

# LA AUSCULTACIÓN Y LOS TRABAJOS DE VÍA EN LA LÍNEA DEL AVE MADRID-SEVILLA: ANÁLISIS DE LA EXPERIENCIA Y DEDUCCIÓN DE NUEVOS CRITERIOS DE MANTENIMIENTO

Luis Ubalde Claver

Dirigida por Andrés López Pita

Programa de Doctorado en Ingeniería Civil  
Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio (ITT)



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

Barcelona, 2005



**COLECCIÓN  
TESIS DOCTORALES**

**INGENIERÍA / ARQUITECTURA**

**LA AUSCULTACIÓN Y LOS TRABAJOS DE VÍA EN LA  
LÍNEA DEL AVE MADRID-SEVILLA: ANÁLISIS DE LA  
EXPERIENCIA Y DEDUCCIÓN DE NUEVOS CRITERIOS  
DE MANTENIMIENTO**

**Luis Ubalde Claver**

**Dirigida por Andrés López Pita**

**Programa de Doctorado en Ingeniería Civil**

**Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio (ITT)**



**UNIVERSITAT POLITÈCNICA  
DE CATALUNYA  
BARCELONATECH**

**UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA**

**Barcelona, 2005**

# COLECCIÓN TESIS DOCTORALES

## INGENIERÍA / ARQUITECTURA

La Fundación de los Ferrocarriles Españoles pone a disposición del público la **Colección de Tesis Doctorales** sobre el ferrocarril, con el objetivo fundamental de contribuir a la difusión de la investigación universitaria sobre esta materia y facilitar el acceso libre y gratuito a las investigaciones de los autores, aportando así una información muy valiosa y especializada y contribuyendo, al mismo tiempo, a la preservación de estos trabajos. Con ello, además, se da visibilidad a esta producción intelectual. La Fundación aspira a que su repositorio sea lo más amplio posible y que estén representados en él todos los ámbitos de investigación del ferrocarril.

La **Colección de Tesis Doctorales** se clasifica en tres ramas, en función de su temática:

- Ingeniería y Arquitectura
- Humanidades
- Economía y Regulación

### **LA AUSCULTACIÓN Y LOS TRABAJOS DE VÍA EN LA LÍNEA DEL AVE MADRID-SEVILLA: ANÁLISIS DE LA EXPERIENCIA Y DEDUCCIÓN DE NUEVOS CRITERIOS DE MANTENIMIENTO**

El mantenimiento de la vía en las líneas de ferrocarril se basa cada vez más en el control de la evolución de la geometría de la vía mediante su auscultación. Sin embargo, para alcanzar un mantenimiento totalmente predictivo, no basta solamente con conocer el estado de la vía; es necesario prever cuál va a ser su comportamiento en función de las variables del tráfico, la infraestructura y la misma superestructura de la vía. Este trabajo cuantifica la influencia de estas variables a partir del estudio del comportamiento de la vía de la línea del AVE Madrid-Sevilla en su primera década.

**Luis Ubalde Claver** es ingeniero de Caminos, Canales y Puertos desde el año 2000 y doctor por la Universitat Politècnica de Catalunya (UPC). Su formación incluye un Programa de Desarrollo Directivo en IESE. Siendo profesor asociado en la UPC e ingeniero investigador en el CENIT, ha participado en distintos proyectos de investigación para el Gobierno de España, el Banco Europeo de Inversiones, Ferrocarrils de la Generalitat de Catalunya y otras entidades. Es experto en planificación e infraestructuras ferroviarias.

ISBN: 978-84-946555-9-3

Depósito legal: M-26008-2017

**Fundación de los Ferrocarriles Españoles – 2017**

Coordinación editorial y maquetación: Lourdes Orozco Torres

Diseño de cubiertas: Belén Romeo

*A mis padres y a mi hermana,  
con todo mi afecto*



Con el apoyo del Departament d'Universitats, Recerca i  
Societat de la Informació de la Generalitat de Catalunya,  
el Centro de Innovación del Transporte (CENIT)  
y el Aula COMSA



Quisiera expresar mi más sincero agradecimiento,

en primer lugar, al Profesor Andrés López Pita, Director de esta Tesis Doctoral, por el camino recorrido durante estos años de Doctorado, por las oportunidades que he alcanzado en el ámbito de la investigación y la docencia, y por la dirección de este trabajo;

asimismo, al Grupo COMSA en la persona de su Presidente Jorge Miarnau, en la de su Director General de Servicios Técnicos Miquel Llevat, y en la de los Ingenieros Sergio Morán y Javier Martínez, destacando la colaboración del Aula COMSA en el marco de la Universitat Politècnica de Catalunya;

a RENFE, en la persona del Gerente de Infraestructura y Vía de la línea AVE Madrid – Sevilla Ángel Ladrón, en la del Jefe de Planificación de Vía José Luis Villarroya, y en la del Ingeniero Domingo Pera, por su disponibilidad, su consejo y su gentileza en la consulta de los registros de auscultación, información que ha sido indispensable para este trabajo;

al Profesor Francesc Robusté, por el estímulo recibido para avanzar en este estudio; y a los Profesores Manuel Melis, Joan Manuel Estradé, Rodrigo Miró y Emilio Larrodé, por la supervisión del documento; y, sin duda,

al apoyo institucional y, sobre todo, al compañerismo recibidos desde el CENIT y desde el Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio de la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona.

