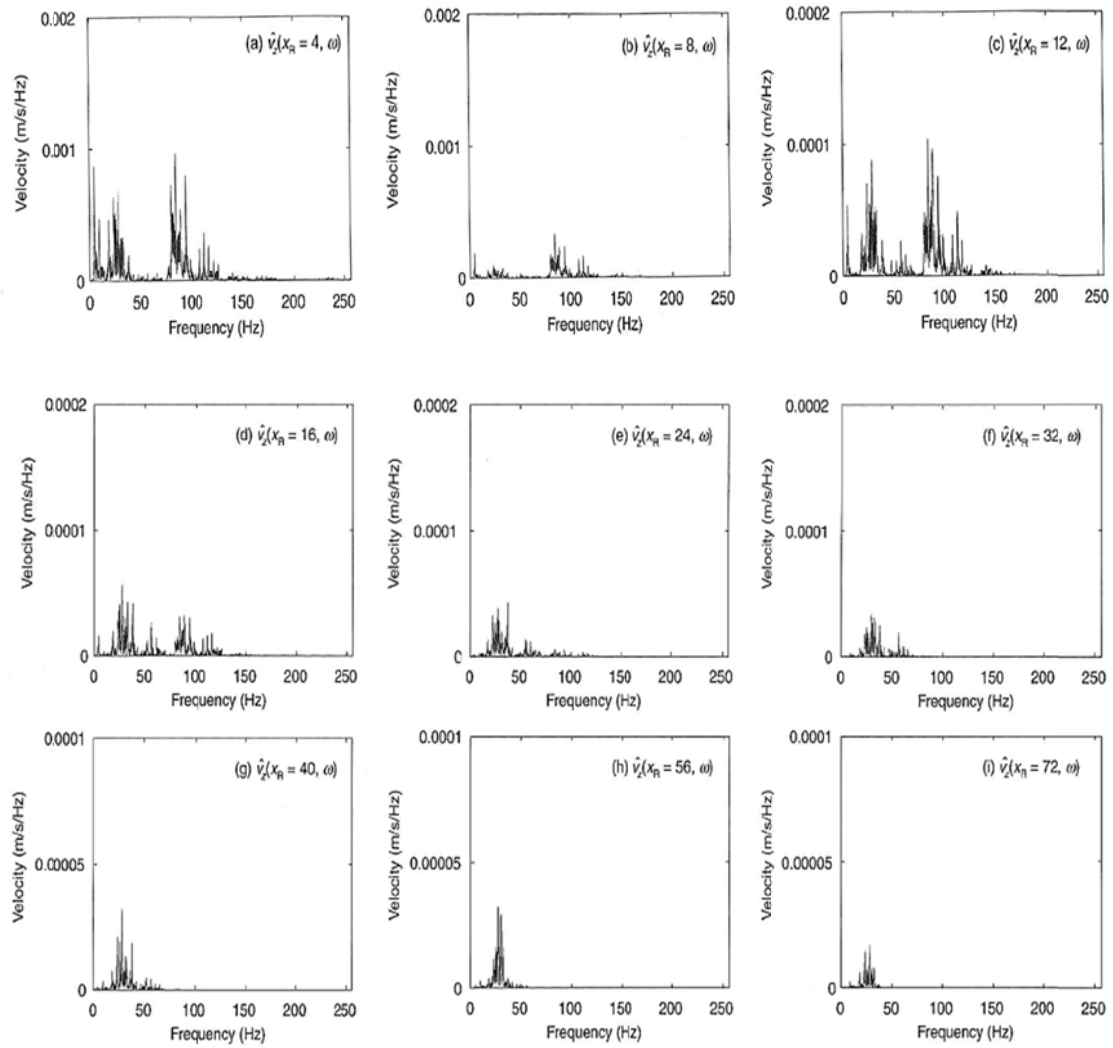




**Figura 6.10.** Contenido en frecuencias de la velocidad vertical registrada en la vía y proximidades al paso de un tren Thalys HST circulando a  $v = 314$  km/h. [8]



**Figura 6.11.** Velocidad vertical calculada en la vía y proximidades al paso de un tren Thalys HST circulando a  $v = 314$  km/h. [8]



**Figura 6.12.** Contenido en frecuencias de la velocidad vertical calculada en la vía y proximidades al paso de un tren Thalys HST circulando a  $v = 314$  km/h. [8]

## **7.- Trenes de alta velocidad en suelos blandos: análisis del caso sucedido en Ledsgård**

### **7.1.- Introducción**

Este capítulo trata sobre los fenómenos y problemas que nos encontramos cuando la velocidad del tren se acerca a un aparente valor crítico determinado por la velocidad de propagación de las ondas en el suelo y en el terraplén. En lugares con suelos blandos tales como arcilla o turba, estas velocidades pueden ser tan bajas como 40 o 50 m/s (144 a 180 km/h).

Para el estudio de este fenómeno se analizará un problema concreto sucedido en Suecia, donde se produjeron problemas debido a esta causa, con el consecuente estudio y diseño de soluciones, que se resumirán en este capítulo.

### **7.2.- Estudio del caso**

#### 7.2.1.- Antecedentes

En 1997 se puso en circulación un tren de pasajeros de alta velocidad sobre una vía ya existente que discurría por la costa suroeste del país. Esta línea circula en diversas partes de su recorrido sobre arcillas blandas. Se observó que, cuando el tren circulaba en estas regiones a velocidades cercanas a los 200 km/h, se producían graves vibraciones en la vía. Se temía que esto pudiese causar el descarrile del tren, un fallo del terreno o bien una excesiva pérdida de calidad en el conjunto del emparrillado-terraplén. Además, las excesivas vibraciones causaban el movimiento de los soportes de la catenaria, causando inestabilidades en el suministro eléctrico al ferrocarril. Como solución temporal a estos problemas se optó por obligar a circular a una menor velocidad en estas zonas.

Con el fin de determinar las causas de este fenómeno y hallar posibles soluciones se inició un extenso programa de investigación a cargo de la Banverket (Administración Sueca de Ferrocarril), cuyos aspectos más relevantes se muestran a continuación.

#### 7.2.2.- Características de la investigación

Con el fin de analizar el fenómeno era necesario medir adecuadamente la respuesta de la vía y el terreno mediante ensayos instrumentados en una de las zonas más afectadas por este problema. Para ello se escogieron las cercanías de Ledsgård, a unos 24 km al sur de la ciudad de Gothenburg.

Las características del lugar son las siguientes: el suelo está formado por una capa superficial de unos 1,5 m de arcilla erosionada sobre unos 3 m de arcilla orgánica

## 7.- Trenes de alta velocidad en suelos blandos: análisis del caso sucedido en Ledsgård

blanda. Bajo estas capas encontramos un estrato muy grueso formado por depósitos de arcilla de origen marino que presenta mayor rigidez cuanto mayor profundidad, hasta unos 70 m de profundidad donde encontramos el lecho de roca. El nivel freático se haya muy próximo a superficie.

Por lo que respecta al terraplén, se caracteriza por una plataforma de arena con 1,4 m de espesor y una capa de 0,8 m de balasto sobre esta. Los raíles son de tipo UIC60 apoyados sobre traviesas de hormigón separadas 0,67 m entre sí. La vía de estudio se encuentra por lo tanto aproximadamente un metro sobre el terreno circundante. En la zona hayamos 3 vías paralelas, siendo la escogida para el estudio la situada más hacia el oeste.

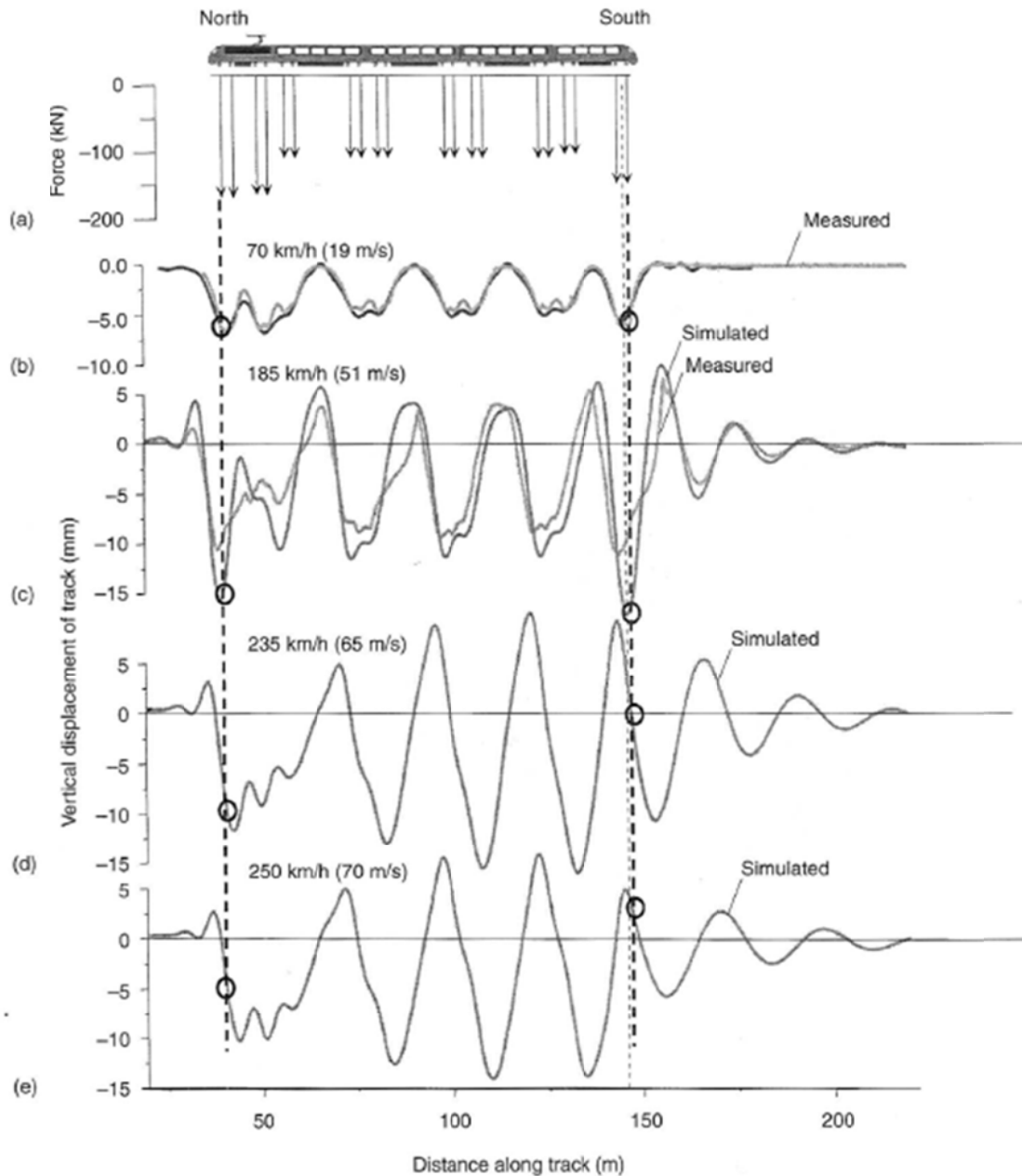
Para el experimento se usó un tren sueco de alta velocidad basculante X-2000, formado por una locomotora y 4 vagones de pasajeros. El último vagón iba equipado con una cabina para el piloto. Las cargas por eje variaban entre los 120 y 180 kN. La frecuencia fundamental de vibración del conjunto coche-suspensión primaria es aproximadamente de 1 Hz, y la frecuencia natural del movimiento oscilatorio es de 0,5 Hz.

Se hicieron un total de 20 ensayos circulando a velocidades comprendidas entre los 10 y los 202 km/h. Se fue alternando la dirección de circulación de los trenes, pero la locomotora siempre se situaba en el lado norte. Por último también se midió la reacción estática, con el tren parado sobre el terreno.

### 7.2.3.- Observaciones

La observación de los datos registrados el Ledsgård reveló que el parámetro que mejor describía la evolución del fenómeno tal como se aumentaba la velocidad correspondía al movimiento vertical de la vía y el terraplén. En la Figura 7.1 se pueden ver algunos de los registros medidos en el experimento, así como la geometría y distribución de cargas del problema. Con el fin de poder comparar resultados, se ha transformado el eje original en función del tiempo a uno común de distancia ponderándolo con la velocidad de circulación. De esta manera se pueden comparar directamente también los desplazamientos con la carga en el eje que las genera.

El primer resultado que puede observarse es que hasta velocidades de 70 km/h los desplazamientos no varían y coinciden con los observados en la situación estática. La curva de desplazamientos es virtualmente idéntica y sigue al tren en movimiento, sin apreciarse cambios significativos tanto en forma como en amplitud de la respuesta. Los desplazamientos además sólo son descendentes y se pueden correlacionar bien con las cargas anteriormente mostradas, con una distribución prácticamente simétrica, siendo las pequeñas diferencias causadas por la propia falta de simetría total de las cargas. El desplazamiento aproximado en el centro del tren es de unos 4,5 mm, valor bastante elevado, pero que se corresponde con la poca resistencia del terreno sobre el que circula.



**Figura 7.1.** Desplazamiento vertical de la vía medido y simulado para el rango de velocidades desde 70 km/h a 250 km/h. [8]

La longitud de onda predominante corresponde al espaciamento entre los bogies del tren, siendo por lo tanto las frecuencias correspondientes proporcionales a la velocidad de circulación del tren. La conclusión es que hasta dicha velocidad la curva de desplazamientos puede considerarse como perteneciente al campo de deformaciones cuasi-estáticas, donde el terreno está en equilibrio estático con las cargas aplicadas y las deformaciones se desplazan al mismo ritmo que avanza el tren.

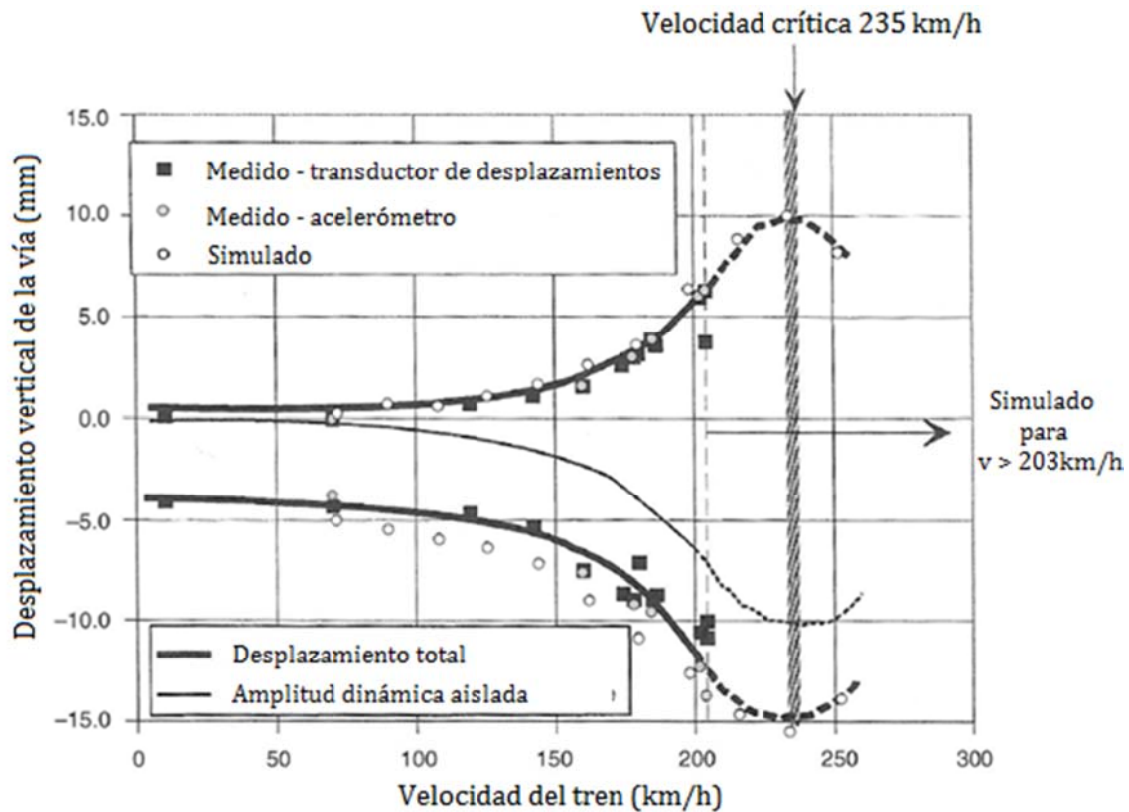
Tal como se aumenta la velocidad de circulación con valores superiores a 70 km/h se empiezan a apreciar cambios en la curva de desplazamientos, mayores conforme aumentamos la velocidad, como puede apreciarse en la Figura 7.1 (c). Tal como puede

## 7.- Trenes de alta velocidad en suelos blandos: análisis del caso sucedido en Ledsgård

verse las deformaciones no sólo aumentan considerablemente respecto al caso anterior, sino que también encontramos deformaciones ascendentes, con valores cercanos a los 20 mm de diferencia entre picos, 4 veces más que lo registrado a bajas velocidades. También empieza a perderse la simetría respecto a la dirección de movimiento del tren. Los desplazamientos bajo la parte frontal del tren son más abruptos, aumentan al acercarnos a la parte posterior de éste y aparece una serie de oscilaciones tras el paso del convoy. Se comprobó que estas oscilaciones tenían una frecuencia de oscilación independiente de la velocidad del tren, con un valor de 2,7 Hz en este caso concreto, mientras que su velocidad de fase coincidía con la velocidad de éste. Asimismo, estas oscilaciones tras el tren presentaban un decrecimiento logarítmico, correspondiente a un amortiguamiento entre un 20% y 30%. En general la curva de desplazamientos se vio que se movía a la misma velocidad que el tren, y por lo tanto era estacionaria vista desde éste.

De la interpretación de los datos recogidos se dedujo que la curva de desplazamientos para altas velocidades se podía descomponer en dos partes: una componente cuasi-estática y una dinámica. La componente cuasi-estática corresponde al campo de deformaciones que iguala la carga estática del tren, y por lo tanto corresponde a la observada hasta velocidades inferiores a los 70 km/h; no varía observándolo en una escala de longitud. Por lo que respecta a la componente dinámica puede ser interpretada como el campo de deformaciones/tensiones provocado por las ondas, principalmente de tipo Rayleigh, tal como se desplazan a lo largo de la vía y el conjunto del terraplén y el suelo. Al ser un fenómeno correspondiente a la propagación de ondas, el terreno estará en equilibrio dinámico sin una contribución directa de las cargas aplicadas por el tren. Al separar en dos componentes los desplazamientos se pudo comprobar que la respuesta dinámica era en general simétrica respecto a los desplazamientos ascendentes y descendentes, como correspondería a la propagación de ondas en el terreno. Las oscilaciones tienden a ir aumentando desde el inicio del tren hasta llegar a un máximo en la parte posterior de éste, para después irse disipando.

En la Figura 7.2 puede verse representado el desplazamiento ascendente y descendente respecto a la velocidad de circulación, así como el desplazamiento correspondiente a la componente dinámica aislada. Puede apreciarse claramente el cambio de comportamiento con velocidades superiores a los 70 km/h, así como el aumento de los desplazamientos conforme se aumenta la velocidad. Con el fin de poder interpretar mejor el problema se realizaron simulaciones numéricas, explicadas posteriormente, para poder representar resultados a velocidades mayores que las obtenidas en los experimentos. De estas simulaciones se dedujo que las deformaciones continuarían aumentando hasta los 235 km/h, punto a partir del cual la amplitud máxima volvería a descender para este caso concreto. Tal como puede verse en la Figura 7.2 esta velocidad corresponde al máximo de respuesta dinámica, denominado comúnmente como velocidad crítica, fenómeno ya explicado en el capítulo anterior.



**Figura 7.2.** Desplazamiento máximo vertical de la en función de la velocidad. [8]

Mirando los resultados de la simulación en la Figura 7.1 (b) – (e) puede verse que a bajas velocidades los desplazamientos se sitúan bajo las cargas del tren, pero tal como nos aproximamos a la velocidad crítica las cargas tienden a estar situadas en el punto de inflexión entre deformaciones ascendentes y descendientes. Al llegar a la velocidad crítica las cargas y deformaciones están desplazadas unos  $90^\circ$  de fase entre sí, con lo que el tren circula permanentemente en una “pendiente” ascendente en la vía causada por las deformaciones. Esto causa la aparición de una componente de fuerza horizontal que se añade a la resistencia al avance del tren, transfiriendo energía del tren a la de las ondas que se propagan con él. Para velocidades aún mayores, el desplazamiento entre fases continúa aumentando, con lo que se disminuye este efecto. La causa de este comportamiento fue atribuida a la componente dinámica del desplazamiento; mientras que la parte correspondiente al comportamiento bajo el tren es independiente de la velocidad, controlada por el espaciado entre bogies, la parte de la respuesta correspondiente al tren de oscilaciones tras la parte posterior de éste sí que lo es. En los datos tomados observaron que tal como se aumenta la velocidad esta última empieza a ganar mayor relevancia y a avanzar su efecto desde la parte posterior del tren hacia delante. La interacción del desplazamiento cuasi-estático con esta componente de desplazamiento dinámico es la que causa que poco a poco las cargas y desplazamientos se desalineen.

Por último, por lo que respecta a los desplazamientos medidos en la superficie del terreno a cierta distancia de las vías, no se correlacionaban directamente con los



## 7.- Trenes de alta velocidad en suelos blandos: análisis del caso sucedido en Ledsgård

medidos en la propia vía. Los resultados muestran que estos aumentan incluso en rangos de velocidades inferiores a los 70 km/h, pero las frecuencias dominantes de las vibraciones permanecen bastante constantes, independientemente de la velocidad del tren. Tal como se acerca el tren al punto de medición la respuesta aumenta, disminuyendo otra vez tras el paso de este. A altas velocidades de circulación, cercanas a la velocidad crítica, los desplazamientos medidos se correlacionan mejor con los resultados en la propia vía. Para estas velocidades también se observan vibraciones previas al paso del tren, pero el punto de vibración máxima se corresponde con la llegada del frente de ondas al paso del tren, pudiéndose apreciar algo semejante a un cono de Mach. La amplitud de las vibraciones es mayor cuanto mayor es la velocidad tal como cabría esperar, a la vez que su decaimiento es menor que cuando se circula a menor velocidad.