Quiero también manifestar un agradecimiento emotivo por la ilusión constante que me han regalado mis familiares y mis amigos, y aún más quiero agradecer esa ilusión a Luis y a Jesús, con quienes ya no puedo compartir el abrazo.



## **ÍNDICE DE CONTENIDOS**

RESUMEN .....	15
ABSTRACT .....	17
1.INTRODUCCIÓN Y OBJETO DEL ESTUDIO .....	19
2.APROXIMACIÓN AL ESCENARIO DE LA ALTA VELOCIDAD .....	23
2.1. El ferrocarril de alta velocidad: una necesidad para la movilidad sostenible..	23
2.2. Descripción de la red de ferrocarriles de alta velocidad en el mundo .....	24
2.2.1. Sinopsis histórica: las primeras líneas de alta velocidad .....	24
2.2.2. Situación actual: magnitudes y conceptos generales.....	30
2.2.3. Descripción de la red actual de alta velocidad por países .....	33
2.2.4. Perspectivas de futuro del ferrocarril de alta velocidad en Europa .....	41
2.3. Demanda de los servicios de alta velocidad.....	43
3.CARACTERIZACIÓN TÉCNICA DE LOS VEHÍCULOS QUE CIRCULAN POR LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD .....	47
3.1. El avance en las prestaciones .....	47
3.2. Características generales del material rodante de alta velocidad .....	49
3.3. Tipología de las líneas de alta velocidad.....	56
3.4. Características generales del material convencional que circula por líneas de alta velocidad .....	59
4.CARACTERIZACIÓN TÉCNICA DE LAS LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD.....	65
4.1. El trazado y la infraestructura de una línea de alta velocidad .....	65
4.1.1. Generalidades .....	65
4.1.2. El radio de las alineaciones curvas .....	66
4.1.3. La caracterización de las rampas.....	67
4.2. La sección transversal de la vía .....	68
4.2.1. Sección a cielo abierto sobre plataforma natural .....	68
4.2.2. Sección en viaducto .....	69
4.2.3. Sección en túnel.....	71
4.3. Requerimientos a la infraestructura.....	72
4.4. La superestructura de la vía .....	74
4.4.1. La vía sobre balasto .....	75
4.4.2. La vía en placa .....	82
5.EL PROCESO DE DETERIORO DE LA VÍA DEBIDO A ESFUERZOS VERTICALES: ESTADO DEL ARTE.....	85
5.1. Fundamentos.....	85
5.2. Solicitaciones dinámicas ejercidas por los vehículos .....	86

---

5.2.1.	Compatibilidad entre un mantenimiento de vía ordinario y el aumento de las prestaciones de los vehículos.....	86
5.2.2.	Formulación acerca de las solicitaciones verticales ejercidas por los vehículos sobre la vía.....	88
5.2.3.	Consecuencias de la formulación de las solicitaciones dinámicas.....	94
5.3.	Deterioro de la vía como consecuencia de la deformación de las capas de asiento y de la plataforma .....	100
5.3.1.	Descripción conceptual del fenómeno.....	100
5.3.2.	5.3.2. Primeros ensayos de laboratorio y estudios teóricos .....	104
5.3.3.	Ensayos de laboratorio basados en modelos a escala reducida.....	111
5.3.4.	Resumen de las leyes de deterioro de la calidad geométrica de la vía y reflexiones para su extrapolación a la alta velocidad .....	113
5.4.	Formulación de los costes de mantenimiento de vía.....	116
5.4.1.	Estudios generales .....	116
5.4.2.	Experiencia recogida de las líneas convencionales y extrapolación a las líneas de alta velocidad .....	119
5.5.	Experiencia de la evolución del deterioro de la vía y de los costes de mantenimiento en líneas de alta velocidad existentes .....	122
6.	CARACTERIZACIÓN DEL TRAZADO, DEL TRÁFICO Y DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA.....	131
6.1.	Descripción del trazado de la línea del AVE Madrid – Sevilla .....	131
6.2.	Evolución del tráfico de la línea del AVE Madrid – Sevilla.....	143
6.3.	Descripción de la infraestructura de la línea del AVE Madrid – Sevilla .....	143
6.3.1.	Caracterización de las obras de tierra .....	143
6.3.2.	Caracterización de las obras de fábrica .....	145
7.	EXPERIENCIA DEDUCIDA DE LOS REGISTROS DE AUSCULTACIÓN EN LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA.....	151
7.1.	Auscultación de vía en la línea del AVE Madrid – Sevilla.....	151
7.1.1.	Auscultación geométrica de la vía .....	151
7.1.2.	Auscultación dinámica de la vía .....	154
7.1.3.	Otro tipo de auscultaciones .....	156
7.1.4.	Proceso de gestión de los trabajos de mantenimiento .....	156
7.2.	Análisis de los registros de auscultación dinámica.....	162
7.2.1.	Consideraciones generales .....	162
7.2.2.	Aceleración vertical medida en caja de grasa .....	170
7.2.3.	Aceleración lateral medida en el bogie.....	181
7.2.4.	Aceleración vertical medida en la caja del vehículo .....	187
7.2.5.	Aceleración lateral medida en la caja del vehículo.....	193