### 7.3.- Mediciones

Para el estudio del fenómeno de las vibraciones producidas por el paso de trenes a alta velocidad son necesarios ensayos de campo con la instrumentación adecuada. No sólo sirven para comprender el problema físico y adaptarlo al caso concreto, sino también para validar los modelos matemáticos que intentan explicar el problema. Como ejemplo de un caso de instrumentación se analizará el realizado en Ledsgård, indicando no sólo la instrumentación utilizada sino también las limitaciones que podemos encontrarnos al realizar estos ensayos.

Durante los ensayos en Ledsgård se realizaron las siguientes mediciones:

- Movimientos verticales en la vía y deflexión correspondiente del terreno: para ello se colocaron sensores enganchados a las traviesas en cuatro puntos distintos de la vía.
- Movimiento vertical del rail: comparación de su posición mediante una referencia fija usando una videocámara.
- Aceleración en el terreno: mediante un sensor situado bajo el centro de la vía anclado al terreno.
- Aceleración y velocidad del terraplén: medidas mediante un acelerómetro y un geófono en el balasto y un geófono en una traviesa.
- Presión de poro: medida con sensores situados a tres alturas diferentes bajo el centro de la vía
- Velocidad del suelo alejado de la vía: mediante 10 geófonos situados en la superficie y bajo el terreno a distintas distancias de la vía.

- Velocidad del tren: medida por el propio conductor en cabina.

Tal como se ha comentado al inicio del capítulo, la interpretación de los registros llevó a la conclusión que el parámetro más importante de los medidos era el movimiento vertical del conjunto vía-terraplén. Con esto en mente, al estudiar este fenómeno debería prestarse especial atención a la correcta medición de estos parámetros. La instrumentación debe ser la adecuada para medir con precisión las bajas frecuencias, así como no sólo dar correctamente los valores absolutos de movimientos verticales, sino que puedan distinguir adecuadamente los movimientos hacia arriba del terreno de las depresiones de éste. Con ello podremos ser capaces de separar adecuadamente los movimientos correspondientes a la componente cuasi-estática de los dinámicos.

En el caso de Lesgård se usaron cuatro sensores eléctricos resistivos situados en las traviesas y comparados con varillas ancladas firmemente al terreno, asegurándose que la propia fricción con el terreno circundante no distorsionase los resultados. Como medida adicional se instaló una cámara que comparaba la posición del rail con una referencia fija mediante el procesado automático digital de las imágenes. El equipo era de suficiente calidad como para registrar muy bajas frecuencias y la colocación de los diversos sensores en principio aseguraba poder determinar adecuadamente la reacción de las diversas capas del terreno, así como la velocidad de propagación de las curvas de desplazamientos en el terraplén.

Por lo que respecta a los datos del acelerómetro, al realizar la doble integración de la señal para calcular los desplazamientos, aunque se consiguió determinar con bastante precisión el desplazamiento absoluto, los sensores no tenían la suficiente resolución a bajas frecuencias como para separar adecuadamente los movimientos ascendentes de los descendentes. Es más, pudo verse que la utilización de geófonos, con frecuencias naturales de 2,0 a 4,5 Hz, ni siquiera capturaban adecuadamente los movimientos absolutos del terreno.

La conclusión a la que se llegó es que, para el estudio adecuado del problema de la velocidad crítica en los trenes, el sistema debe ser capaz de medir adecuadamente los desplazamientos del terreno tanto ascendentes como descendentes. Es por ello que recomiendan el uso de como mínimo un sensor comparado con una referencia fija, ayudado por acelerómetros capaces de detectar bajas frecuencias en distintas posiciones de la vía. El problema de esta configuración es que el equipo es caro de instalar, especialmente en terrenos blandos por su mayor problema de vibraciones, además de interferir el tráfico ferroviario con su instalación. Por lo que respecta a las vibraciones alejadas de la vía, la medición únicamente con acelerómetros es suficiente, e incluso el uso de geófonos puede ser el adecuado si únicamente nos interesan las vibraciones que pueden causar molestias a la gente, donde no es necesaria tanta precisión.

La medida de la presión de poro puede ser interesante para estudiar la degradación del suelo por los esfuerzos dinámicos, reflejado como un aumento de ésta. En el caso de

## 7.- Trenes de alta velocidad en suelos blandos: análisis del caso sucedido en Ledsgård

Ledsgård este parámetro no aportó información relevante, pero se aprovechó para comprobar si se podía capturar las fluctuaciones de esta presión dinámicamente durante la realización de los ensayos. El resultado fue negativo; la suposición hecha es que el propio sensor de medida de la presión de poro era sensible a las aceleraciones del terreno, dando resultados falsos. En caso de ser necesario ver la respuesta dinámica del terreno, también se comenta que puede ser interesante estudiar la compactación de éste a corto plazo.

Respecto a la medida de la velocidad, imprescindible para la correcta valoración de los resultados, se indicó que debería estar validada por otros aparatos de medida externos, no sólo por las lecturas que daba el conductor. Por último, se concluyó que todos los registros deben integrarse en un único registro para evitar problemas de desincronización de los resultados tomados, así como asegurar la correcta protección de los instrumentos ante corrientes eléctricas residuales causadas por el propio tendido eléctrico.

### 7.4.- Propiedades dinámicas del suelo y terraplén

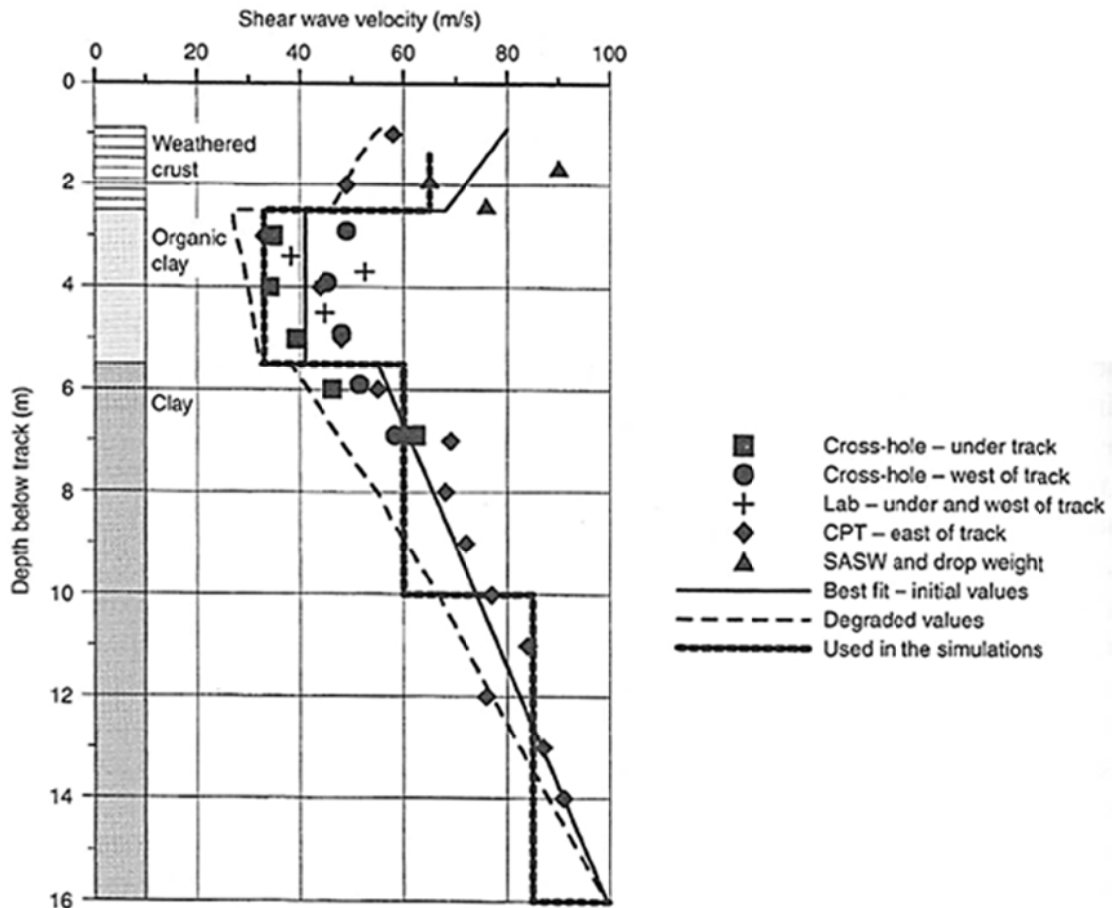
Para poder interpretar, simular y predecir correctamente la respuesta del terreno ante el paso de trenes a alta velocidad es necesario determinar adecuadamente las características del terreno. En concreto será necesario conocer la velocidad de transmisión de las ondas Rayleigh tanto en el suelo como en el terraplén, al ser el parámetro que más controlará el comportamiento dinámico del terreno.

Tal como se ha comentado en capítulos anteriores, en un semiespacio homogéneo la velocidad de transmisión de las ondas de Rayleigh es aproximadamente unos 9/10 de la velocidad de propagación de las ondas S, o de cizalla, en función del coeficiente de Poisson del suelo. La dificultad radica en determinar adecuadamente la velocidad de las ondas S en una situación real, puesto que no sólo variará con la profundidad, sino que cambian en la estructura o configuración del terreno también le afectan.

Para valores de esfuerzos dinámicos pequeños, el comportamiento del suelo es prácticamente elástico y la velocidad de las ondas S podrá ser determinada mediante la densidad, parámetro generalmente conocido, y su módulo elástico transversal, como  $c_s = \sqrt{G_{max}/\rho}$ . La mayor dificultad radica en determinar correctamente este último parámetro, pues aunque existen expresiones empíricas, no siempre se ajustan correctamente a la realidad del problema. Por ello siempre será recomendable medir estos parámetros directamente, a poder ser *in situ*.

En el caso de Ledsgård se optó por medir directamente estos parámetros, para lo cual se utilizaron tres de los métodos más comunes para determinar la velocidad de las ondas S con respecto a la profundidad: el método cross-hole, el downhole o CPT y el método SASW (Análisis Espectral de Ondas Superficiales).

Sin entrar en mucho detalle sobre cada método, las características más relevantes de estos métodos son las siguientes. En el ensayo cross-hole se necesitan como mínimo tres perforaciones para realizar el ensayo; en una se introducirá el emisor de ondas mientras que en el resto tendremos los sensores que determinarán los tiempos de llegada, debiéndose realizar a distintas profundidades el ensayo. En el ensayo CPT la fuente emisora se encuentra en superficie, mientras que el CPT se irá introduciendo en el terreno, tomando también tiempos de llegada a distintas profundidades. Por último el SASW corresponde a un método no intrusivo que mide la velocidad y dispersión de las ondas Rayleigh en el terreno; tanto la fuente emisora como los sensores se colocan en superficie, permitiendo obtener resultados más o menos correctos de los primeros metros del terreno, con menor coste que los anteriores métodos pero también menor precisión. Todos estos métodos deberán ir acompañados de un reconocimiento geológico y de distribución de capas de terreno en la zona para poder interpretar correctamente los resultados.



**Figura 7.3.** Estructura del terreno en la zona de ensayo de Ledsgård: velocidad de las ondas S en función de la profundidad. [8]

Como ejemplo de la dispersión de resultados que se puede obtener, en Ledsgård se compararon los tres métodos anteriores junto a ensayos en laboratorio. Los resultados se muestran en la Figura 7.3. Puede observarse como para en este caso en concreto se

## 7.- Trenes de alta velocidad en suelos blandos: análisis del caso sucedido en Ledsgård

encontraron con una capa intermedia de arcilla orgánica de unos tres metros de espesor y velocidades de propagación de ondas S muy bajas (apenas 40 m/s). Esta capa es la que dominará principalmente los efectos de las vibraciones a alta velocidad. También se evidencia la dispersión de datos en función del método usado y la situación del ensayo, y con ello la dificultad para determinar correctamente un valor representativo para el suelo.

Para altos valores de esfuerzos dinámicos el comportamiento del suelo pasa a ser no elástico, presentando un comportamiento no lineal como un ciclo de histéresis, más pronunciado tal como aumenta el esfuerzo. Para su correcta medición es necesario realizar ensayos de laboratorio, en concreto ensayos cíclicos triaxiales y a cortante directo. Mediante estos ensayos se puede determinar el módulo elástico transversal y amortiguamiento correspondiente a distintos esfuerzos. En general los resultados obtenidos proporcionan valores menores de velocidad de transmisión de ondas S y un mayor amortiguamiento, con lo que habrá que reducir los valores anteriormente obtenidos para representar adecuadamente el comportamiento del terreno. Esta reducción puede verse en la Figura 7.3, y será la adecuada para utilizar en los modelos numéricos si se quiere representar adecuadamente los efectos del paso de trenes de alta velocidad en el terreno.

Por último, en Ledsgård se estudió el comportamiento del suelo ante el aumento de la presión de poro. Este parámetro puede ser importante en función del terreno por el que circule el tren. En general el paso de los trenes a alta velocidad tiende a densificar el terreno debido a las cargas a las que se ve sometido. En terrenos saturados con baja permeabilidad no da tiempo a que escape el agua de los poros, causando un aumento de la presión y con ello una disminución de la tensión efectiva del terreno. En el caso más desfavorable, no daría tiempo a que esta presión se disipase entre el paso de trenes y podría desembocar en una licuefacción del terreno, donde el terreno sufre una pérdida repentina de capacidad portante. En el caso en concreto de Lesgård los estudios concluyeron que no se producirían problemas por este fenómeno.

### **7.5.- Modelo físico y simulación numérica**

El modelo numérico utilizado para el estudio del fenómeno de Ledsgård responde al nombre comercial de Vibtrain. Este modelo se basa, como el modelo analítico de Krylov, en la suposición de que a bajas velocidades el parámetro más relevante es la carga cuasi-estática. Tal como se aumenta la velocidad será cuando se desarrollen fenómenos dinámicos asociados con la aparición de líneas y superficies de Mach en la respuesta del terreno.

En este modelo el conjunto vía-terraplén se modela como una viga apoyada sobre un semiespacio elástico (estratificado o no según el caso de estudio). Se asume que la unión entre estos dos elementos se produce a partir de puntos discretos (nodos), que coinciden con la posición de las traviesas. En este modelo no se tiene en cuenta

directamente el raíl en el cálculo; en cambio, para preservar su contribución en dispersar la carga, se distribuye la carga individual de cada eje en un área del semiespacio siguiendo la deformación teórica de la vía. De esta forma indican que se evitan los cálculos extras e innecesarios de muy altas frecuencias producidas por las variaciones de carga.

Tal como el tren debería irse desplazando por la vía se aplican las cargas en los nodos en los intervalos de tiempo adecuados. De manera similar al modelo analítico explicado definen que, para una determinada frecuencia  $\omega$ , los desplazamientos en el terreno ( $W$ ) estarán determinados por el producto entre un vector de fuerzas ( $P$ ) que represente adecuadamente las características del tren y la vía, por una matriz simétrica ( $G$ ) que represente las características del terreno, mediante las ya conocidas funciones de Green. En este caso, estas funciones de Green correspondan a las de una carga en forma de disco sobre terreno estratificado, conocidas como de Kausel-Roësset. Finalmente podremos obtener las vibraciones en el dominio del tiempo aplicando algún algoritmo de transformación inversa de Fourier. Tal como puede verse con este modelo numérico, a pesar de tener mayor complejidad que el explicado en esta tesina, usando formulación matricial y una distribución más compleja de cargas, los principios básicos siguen siendo los mismos. Es por ello que no considero necesario extender más la explicación sobre las peculiaridades de cada método en particular.

Los resultados numéricos de estas simulaciones se pueden observar en la Figura 7.1 y la Figura 7.2. Puede verse como el modelo representa adecuadamente la realidad del problema. A velocidades de circulación sub-Rayleigh ( $v = 19$  m/s) el comportamiento del campo de desplazamientos es cuasi-estático y el modelo no sólo captura adecuadamente su amplitud, sino también el resto de detalles de la respuesta. Cuando  $v = 185$  km/h nos encontramos ya en la región trans-Rayleigh del problema; al igual que antes, el modelo reproduce adecuadamente el gran aumento en las amplitudes del desplazamiento de la vía, así como la cola de vibraciones producidas tras la cola del tren. Ya por último se simularon las velocidades de 235 km/h, correspondientes al máximo teórico de vibración del problema ( $c_{min}$ ) y a una velocidad aún superior, 250 km/h. A falta de datos reales, el modelo numérico predice una disminución del nivel total de vibraciones pasada la velocidad crítica, tal como puede apreciarse en la Figura 7.1 (d) y (e).

## 7.6.- Conclusiones

Como ha podido verse a lo largo de este capítulo, los datos reales tomados en campo confirman la teoría de que existe un gran aumento de las vibraciones al circular cerca de la velocidad de transmisión de las ondas Rayleigh por el terreno, así como al alcanzar la velocidad crítica. Se ha comprobado también como la teoría consigue explicar satisfactoriamente el fenómeno, prediciendo con acierto los valores máximos de vibración, en este caso utilizando un modelo más complejo que el analítico de Krylov, aunque basado en los mismos principios.

## 7.- Trenes de alta velocidad en suelos blandos: análisis del caso sucedido en Ledsgård

Tal como se ha comentado ya numerosas veces a lo largo de la tesina, una de las mayores dificultades en la resolución de cada problema concreto consiste en determinar correctamente los parámetros que definen al terreno. En este capítulo se han presentado los principales componentes de una campaña de reconocimiento para una vía ya construida, así como los aciertos, limitaciones y puntos a mejorar que los autores del estudio creían que podía servir para futuras referencias.

Ya por último, tras haber analizado los distintos aspectos que explican la generación, transmisión y problemas asociados a las vibraciones causadas por la circulación a alta velocidad, en el último capítulo se trataran las posibles medidas correctivas que se contemplan para tratar de controlar los altos niveles de vibración.

## **8.- Posibles soluciones para mitigar las vibraciones**

### **8.1.- Introducción**

A lo largo de esta tesina se ha analizado el fenómeno de la generación y transmisión de vibraciones, estableciendo que la circulación de los trenes siempre viene acompañada de vibraciones que a través de la estructura se transmiten al terreno circundante a la vía. En general se considera un cierto nivel vibraciones como aceptable, e incluso beneficioso en algunas ocasiones como ya se ha comentado previamente en otros capítulos. Pero cuando estos valores superan ciertos límites, será necesario establecer medidas que o bien mitiguen sus efectos o eliminen las fuentes generadoras de problemas.

En este capítulo no se pretende entrar en las medidas correctoras que tengan relación con un correcto mantenimiento de la vía. Está claro que a peor calidad de vía o calidad geométrica el nivel de vibraciones será mayor, especialmente cuanto mayor sea la velocidad de circulación. Será responsabilidad de la autoridad competente asegurarse que tanto el material motor como la vía se encuentren en condiciones óptimas de circulación para evitar estos problemas. Pero aunque estas medidas se cumplan, tal como se ha mostrado a lo largo de los últimos capítulos, en ocasiones es imposible mantener un nivel aceptable de vibraciones por otros motivos. El objetivo de este último capítulo es el de mostrar que parámetros de la vía se pueden modificar o las soluciones que se pueden adoptar para reducir el nivel de vibraciones.

Como es lógico, no todas las soluciones valdrán para todos los casos, dependerán del objetivo concreto para el que se quieren reducir las vibraciones. Por poner un ejemplo, no se aplicarán las mismas medidas para un puente corto que sufra fenómenos de resonancia que en un tren que circule sobre terrenos muy blandos. Asimismo, serán diferentes las medidas a adoptar para reducir las vibraciones en la propia infraestructura de la vía que para disminuirlas a cierta distancia de ésta, donde podrían afectar negativamente a estructuras cercanas. Con el fin de facilitar la explicación, se separarán las posibles soluciones o medidas a adoptar en si modifican la estructura de la vía o del terreno sobre el que esta circula.

### **8.2.- Soluciones que afectan a la infraestructura ferroviaria**

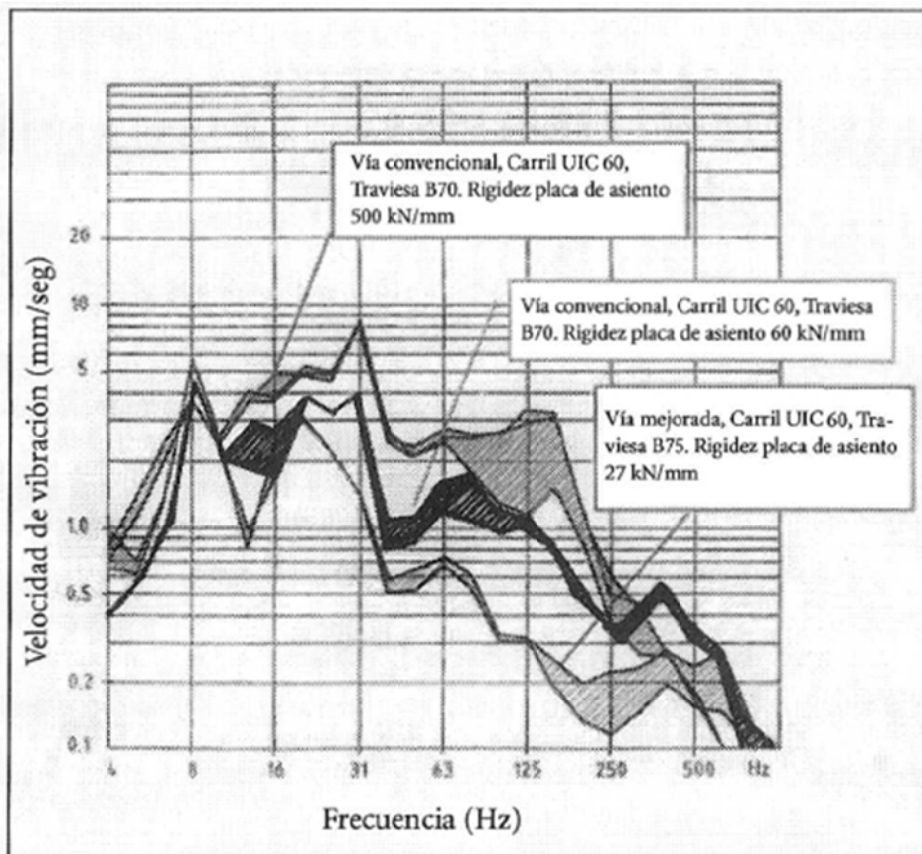
En esta categoría se incluirán los distintos elementos que se pueden modificar o añadir al conjunto de la infraestructura que no impliquen obras o mejoras en el terreno. La modificación de estos por lo tanto tendrá una repercusión en el origen mismo de las vibraciones, afectando a cómo se reparten los esfuerzos en la capa de balasto principalmente. Cabe recordar que como valor indicativo se aceptarán niveles de aceleración en el balasto de hasta 0,35 g, o bien velocidades de vibración de unos 10 a 15 mm/s. Asimismo se recomienda un espesor de balasto suficiente como para distribuir adecuadamente las cargas, pero no tanto como para aumentar los asientos innecesariamente; se suelen aceptar 35 cm de espesor bajo traviesa como un buen valor.