---

7.3.	Análisis de los registros de auscultación geométrica .....	195
7.4.	Estimación de leyes generales de defectos de vía.....	203
7.5.	Posible extensión de los resultados a otras líneas de alta velocidad.....	217
8.	EXPERIENCIA DE LOS TRABAJOS DE MANTENIMIENTO SOBRE LA VÍA EN LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA.....	221
8.1.	Infraestructura del mantenimiento de las líneas de alta velocidad.....	221
8.2.	Infraestructura del mantenimiento en la línea del AVE Madrid – Sevilla .....	227
8.2.1.	Situación actual del sistema de explotación y mantenimiento .....	227
8.2.2.	Situación futura del sistema de explotación y mantenimiento.....	231
8.2.3.	Recursos de mantenimiento de vía .....	233
8.3.	Trabajos de mantenimiento de vía llevados a cabo en la línea del AVE Madrid – Sevilla.....	236
8.3.1.	Distribución de los trabajos a lo largo de la línea .....	236
8.3.2.	Evolución en el tiempo .....	239
8.3.3.	Análisis de los datos según características del tráfico y de la línea.....	239
8.4.	Deducciones de necesidades de mantenimiento para otros escenarios.....	243
9.	CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN .....	257
	BIBLIOGRAFÍA .....	263
	ANEJO I. DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA DINÁMICA A LO LARGO DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA EN FUNCIÓN DEL TRÁFICO CIRCULADO .....	275
	ANEJO II. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LOS RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA .....	279
A-II.1.	Distribución de las aceleraciones verticales medidas en caja de grasa.....	279
A-II.2.	Distribución de las aceleraciones laterales medidas en bastidor de bogie ..	285
A-II.3.	Distribución de las aceleraciones laterales medidas en caja de vehículo ....	288
A-II.4.	Distribución de las aceleraciones verticales medidas en caja de vehículo ..	291
	ANEJO III. EVOLUCIÓN DE LOS REGISTROS DE LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA .....	295
A-III.1.	Resultados de la auscultación dinámica en cuanto a la medición de aceleraciones verticales en la caja de grasa .....	295
A-III.1.1.	Tramo de Mora .....	295
A-III.1.2.	Tramo de Calatrava .....	297
A-III.1.3.	Tramo de Hornachuelos .....	299
A-III.2.	Resultados de la auscultación dinámica en cuanto a la medición de aceleraciones laterales en bastidor de bogie .....	301
A-III.3.	Resultados de la auscultación dinámica en cuanto a medición de aceleraciones laterales en caja de vehículo .....	302

---

A-III.4. Resultados de la auscultación dinámica en cuanto a la medición de aceleraciones verticales en caja de vehículo .....	303
<b>ANEJO IV. EVOLUCIÓN DE LOS REGISTROS DE LA AUSCULTACIÓN GEOMÉTRICA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA</b>	<b>305</b>
A-IV.1. La calidad geométrica en el tramo de Mora .....	305
A-IV.2. La calidad geométrica en el tramo de calatrava.....	307
A-IV.3. La calidad geométrica en el tramo de Hornachuelos .....	309
<b>ANEJO V. EVOLUCIÓN DE LOS TRABAJOS DE CONSERVACIÓN DE VÍA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA.....</b>	<b>311</b>
<b>ANEJO VI. CALIDAD EXIGIDA A LA GEOMETRÍA DE UNA VÍA DE UNA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD.....</b>	<b>317</b>
A-VI.1. Generalidades .....	317
A-VI.2. Modos de funcionamiento .....	318
A-VI.3. Descripción de los defectos de la vía.....	319
A-VI.3.1. Descripción geométrica.....	319
A-VI.3.2. Análisis espectral.....	321
A-VI.3.3. Función de distribución de probabilidad.....	324
A-VI.3.4. Función de distribución espacial .....	324
A-VI.4. Análisis de los defectos de la vía .....	324
A-VI.5. Cuantificación de los defectos de la vía y criterios para su corrección .....	327
<b>ANEJO VII. SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN DE LA VÍA: GENERALIDADES Y DESCRIPCIÓN TECNOLÓGICA .....</b>	<b>335</b>
A-VII.1. Los fundamentos del mantenimiento en líneas de alta velocidad: la auscultación .....	335
A-VII.2. Referencias topográficas.....	335
A-VII.2.1. Implantación y medición de las bases para el replanteo de la vía .....	335
A-VII.2.2. Implantación y medición de los puntos de marcaje y otros para el replanteo de la vía.....	336
A-VII.2.3. Definición de cuerdas largas y división en intervalos inferiores (5 m)	338
A-VII.3. Tipología de métodos de auscultación .....	341
A-VII.4. Métodos directos de medición de la geometría de la vía .....	343
A-VII.4.1. Clasificación de los métodos directos .....	343
A-VII.4.2. Sistemas de palpado .....	345
A-VII.4.3. Medidas perpendiculares al plano de rodadura de la vía.....	347
A-VII.4.4. Medidas en el plano de rodadura de la vía .....	354
A-VII.5. Métodos indirectos de medición de la geometría de la vía .....	358
A-VII.6. Vehículos de registro.....	358
A-VII.6.1. Vehículos de auscultación geométrica .....	358