## 8.- Posibles soluciones para mitigar las vibraciones

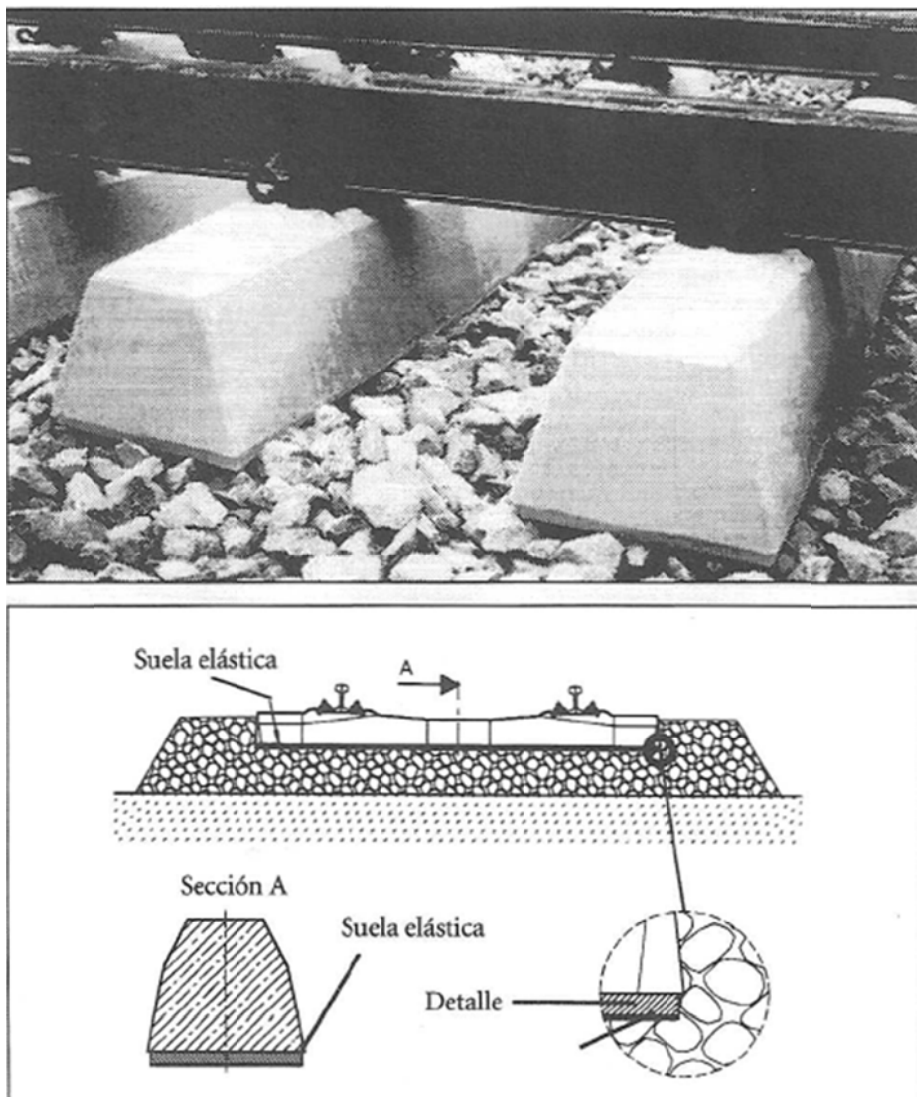
Observando cómo se reparten las cargas del tren sobre el terreno se desprende que para reducir el nivel de vibraciones en el balasto mediante cambios en la infraestructura será necesario aplicar medidas que reduzcan la presión sobre la superficie de la capa de balasto. Esto se puede conseguir de diversas maneras análogas: disminuyendo la rigidez de la placa de asiento o bien la de la propia traviesa, aumentando el área de apoyo...

Las consecuencias de utilizar placas de asiento de menor rigidez y aumentar el área de apoyo de las traviesas pueden verse en la Figura 8.1. Tal como puede comprobarse, a mayor flexibilidad y área de apoyo mejor comportamiento frente a las vibraciones para la mayor parte de las frecuencias. Cabe recordar que en el ámbito ferroviario el cambio de un parámetro de la infraestructura puede conllevar a la vez beneficios para un aspecto pero perjuicios en otros; es por ello que por ejemplo hay que limitar la flexibilidad de las placas de asiento, pues no sólo pueden dar problemas de durabilidad, sino que posibilitan unos mayores desplazamientos longitudinales de la vía y con ello provocar, en algunos casos, problemas de resistencia en algunos de los elementos de las sujeciones.

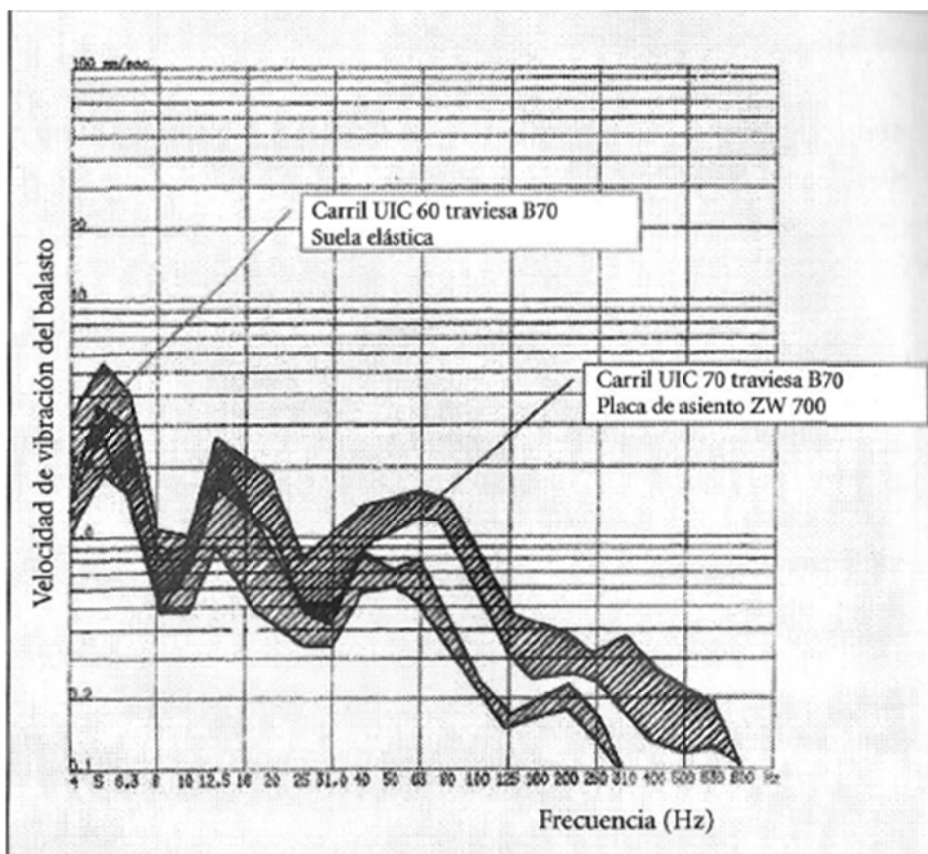


**Figura 8.1.** Influencia del tipo de superestructura en la velocidad de vibración del balasto. Fuente original: G. Leykauf et al. (2001). [5]

Por lo que respecta al uso de traviesas con suelas elásticas, éstas se llevan planteando como una alternativa viable para reducir el deterioro prematuro de la vía. La finalidad de estas traviesas respecto a las comunes es: eliminar la dureza del contacto traviesa-balasto, incrementar la elasticidad vertical de la vía y aumentar la superficie efectiva de apoyo de la traviesa sobre la capa de balasto. Con esto lo que se logra es una reducción en el nivel de presiones que llega al balasto y con ello disminuir también las vibraciones transmitidas a esta capa. En la Figura 8.2 puede verse un esquema de estas traviesas y en la Figura 8.3 cómo afecta el uso de estas a la velocidad de vibración del balasto. Como se puede comprobar su efecto es en general beneficioso, reduciendo los niveles de vibración en todo el rango de frecuencias. Por ejemplo se utilizaron en la línea de Shinkansen de Tokaido, alcanzando una reducción media del nivel de aceleraciones en el balasto de un 22%, confirmando su utilidad. Pero como siempre, el sobre coste de añadir la suela elástica a la traviesa no compensa utilizarla en todos los casos, siendo necesario un estudio económico en cada caso para decidir si merece la pena la inversión extra.



**Figura 8.2.** Traviesas con suela elástica y sección tipo.  
Fuente original: Getzner. [5]



**Figura 8.3.** Influencia del uso o no de traviesas con suela elástica en la velocidad de vibración del balasto. Fuente original: W. Stahl. (2005). [5]

Ya por último se ha estudiado el uso de tapices elásticos que se situarían entre la capa de balasto y la plataforma en sí. En principio con la introducción de esos tapices se aumenta la flexibilidad vertical de la vía, se reducen las tensiones en general se reduce la propagación de las vibraciones a través de este tapiz, además de tener durabilidad suficiente para soportar las cargas a las que se ve sometida. A pesar de que en general se admite que reduce la presión sobre la capa de balasto y disminuye las vibraciones que afectan a estructuras alejadas a la vía, su efecto sobre la vibración en el propio balasto es contradictorio según la opinión de quien se mire. Aunque algunos autores consideran en general como positivas todas sus características, algunos estudios parecen indicar que pueden aumentar el nivel de vibraciones en la propia capa de balasto, actuando como una guía para las vibraciones. Serán necesarios estudios más concluyentes para ver su utilidad en el control de las vibraciones en la propia estructura ferroviaria.

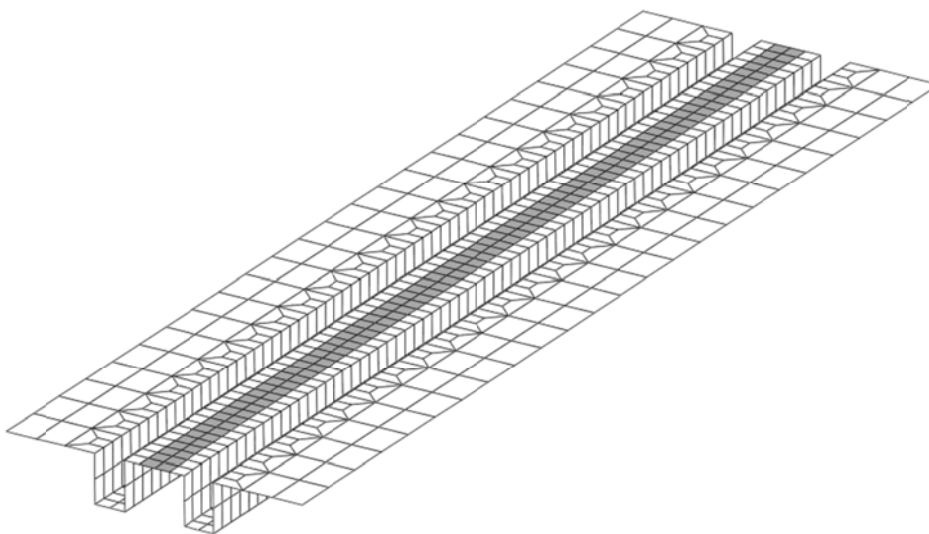
Con esto se acaban las medidas más importantes que se pueden aplicar para reducir las vibraciones sin necesidad de obras de gran importancia en el terreno. Como se ve la idea general para estas medidas consisten en disminuir la rigidez general de la infraestructura y conseguir un mejor reparto de tensiones. A continuación se mostrarán las medidas que se pueden aplicar en el terreno, así como los efectos que tiene cada medida.

## 8.2.- Soluciones que afectan a la estructura del terreno

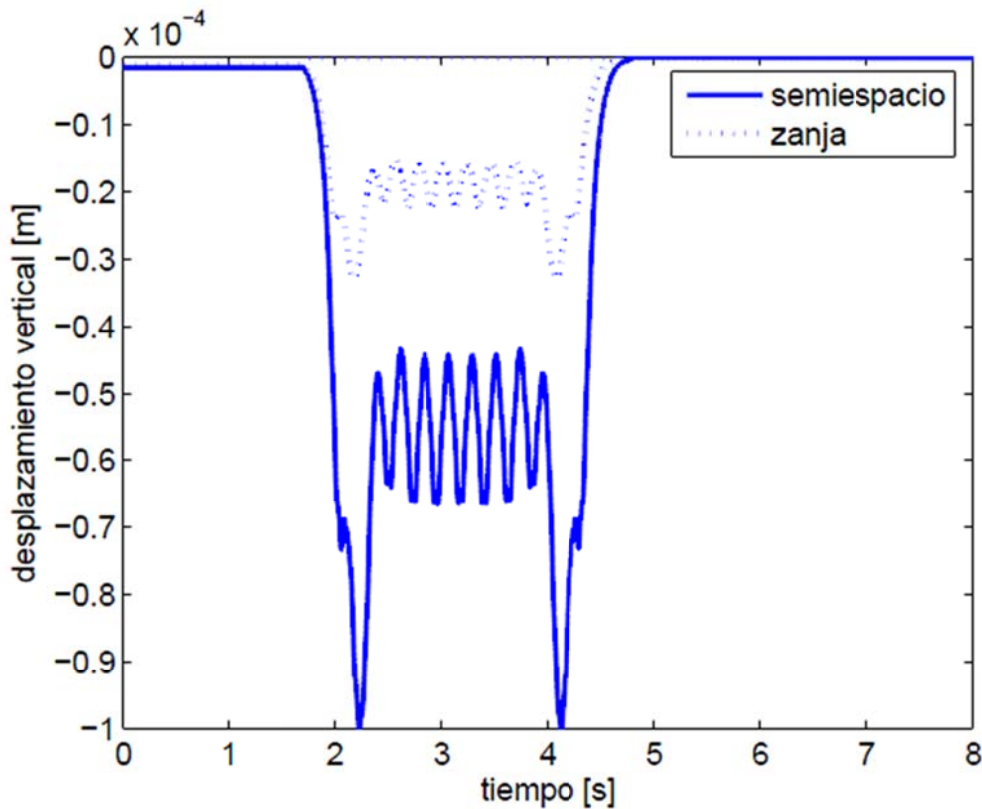
En esta categoría entrarían todas aquellas medidas que para mitigar las vibraciones producidas por el ferrocarril requiriesen una modificación bien del cuerpo del terraplén, bien del terreno más cercano a la vía. En general podemos considerar dos tipos distintos de medidas posibles a aplicar. Si lo que se pretende es solucionar problemas de vibraciones en estructuras cercanas a la vía y no en su propia infraestructura, hará falta actuar en la transmisión de ondas en el terreno, introduciendo elementos que dispersen o amortigüen las ondas. Si por el contrario deseamos reducir el nivel vibratorio en general, será necesario aumentar la calidad misma del terreno, consiguiendo aumentar la velocidad de transmisión de las ondas, así como el valor de la velocidad crítica. Esto se conseguirá bien aumentando la rigidez del terraplén o reforzando el terreno bajo éste.

Como ejemplo de solución adoptada para disminuir las vibraciones en estructuras cercanas a la vía tendríamos la construcción de zanjas que discurren paralelas al trazado de la vía en la zona afectada. La idea de este método es que para todo punto de observación situado tras la zanja, las ondas tendrán que recorrer una distancia mayor para alcanzarlo que a la situación equivalente sin zanja. Efectivamente, debido a que las ondas no pueden atravesar la zanja y para llegar al punto de observación tienen que realizar un mayor distancia; esto implica que en el camino disiparán parte de su energía, con lo que se produce una disminución de la amplitud de la respuesta del suelo.

En concreto este fenómeno es estudiado por diversos autores, entre ellos Galvín en su tesis doctoral, ya mencionada anteriormente. Utilizando el modelo desarrollado en su tesis estudia las vibraciones provocadas por un tren Thalys a velocidad trans-Rayleigh en un punto a 8 m de distancia de la vía, comparando los resultados incluyendo o no la presencia de una zanja de 4 metros de profundidad y 2,5 m de ancho. La geometría del problema se presenta en la Figura 8.4 y el gráfico comparativo en la Figura 8.5.



**Figura 8.4.** Discretización de la vía y la superficie del suelo en sus proximidades. Efecto de una zanja como medida para atenuar vibraciones. [9]



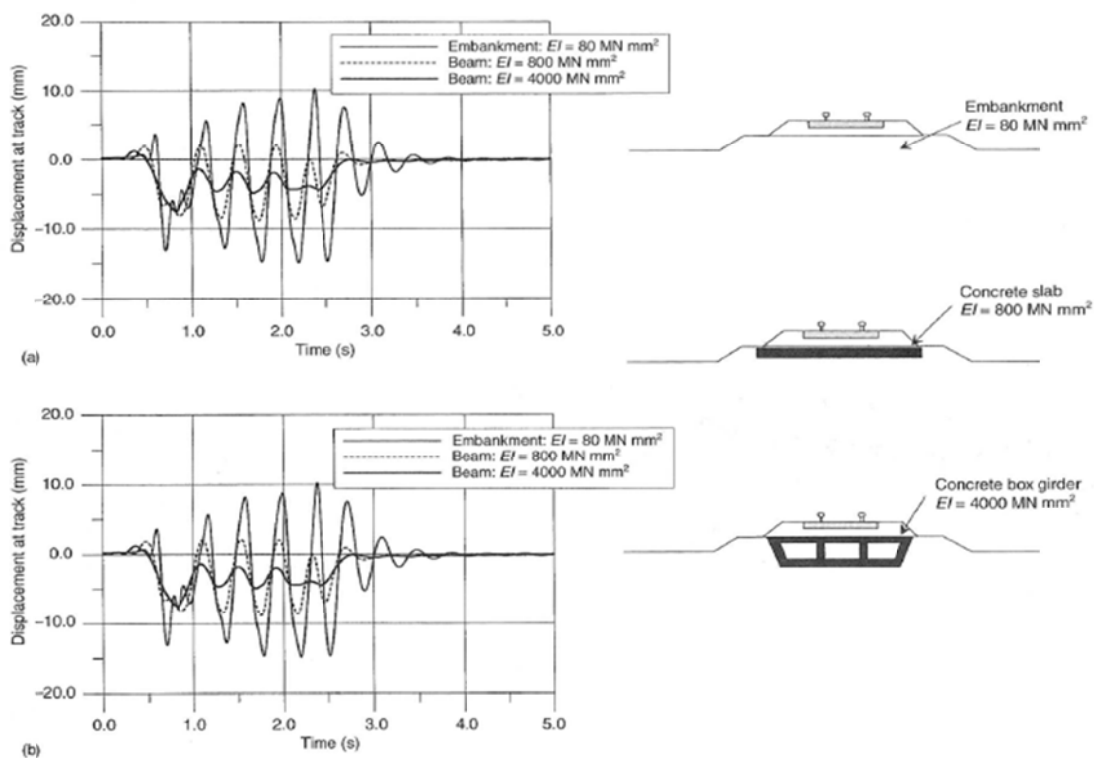
**Figura 8.5.** Desplazamiento en un punto de la superficie a 8 m de la vía al paso de tren Thalys considerando o no el efecto de una zanja intermedia. [9]

Tal como puede desprenderse de los datos proporcionados por la Figura 8.5, la introducción de una zanja intermedia consigue reducir considerablemente las vibraciones en los puntos situados tras ésta, consiguiendo en este caso una reducción en el nivel de desplazamientos de entre un 60% y un 70% respecto al equivalente sin zanja.

Como punto negativo de este método hay que comentar que no siempre será posible realizar dichas zanjas, pues necesitan ser suficientemente profundas y anchas para reducir de manera notable las vibraciones y no siempre se dispone del espacio suficiente o resultan económicamente rentables. Además, tal como ya se ha comentado, esta medida no implica una reducción del nivel de vibraciones en la propia zona de la vía, con lo que si el problema de vibraciones es global, como era el caso en Ledsgård, esta solución resultaría completamente ineficiente. Ya por último, en caso de aplicar esta medida en un caso con vibraciones en la propia estructura en niveles cercanos a los límites aceptables, habría que estudiar detenidamente como afecta la configuración de las zanjas a la transmisión de ondas en su interior. Podría darse el caso que, al igual que se explicaba al analizar las peculiaridades de la vía sobre terraplén, la propia estructura del terreno reflejase las ondas en su interior, consiguiendo disminuir sus efectos fuera de la zona de las zanjas pero a costa de incrementar su efecto en la propia infraestructura ferroviaria.