---

A-VII.6.2. Vehículos de auscultación dinámica .....	362
A-VII.7. Frecuencia de los trabajos de auscultación .....	362
ANEJO VIII. LOS TRABAJOS DE MANTENIMIENTO SOBRE LA VÍA PARA CORREGIR SU GEOMETRÍA: DESCRIPCIÓN Y REPERCUSIONES ECONÓMICAS .....	365
A-VIII.1. El concepto de mantenimiento .....	365
A-VIII.2. Evolución histórica del mantenimiento de vía .....	368
A-VIII.2.1. El primer mantenimiento de vía: “la puntada a tiempo” .....	368
A-VIII.2.2. La introducción del mantenimiento sistemático.....	369
A-VIII.2.3. El “mantenimiento según estado” .....	371
A-VIII.3. Generalidades de los trabajos de mantenimiento de vía .....	372
A-VIII.3.1. Operaciones de nivelación .....	373
A-VIII.3.2. Operaciones de alineación.....	383
A-VIII.3.3. Operaciones de bateo .....	390
A-VIII.3.4. Operaciones de estabilización dinámica .....	395
A-VIII.3.5. Operaciones de extendido de balasto y perfilado de la banqueta de la vía .....	398
A-VIII.3.6. Otros trabajos de mantenimiento de vía relacionados con su geometría .....	399
A-VIII.3.7. Rendimiento de los trabajos de mantenimiento de vía .....	400
A-VIII.4. Incidencia económica de los trabajos de mantenimiento.....	402

---



## **RESUMEN**

Los requerimientos de seguridad y calidad propios del servicio prestado en las líneas de alta velocidad, en un escenario cada vez más exigente en lo que se refiere al volumen de tráfico y a la fiabilidad de los horarios, motivan la introducción de elementos de análisis cada vez más complejos para garantizar el correcto mantenimiento de la vía. En este contexto, la aplicación sistemática de auscultación, tanto dinámica (medición de aceleraciones) como geométrica (control de nivelación, alineación, peralte y ancho de vía), es el elemento básico para planificar las intervenciones correctivas en la vía.

En la línea del AVE Madrid – Sevilla, los registros de auscultación dinámica (auscultación efectuada cada tres semanas en toda la línea) permiten estudiar con detalle el proceso de deterioro de la vía sobre balasto y los factores que en ese proceso inciden. La experiencia de más de diez años de explotación arroja resultados significativos, aunque caracterizados por una elevada dispersión. En efecto, se percibe una clara influencia de la velocidad de circulación, de la carga dinámica y del volumen de tráfico, de forma prácticamente coincidente con lo apuntado por estudios teóricos y por constataciones experimentales. Aparte de los factores mencionados, resulta que el trazado y la presencia de las obras de fábrica, así como los terraplenes (caracterizados por su esbeltez), inciden sobremanera en el deterioro de la vía.

A pesar de este abanico extenso de variables, las leyes descriptivas de las necesidades de mantenimiento adolecen de una baja fiabilidad, como consecuencia de la intervención de variables estocásticas, como son la calidad en la ejecución de las obras o la meteorología. Esta circunstancia se asocia especialmente a la infraestructura, que en tramos puntuales puede presentar problemas de elevada deformación.

El dimensionamiento de los recursos de mantenimiento de vía en una línea de alta velocidad ha de tener en cuenta los factores comentados, además de los condicionantes del emplazamiento y de la efectividad de los trabajos correctivos de vía. Y, aun más, el acierto en el dimensionamiento se verá afectado en la medida en que los problemas de infraestructura se arreglen sucesivamente mediante intervenciones en la banqueta de la vía o, por contra, se solucionen de forma estable con intervenciones puntuales de saneamiento, mejora de drenajes, estabilización con inyecciones de mortero u otras soluciones que sean requeridas.



## **ABSTRACT**

Present requirements of safety and quality in high-speed lines, considering demand of increased traffic and higher reliability, lead to the introduction of more and more complex analyses in order to guarantee accurate track maintenance. In this context, systematic application of track tests, both dynamic control (measuring vehicle accelerations) and geometric one (measuring levelling, alignment, cant and gauge), is the key-tool in order to plan corrective work on track.

In AVE Madrid – Seville high-speed line, data of dynamic tests (one test every three weeks for the whole line) allow to study in detail the process of ballasted track deterioration and to find out the related parameters. The experience in operation of more than ten years throws significant results, although they are characterized by a high dispersion. In effect, you can perceive on them a clear relationship between, on one side, track deterioration and, on the other side, commercial speed, dynamic load and traffic. This relationship is practically coincident with the state of the art of theoretical research or experimental one. Apart from the above parameters, layout and presence of structures or earthworks (characterized by ratio of height and length) have a great deal of influence on track deterioration.

Despite this large group of parameters, descriptive formulas of need for track maintenance are not reliable enough, because of influence of stochastic parameters, like quality of process of construction or meteorology. This circumstance affects especially infrastructure, which might have problems of high deformation in some sections.

Definition of resources for track maintenance in high-speed lines should take into consideration not only the above items, but also characteristics of location and efficiency of corrective tasks on track. And, even more, success of that definition will depend on the fact that railway managers counter problems of infrastructure with tamping work on the ballast layer or, contrary to this, with improved drainage, jet grouting or other adequate technical solutions in the infrastructure itself.



## **1. INTRODUCCIÓN Y OBJETO DEL ESTUDIO**

En un contexto de movilidad creciente, atendiendo simultáneamente la demanda de mejores prestaciones y la exigencia de mayor seguridad, persiguiendo una efectividad óptima de los recursos empleados e, indudablemente, debiendo alcanzar un cuidado más respetuoso con el entorno, se entiende que la mejora de los medios de transporte y de las infraestructuras que éstos utilizan, cobre especial interés por parte de la sociedad y, en particular, por quienes profesionalmente pueden dedicarse a estos temas. Asimismo, se reconoce la necesidad de especializar los modos de transporte en función del tipo de desplazamiento que se planifique, haciendo insoslayable el análisis de cada uno de esos modos, la determinación de sus limitaciones y finalmente, tras su comparación, la decisión de optar por un determinado modo en función de la oferta que se quiera plantear.

Bajo estas premisas, el ferrocarril de alta velocidad constituye una respuesta plenamente válida para satisfacer los requisitos exigidos en corredores geográficos con unas ciertas características. El éxito comercial de las líneas que están en explotación desde hace años, así como las grandes inversiones destinadas a nuevas infraestructuras de este tipo, ponen de relieve la importancia de este medio de transporte y, consecuentemente, la justificación de nuevos estudios e investigación técnica centrados en este tema.

Dicha justificación adquiere una mayor relevancia si se tiene en cuenta que el ferrocarril de alta velocidad, a pesar de utilizar unos principios de diseño compartidos en su mayor parte con el ferrocarril convencional, tiene unas peculiaridades no contempladas en este último. Un paradigma indiscutible de esta idea es la propia vía, tanto en lo que se refiere a su diseño como a su mantenimiento.

Efectivamente, las solicitudes ejercidas por los trenes circulando a más de 200 km/h y sobre todo la calidad geométrica requerida, hacen que la vía de las líneas de alta velocidad, en comparación con las convencionales, tenga unos valores de diseño distintos (peso por unidad de longitud de los carriles, rigidez, inercia de la banqueta, etc.), aun cuando se mantenga la misma estructura básica (carril, placa de asiento, traviesas, balasto y plataforma). Además, las tareas de auscultación han de ser más frecuentes para garantizar al máximo los compromisos de calidad y seguridad adoptados por los operadores ferroviarios; y los trabajos de mantenimiento, a su vez, han de cumplir con prescripciones más estrictas.

Debe entenderse en este punto que uno de los grandes escollos que encontró la alta velocidad, en su desarrollo incipiente, fue el compatibilizar el deterioro de la vía sometida a los efectos dinámicos ejercidos por los vehículos, con un mantenimiento de vía que no resultara extremadamente costoso ni abocara la explotación a una inviabilidad técnica. La solución a este reto se halló en la formulación teórica, corroborada por resultados empíricos, acerca de las cargas dinámicas que ejercen los vehículos en función de su velocidad de circulación. Como resultado especialmente valioso en este sentido, ha de destacarse la posibilidad de compensar el efecto agresivo de la velocidad mediante la reducción de la masa del vehículo y, especialmente, mediante la reducción de su masa no suspendida. De esta manera, con un correcto diseño, se consiguen vehículos que, aun circulando a alta velocidad, suponen una carga dinámica sobre la vía equiparable, o incluso inferior, a la ejercida por vehículos convencionales circulando a velocidades más reducidas.