Otras medidas aplicables cuando se trata de reducir el nivel de vibraciones totales corresponden, tal como se ha comentado anteriormente, a aquellas que pretenden aumentar la rigidez del terraplén o bien reforzar el terreno bajo éste. Existen diversos métodos para ello, aunque en general consistirán en reforzar con hormigón o mediante pilotes la sección inmediatamente debajo de la vía y así conseguir que los valores de velocidad crítica y de transmisión de ondas alcancen niveles difícilmente alcanzables por el tren, o bien limitar la transmisión de ondas asociadas a algunas frecuencias. Se comentarán tres posibles al problema; las dos primeras se estudiaron como posibles soluciones para el caso de Ledsgård, mientras que la tercera corresponde a la posible solución propuesta por Takemiya, ya comentada brevemente al analizar posibles modelos alternativos para analizar el problema de las vibraciones.

Para estudiar posibles soluciones al problema en Ledsgård se simularon tres condiciones distintas, los resultados de las cuales se muestran a continuación. La primera alternativa consiste en simular la situación actual del terraplén, al cual se le asigna una rigidez  $EI = 80 \text{ MNm}^2$  en la que ya se ha tenido en cuenta la reducción por falta de linealidad a altas cargas. En la segunda alternativa se estudia introducir una losa de hormigón de 0,4 metros de espesor bajo el terraplén, aumentando así la rigidez hasta valores de  $EI = 800 \text{ MNm}^2$ . Por último en la tercera alternativa se sustituye el cuerpo del terraplén por un cajón de hormigón de 1,2 m de altura, que da al conjunto una rigidez  $EI = 4000 \text{ MNm}^2$ ; este último caso corresponde a la solución comúnmente conocida como viaducto enterrado. Los resultados de la simulación en los tres casos, correspondientes a velocidades de 30 m/s (108 km/h) y 60 m/s (216 km/h) se muestran en la Figura 8.6.



**Figura 8.6.** Desplazamientos calculados en la vía para terraplenes de distinta rigidez para un tren circulando a (a)  $v = 30 \text{ m/s}$  y (b)  $v = 60 \text{ m/s}$ . [8]

## 8.- Posibles soluciones para mitigar las vibraciones

Tal como puede verse en los resultados de las simulaciones, al aumentar la rigidez conseguimos dos efectos positivos en la reducción de las vibraciones: por un lado se consigue disminuir el desplazamiento total, más cuanto mayor es la rigidez del conjunto, mientras que por otro lado se disminuye considerablemente la componente positiva de los desplazamientos. En concreto en el caso estudiado conseguimos una reducción en el caso de la losa de hormigón de aproximadamente un 25% a 30 m/s y un 40% a 60 m/s, mientras que en el caso de mayor rigidez esta disminución pasa a ser de un 50% y un 75% respectivamente. Si a todo esto añadimos que al disminuirse las deformaciones es de esperar un mayor módulo en el terreno que el usado para el cálculo, la mejora de la rigidez del terraplén se perfila como una buena opción para evitar los problemas asociados a las vibraciones.

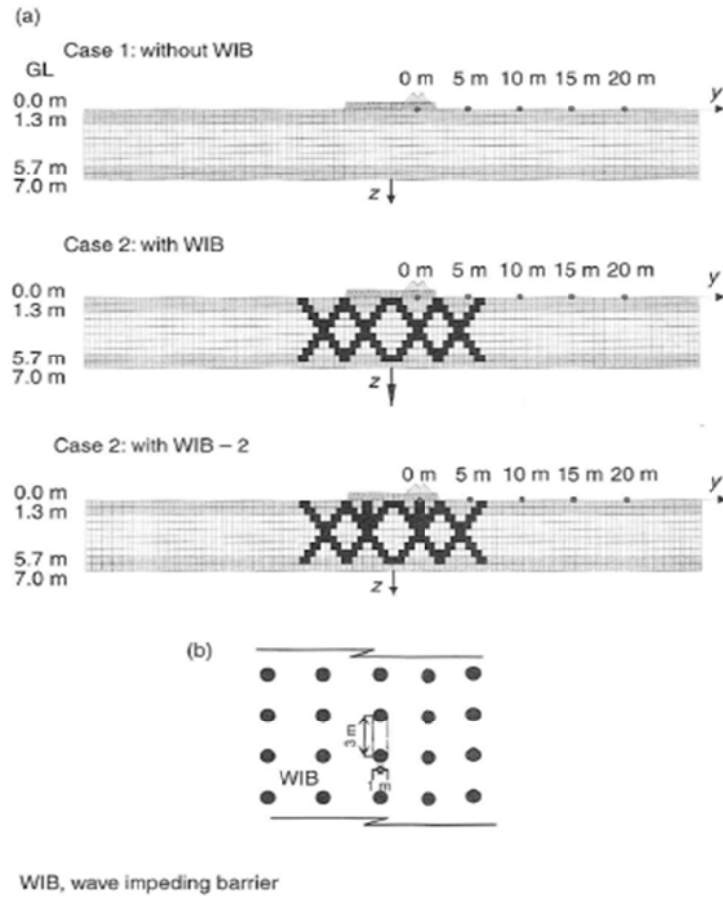
A pesar de los resultados favorables de la simulación, hay que tener en cuenta siempre el coste económico de la actuación, así como los efectos adversos que puede tener el aumento de la rigidez en el resto de parámetros de la circulación. Por último cabe indicar que en Ledsgård finalmente se decidió emplear como medida experimental preventiva un refuerzo del terreno bajo el terraplén mediante el uso de pilotes de cemento, correspondiente a una medida de mejora de la calidad del terreno.

Como última posible solución se presenta la propuesta de Takemiya. Él diseñó un modelo con el que predecir las vibraciones causadas al paso de los trenes Shinkansen y poder diseñar posibles métodos para mitigarlas. En su caso intenta resolver el problema mediante el uso de un método denominado WIB's (Wave-Impeding Barriers). Su principio de funcionamiento consiste en bloquear las ondas tras ser generadas por la fuente vibratoria, aprovechando las características dispersivas que tienen las ondas en terrenos estratificados, tal como se comentó en el capítulo 6. Con esta idea en mente, las WIB's deberán ser diseñadas en cada caso para mitigar el rango de frecuencias más perjudicial.

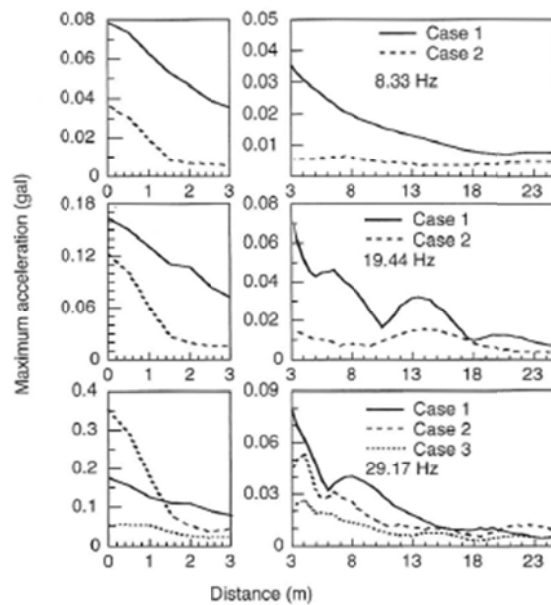
En la práctica este método consiste en construir columnas de suelo endurecido situándolas con una configuración en forma de X, que limitan los movimientos del terreno debido a los efectos dinámicos. Las características de diseño las columnas así como la profundidad a la que lleguen requerirán un análisis importante previo, con el fin de asegurar su máxima efectividad bloqueando la transmisión de ondas. A grandes rasgos, la profundidad total debería ser del orden de la longitud de onda mientras que el punto de cruce de las columnas se ajustaría para interferir la onda en su zona de mayor energía.

En la Figura 8.7 se puede ver la discretización de los WIB's y el terreno adyacente que utilizó Takemiya para comprobar la efectividad de este método. En la Figura 8.8 se comparan los niveles de aceleración máximos alcanzados a distintas frecuencias relevantes para el caso original de estudio sin WIB's y para la misma situación pero instalando las barreras con las dos configuraciones mostradas. Ya por último, en la Figura 8.9 se muestra la respuesta en profundidad para los mismos casos. Tal como

puede apreciarse en estas simulaciones, parece que para las frecuencias observadas los WIB's consiguen cumplir su objetivo, reduciendo significativamente la respuesta del terreno



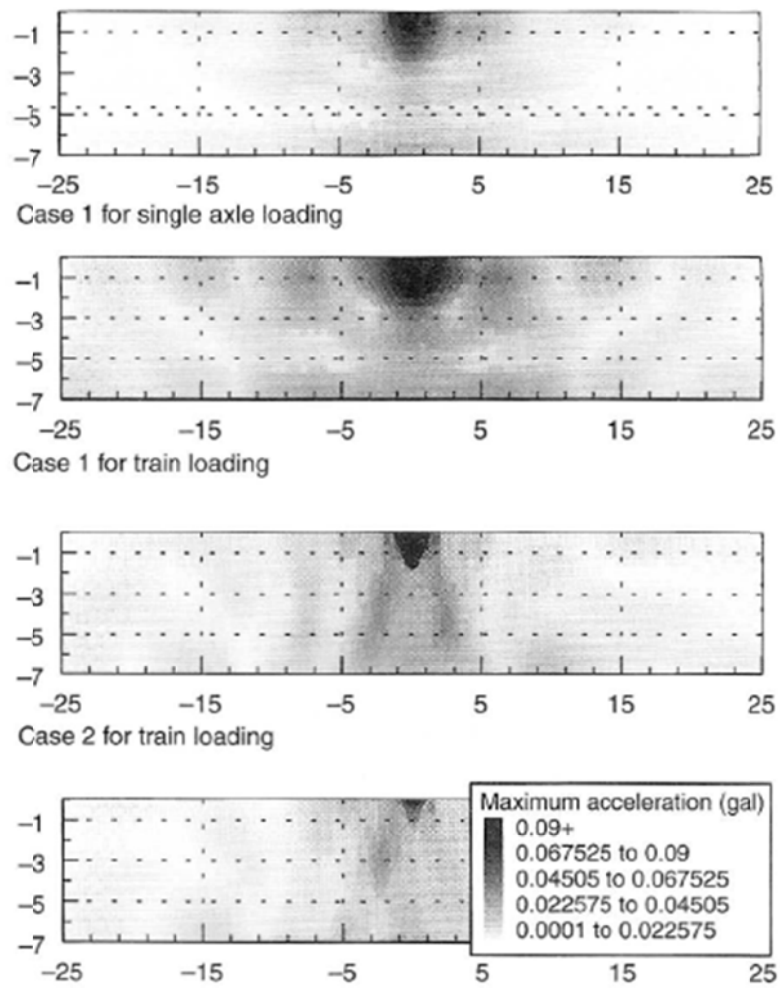
**Figura 8.7.** Discretización de los WIB's y el terreno cercano: (a) vista lateral; (b) vista en planta [8]