En aras de poder planificar adecuadamente las tareas de mantenimiento de la vía y disponer, con el máximo aprovechamiento, de los recursos técnicos y humanos convenientes, se hace necesario conocer cómo se produce la pérdida de calidad del camino de rodadura en función del tráfico que debe atender, las características de dicho tráfico (velocidad de circulación, carga por eje de los vehículos, etc.) y los parámetros definitorios de la superestructura y de la infraestructura de la línea que sea objeto de

estudio. Puesto que, como ya se ha apuntado, el diseño de los vehículos modernos de alta velocidad ha permitido obtener unas acciones dinámicas sobre la vía próximas a las ejercidas por los vehículos tradicionales a velocidades más reducidas, se ha considerado acertado utilizar, en las líneas de alta velocidad, las mismas leyes de deterioro deducidas para una vía convencional.

Sin duda, esta aplicación tiene un carácter relevantemente simplificado. Muchos de los datos que justifican las mencionadas leyes son resultado de ensayos de laboratorio, en los que difícilmente se podían representar las condiciones complejas y cambiantes de la banqueta de la vía, ya que sus características en conjunto escapan sustancialmente de la homogeneidad. Efectivamente, pueden citarse diversos factores que inciden notablemente en este aspecto. Verbigracia, valga la presencia de diferentes obras de fábrica que, en función de sus características geométricas, imprimen una variación obligada a la rigidez de la vía, que a su vez conduce indefectiblemente a distintas velocidades de deterioro. Si bien, en este caso, la información detallada en el propio proyecto constructivo puede orientar en relación con esas alteraciones de conservación de la geometría, otras incidencias, como son la meteorología o la misma ejecución de obra, son inasequibles desde una pretensión determinista y únicamente pueden ser cuantificadas desde la estadística.

Por todo lo antedicho, se considera de gran necesidad estudiar de forma específica el comportamiento de la vía en líneas de alta velocidad, desde el punto de vista de su mantenimiento, deduciendo leyes amparadas por la experiencia, en las que se tenga en cuenta la incidencia de algunos de los factores comentados. Es en este contexto en el que el documento presente pretende profundizar y obtener nuevos criterios más precisos.

El punto de partida de este planteamiento reside en el análisis de la experiencia de más de diez años de explotación en la línea de alta velocidad entre Madrid y Sevilla. Como corresponde a una línea de altas prestaciones, en la que el mantenimiento se esmera en garantizar los requisitos de seguridad y los compromisos adquiridos en cuestiones de calidad (confort, regularidad, fiabilidad, etc.), las tareas de auscultación adquieren una gran preponderancia y constituyen sin duda un referente valioso para el estudio de la evolución del estado de la vía. La determinación de relaciones entre, por una parte, los resultados de esas tareas de auscultación (tanto auscultación geométrica como auscultación dinámica) y, por otra parte, las características del tráfico soportado, y las solicitudes ejercidas por los vehículos como consecuencia de sus masas y su velocidad de circulación, es el objeto principal de este estudio. Análogamente, el cómputo de los trabajos ordinarios de vía (perfilado, nivelación, alineación, bateo y estabilización de la capa de balasto) y la valoración de algunos de los trabajos de intervención puntual sobre la infraestructura (reparación de terraplenes y rellenos) permiten alcanzar reflexiones útiles para el propósito planteado.

Las leyes de deterioro, así como cualquier otra constatación fruto de la experiencia mencionada, permiten evaluar la influencia que ejerce el tráfico (variando los parámetros de velocidad, número de circulaciones, cargas por eje, etc.) sobre los costes de mantenimiento; e, incluso, como aplicación práctica, cabe deducir prescripciones para el correcto dimensionamiento de las bases de mantenimiento de vía, en lo que se refiere a los recursos de que disponen y a la longitud del tramo de línea que deben atender.

La aportación de este trabajo reside en que su análisis se basa en datos obtenidos de una línea de alta velocidad en explotación comercial, a diferencia de otros estudios que han tenido su origen en ensayos de laboratorio. Ciertamente, en el estado del arte, se cuenta también con la experiencia recabada en otras líneas de alta velocidad: no obstante, debe destacarse la muy reducida divulgación de estos datos por parte de las correspondientes administraciones ferroviarias y la menor cantidad de información tratada en muchos casos. En lo que se refiere a este trabajo, el periodo contemplado de más de diez años y la consideración de la línea en toda su extensión parecen ser suficientes para obtener resultados de elevada repercusión técnica.