**Figura 8.8.** Aceleración máxima con la distancia en función de la frecuencia [8]



## 8.- Posibles soluciones para mitigar las vibraciones



**Figura 8.9.** Aceleración máxima en una sección vertical del terreno ( $f_0 = 19.44$  Hz) [8]

## 9.- Conclusiones

A lo largo de esta tesina se ha estudiado la influencia de las vibraciones generadas por las ramas de alta velocidad en la infraestructura ferroviaria. Se ha intentado tratar el tema desde todos sus aspectos, ofreciendo la información más actualizada que se ha podido tener acceso, aunque al ser aún un tema en desarrollo lo que se acepta a día de hoy como válido puede cambiar en un futuro. A modo de resumen, los puntos más importantes que se desprenden de este estudio son los siguientes:

- La generación de vibraciones al paso de trenes es un fenómeno que no puede eliminarse completamente, al ser resultado de las propias cargas del tren sobre la vía y de su interacción con el terreno. Se puede limitar su generación disminuyendo los defectos en la infraestructura y evitando irregularidades en el trazado o la rigidez de sus componentes, pero existen fenómenos independientes de la calidad de la vía que no podremos controlar así; ejemplos de esto tratados a lo largo de la tesina son las propiedades dinámicas de la vía o los relacionados con la transmisión de ondas.
- Existen diversos estudios para determinar el comportamiento de la capa de balasto, presente en la mayoría de trazados ferroviarios españoles, bajo cargas cíclicas. En general se establece que para vibraciones muy intensas se produce una pérdida de contacto entre las caras de las partículas individuales de balasto que conlleva una descompactación de la capa. Si el fenómeno es persistente, la capa de balasto puede llegar a comportarse con un fluido; es el fenómeno conocido como licuefacción del balasto. Los estudios indican que el rango de valores de aceleración aceptables se encuentra para valores inferiores a 0,7 – 0,8 g; si se mide en velocidad de vibración el valor corresponde a unos 10 mm/s. Por motivos de seguridad se establece por lo tanto el valor máximo medio recomendable de aceleración de las partículas sea de 0,35g.
- Tras la generación de las vibraciones en la vía, éstas se transmiten a través de las traviesas hasta el suelo, propagándose por el terreno circundante. Al transmitirse por el terreno se comportan como ondas sísmicas, con lo que en general reciben su misma clasificación. De esta manera se distinguen entre las ondas S y las ondas P y, de la interacción entre éstas con la condición de contorno de la superficie del terreno, se generan las conocidas como ondas Rayleigh. Estas ondas serán las más relevantes para el estudio de las vibraciones a altas velocidades, pues son las que transmiten más energía por la superficie del terreno y con la velocidad de transmisión más baja. Será por ello que, en terrenos muy blandos, el tren puede llegar a igualar la velocidad de transmisión de las ondas Rayleigh en el terreno, produciéndose un gran aumento en el nivel total de vibraciones.
- Mientras se circula a velocidades bajas, la distribución de la carga transmitida al terreno es similar a la que se produciría en condiciones estáticas; se considera que la curva de desplazamientos puede considerarse como perteneciente al campo de

deformaciones cuasi-estáticas. En esta situación el terreno se encuentra en equilibrio estático con el terreno y las deformaciones se desplazan bajo el tren a su misma velocidad de circulación. Al aumentar la velocidad y acercarnos al valor de la transmisión de ondas en el terreno este equilibrio estático se rompe debido a la aparición de fenómenos dinámicos dependientes de la velocidad de circulación. De esta manera las vibraciones causadas por la componente cuasi-estática se suman a las provocadas por los efectos dinámicos, traduciéndose en un intenso aumento de la amplitud de las vibraciones.

- Al superar la velocidad de transmisión de las ondas Rayleigh en el terreno la intensidad de vibración seguirá aumentando conforme aumentemos la velocidad; estaremos circulando a las denominadas velocidades “trans-Rayleigh”. La respuesta vibratoria del terreno se caracteriza por unos altos niveles de vibración con un máximo concentrado simétricamente a ambos lados de la vía formando un ángulo  $\Theta$  con respecto al eje de ésta. El máximo de vibraciones se dará al alcanzar la conocida como velocidad crítica, función de las propiedades dinámicas de la vía. Si seguimos aumentando la velocidad de circulación por encima de este valor, las vibraciones irán disminuyendo lentamente.
- Existen diversas propuestas con el objetivo de limitar las vibraciones generadas por la alta velocidad de circulación. Las referidas a cambios en los propios elementos de la infraestructura van encaminadas a mejorar la calidad general de la vía, disminuir su rigidez y conseguir reducir las tensiones transmitidas a la capa de balasto. Por lo que respecta a las medidas aplicadas para el terreno, van desde actuaciones para amortiguar las vibraciones que reciben las estructuras cercanas mediante zanjas o barreras a cambios en la estructura propia del terraplén, con el fin de mejorar su rigidez y capacidad portante y de esta manera aumentar la velocidad de transmisión de ondas a través del terreno.

## 10.- Referencias

- Auersch, L. (2005). *The excitation of ground vibration by rail traffic: theory of vehicle-track-soil interaction and measurements on high-speed lines*. Journal of Sound and Vibration, Vol. 284 1-2, Pg. 103-132.
- Barbero, J.D. et al. (2002). *Valoración de efectos dinámicos en puentes de ferrocarril: la resonancia en líneas de alta velocidad*. Revista de Obras Públicas nº 3.428.
- Barrón, I. (2011). *Panorama mundial de la alta velocidad ferroviaria*. Presentación UPC febrero 2011.
- Cai, Y. et al. (2010). *Effects of the dynamic wheel-rail interaction on the ground vibration generated by a moving train*. International Journal of Solids and Structures, Vol. 47, Issue 17, Pg. 2246-2259.
- Degrande, G. y Schillemans, L. (2001). *Free field vibrations during the passage of a Thalys high-speed train at variable speed*. Journal of Sound and Vibration, Vol. 247, Issue 1.
- 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.
- Holm, G. et al. (2002). *Mitigation of track and ground vibrations by high speed train at Ledsgård, Sweden*. Swedish Deep Stabilization Research Centre, Linköping, Sweden, Rep. No. 10.
- Indraratna, B. y Salim, W. (2005). *Mechanics of Ballasted Rail Tracks. A Geotechnical Perspective*. Taylor & Francis. Pg. 99-108.
- Karrech, A. (2007). *Comportement des matériaux granulaires sous vibration: Application au cas du ballast*. Tesis doctoral. Pg. 95-110.
- Kaynia, A. et al. (2000). *Ground vibrations from high-speed trains: Prediction and countermeasure*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, June 2000, Pg. 531-537.
- Krylov, VV. (ed.) (2001). *Noise and vibration from high-speed trains*. Thomas Telford Publishing.
- 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.

- López Pita, A. (2001). *Ballast vibration makes new designs for high speed lines advisable*. WCRR (World Congress Railway Research) 2001.
- López Pita, A. (2006). *Infraestructuras Ferroviarias*. Ediciones UPC. Pg. 47-50, 306-315, 361-384.
- 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. Pg. 6-8.
- Massarsch, K.R. (2004). *Mitigation of traffic-induced ground vibrations*. Proc. 11th Int. Conf. Soil Dyn. Earthq. Eng. and the Conf. Earthq. Geotech. Eng., Berkeley, Vol. 1, Pg. 22-31.
- Melis, M. (2006). *Terraplenes y balasto en Alta Velocidad Ferroviaria [Primera Parte]*. Revista de Obras Públicas nº 3.464.
- Metrikine, A.V. y Popp, K. (1999). *Vibration of a periodically supported beam on an elastic half-space*. Eur. J. Mech. A/Solids, Vol.18 Issue 4, Pg. 679–701.
- Metrikine, A.V. et al. (2001). *Drag experienced by a high-speed train due to excitation of ground vibrations*. International Journal of Solids and Structures, Vol. 38, Issues 48-49, Pg. 8851-8868.
- Quinn, A.D. et al. (2009). *A full-scale experimental and modelling study of ballast flight under high-speed trains*. Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Vol. 224 Part F.
- Schmitt, L. et al. (2008). *New aspects of the dynamical effects on ballast fatigue and track settlement*. WCRR 2008.
- Sheng, X. et al. (1999). *Ground vibration generated by a load moving along a railway track*. Journal of Sound and Vibration, Vol. 228, Pg. 129-156.
- Sheng, X. et al. (2003). *A comparison of a theoretical model for quasi-statically and dynamically induced environmental vibration from trains with measurements*. Journal of Sound and Vibration, Vol. 267, Pg. 621–635.
- Suiker, A. et al. (2000). *Steady state response of a granular layer to a moving load*. Heron 45, Pg. 75-87.
- Suiker, A. (2002). *The Mechanical Behaviour of Ballasted Railway Tracks*. Tesis doctoral. Pg. 13-40.

- Takemiya, H. (2003). *Simulation of track–ground vibrations due to a high-speed train: the case of X-2000 at Ledsgard*. Journal of Sound and Vibration, Vol. 261 Pg. 503-526.
- Thompson, D. (2009). *Railway Noise and Vibration. Mechanisms, Modelling and Means of Control*. Editorial Elsevier.
- Vidal, A. (2009). *Vibraciones en las vías del ferrocarril*. Tesina UPC.
- Vostroukhov, A.V. y Metrikine, A.V. (2003). *Periodically supported beam on a visco-elastic layer as a model for dynamic analysis of a high-speed railway track*. International Journal of Solids and Structures, Vol. 40, Issue 21, Pg. 5723–5752.
- Wang, J. y Zeng, X. (2004). *Numerical simulations of vibration attenuation of high-speed train foundations with varied trackbed underlayment materials*. Journal of Vibration and Control. Vol. 10 Pg. 1123–1136.
- With, C. et al. (2009). *Wave barrier of lime–cement columns against train-induced ground-borne vibrations*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 29, Issue 6, Pg. 1027-1033.

- Webs:

[http://es.wikibooks.org/wiki/F%C3%ADsica/Vibraciones\\_mec%C3%A1nicas/Movimiento\\_ondulatorio](http://es.wikibooks.org/wiki/F%C3%ADsica/Vibraciones_mec%C3%A1nicas/Movimiento_ondulatorio)

<http://web.usal.es/~gabi/APUNTES/TEMA7.PDF>

<http://en.wikipedia.org/wiki/Wave>

## 11.- Índice de figuras

- [1] <http://www.uic.org/>
- [2] Thompson, D. (2009). *Railway Noise and Vibration. Mechanisms, Modelling and Means of Control*. Editorial Elsevier.
- [3] <http://www.blogodisea.com/2009/las-ondas/ciencia/>
- [4] <http://ies.rayuela.mostoles.educa.madrid.org/Publicaciones/ApuntesCienciasTierra/2-PlanetaTierra/11-Geosfera.htm>
- [5] López Pita, A. (2006). *Infraestructuras Ferroviarias*. Ediciones UPC.
- [6] López Pita, A. (2001). *Ballast vibration makes new designs for high speed lines advisable*. WCRR 2001.
- [7] Karrech, A. (2007). *Comportement des matériaux granulaires sous vibration: Application au cas du ballast*. Tesis doctoral.
- [8] Krylov, VV. (ed.) (2001). *Noise and vibration from high-speed trains*. Thomas Telford Publishing.
- [9] 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.