La estructura de este documento estriba, en primer lugar, en presentar someramente las peculiaridades de la vía en las líneas de alta velocidad y cuantificar las acciones dinámicas que ejercen los vehículos que por ellas transitan. En segundo lugar, con una pretensión expositiva, se incluye una relación de las aportaciones más significativas en el campo de la calidad geométrica de la vía, desde el punto de vista de su deterioro con el tráfico. En posteriores capítulos, el documento se centra propiamente en el objeto de investigación, utilizando la información expuesta precedentemente: por una parte, se recogen los resultados deducidos del estudio de los trabajos de auscultación de la línea Madrid – Sevilla y, por otra parte, se procede análogamente con los trabajos de mantenimiento de vía. Para cada uno de estos capítulos, se aportan descripciones en los anejos acerca de cómo se realizan en la práctica las actividades de auscultación y mantenimiento referidas. Finalmente, el documento concluye con una valoración de las leyes deducidas de deterioro y la propuesta de criterios para el diseño de las correspondientes instalaciones de mantenimiento, aparte de un capítulo de conclusiones generales del trabajo.

Realmente, las nuevas infraestructuras ferroviarias contempladas en la planificación vigente motivan la obtención de criterios fehacientes y prácticos en este ámbito; máxime teniendo en consideración el aumento de velocidad proyectado y el importante tráfico que deberán soportar algunas de ellas. Ello, por sí solo, constituye una motivación de primer orden para este estudio; pero aun mayor interés tiene el hecho de poder contribuir al desarrollo de la sociedad, facilitando sus desplazamientos mediante un modo de transporte eficaz y respetuoso con el medio, cuando su diseño, su construcción, su explotación y su mantenimiento se llevan a cabo adecuadamente, con solvencia y responsabilidad profesional. No se ha querido que este aspecto pasara desapercibido y, por ello, con carácter introductorio, figura una exposición de lo que la alta velocidad representa y de aquello que puede ser, en tanto que equivalen al ámbito presente y al ámbito futuro de aplicación de este trabajo.

En cualquier caso, quede como reflexión que la contribución técnica a un modo de transporte, indudablemente, si es acertada, lo mejora; y que esa mejora redunde en la libertad de las personas para desplazarse; y la libertad, como dijo quien peleó contra molinos de viento, “*es uno de los más preciosos dones que a los hombres dieron los cielos*”.



## **2. APROXIMACIÓN AL ESCENARIO DE LA ALTA VELOCIDAD**

### **2.1. EL FERROCARRIL DE ALTA VELOCIDAD: UNA NECESIDAD PARA LA MOVILIDAD SOSTENIBLE**

Decía Louis Armand (1905-1971), quien fue Director General de la SNCF y Secretario General de la UIC: *“Si el ferrocarril sobrevive al siglo XX, será el medio de transporte del siglo XXI”*. Este vaticinio, enunciado durante la década de los años 60, recoge sin duda la realidad asignada a este medio singular de transporte en su historia más reciente.

En efecto, en aquella época, particularmente en lo que se refiere a Europa, se consideraba que el transporte ferroviario se hallaba en un periodo de declive y que progresivamente iría languideciendo hasta poder ser casi sustituido por otros medios, especialmente por la carretera. A pesar de los importantes incrementos de movilidad de viajeros y mercancías que acaecieron durante las últimas tres décadas del siglo pasado, ciertamente se constató en ese periodo una pérdida apreciable de importancia del ferrocarril.

En los países que constituyen la actual Unión Europea, la movilidad de viajeros pasó en el periodo comprendido entre 1970 y 1998 de 2485 a 5150 millones de pasajeros – kilómetro, lo que supuso un incremento porcentual del 107% (Eurostat, 2002). Dicha variación en absoluto tuvo un carácter homogéneo para los distintos modos de transporte, ya que mientras la cuota de participación del coche privado pasó aproximadamente del 60 al 70%, la del transporte ferroviario se mantuvo alrededor de un 4%.

Este crecimiento desproporcionado entre los distintos modos de transporte ocasiona desequilibrios en los corredores geográficos, que ofrecen un espacio limitado para ubicar las infraestructuras. En algunos de ellos, se llega a ocupar todo el espacio disponible, ofreciendo grandes dificultades cualquier proyecto de ampliación. El consiguiente escenario de saturación repercute sin duda en las expectativas económicas y sociales de las regiones atendidas, y produce insoslayables costes externos, incluyendo los vinculados al medio ambiente.

En estas circunstancias, se entiende que el reto de la movilidad sostenible ha de basarse, dentro de lo posible, en medios de transporte que, a la vez de alcanzar las prestaciones exigidas actualmente y durante un periodo futuro razonable, sean eficaces en la gestión de los recursos financieros y de los recursos energéticos, así como en el uso del suelo y en la reducción de contaminación. Bajo estos auspicios, se entiende de forma mayoritaria la necesidad de potenciar una red de alta velocidad (bajo ciertos condicionantes) que pueda complementar, con unos adecuados parámetros de servicio, el transporte por carretera y el transporte aéreo. Se trata, en definitiva, de un ferrocarril nuevo, con unas características completamente distintas a las ofrecidas por el ferrocarril convencional en términos de calidad y tiempo de viaje, que, por haber sobrevivido al siglo XX, será el medio de transporte del siglo XXI.

## 2.2. DESCRIPCIÓN DE LA RED DE FERROCARRILES DE ALTA VELOCIDAD EN EL MUNDO

### 2.2.1. *Sinopsis histórica: las primeras líneas de alta velocidad*

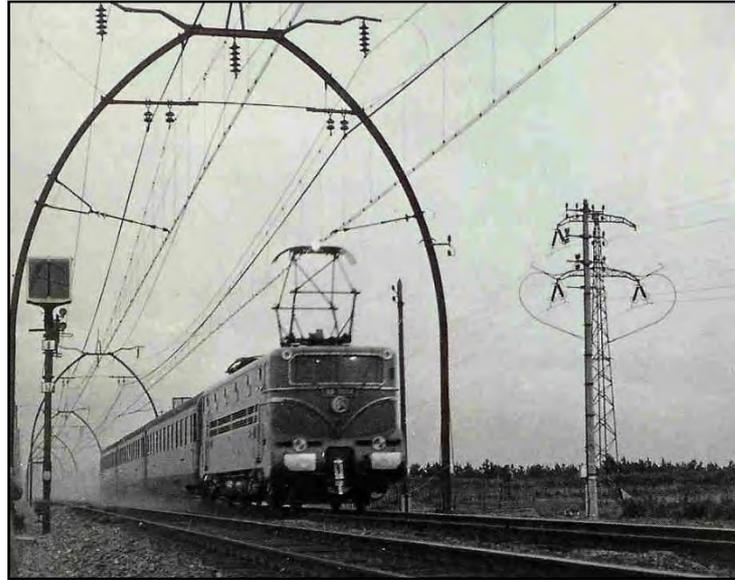
La primicia en el campo de la alta velocidad ferroviaria tuvo lugar en octubre de 1964 en Japón (**figura 2.1**), cuando se inauguró la línea Tokyo – Osaka de 515 km (la línea del “Tokaido Shinkansen”). El tiempo de viaje era de aproximadamente 4 horas y la velocidad máxima que se alcanzaba era de 210 km/h. En noviembre del siguiente año, pasado un primer periodo de consolidación de la infraestructura, se procedió a reducir el tiempo de viaje a 3 horas y 10 minutos. Actualmente la velocidad máxima que se alcanza en dicha línea en servicio comercial es de 270 km/h.

Esta línea tenía su precedente en un estudio realizado ya en el año 1939; pero el acaecimiento de la Segunda Guerra Mundial paralizó el proyecto de construcción de la infraestructura para el nuevo ferrocarril, que había sido apodado con el título ilustrativo de “Tren Bala”. No fue hasta 1956, encontrándose Japón en pleno proceso de recuperación de la contienda, cuando se planteó un estudio de viabilidad para la construcción de una nueva línea entre la capital del país y Osaka, dada la manifiesta saturación del corredor. Las obras empezaron en 1959 y se observaron unos parámetros que diferían significativamente respecto a la red convencional existente: ancho de vía de 1435 mm en lugar de ancho métrico, radio mínimo de curva de 2500 m y entrevía de 4,2 m (Yoshikawa, 1989). La electrificación se estableció en corriente alterna a 25 kV, valor que se ha extendido a gran parte de las líneas de alta velocidad actuales.



*Figura 2.1.- Rama de alta velocidad de la Serie 0. Esta serie se puso en servicio por primera vez en 1964 en el “Tokaido Shinkansen”. Fuente: JRW.*

En cuanto a Europa, desde mediados de la década de los años 50 se venían realizando ensayos para elevar la velocidad comercial en las distintas líneas de la red. Concretamente, en Francia, en 1955 se había alcanzado ya la velocidad de 331 km/h en Las Landas (proximidades de Burdeos) aprovechando la existencia de un tramo rectilíneo de 42 km perteneciente a la línea convencional (**figura 2.2**). Posteriormente, en el periodo 1961-1964, cuando la velocidad máxima en servicio comercial rondaba los 160 km/h, se realizó una campaña de ensayos sistemáticos que dieron como resultado la garantía de poder circular con velocidades máximas en explotación superiores a los 200 km/h (López Pita 1998a).



*Figura 2.2.- Bajo los singulares arcos de la línea de Las Landas, la locomotora CC 7107 circulaba a 331 km/h en marzo de 1955. Fuente: tomada de Hérissé et al. (1990).*

Estos estudios condujeron en 1967 a que el Servicio de Investigación de la SNCF considerara dos planteamientos posibles: el primero se basaba en la mejora de las prestaciones de las líneas existentes, y el segundo en la construcción de nuevas líneas con parámetros de trazado de alta velocidad, siguiendo con ciertas reservas el paradigma de Japón.

Bajo la primera tendencia de actuación, se continuaron realizando ensayos para mejorar las posibilidades del material móvil y, sobre todo, se procedió a realizar múltiples mejoras del trazado de las líneas existentes (variantes, rectificación de curvas...). Como consecuencia de estas numerosas intervenciones, las velocidades y por ende los tiempos de viaje configuraron una oferta sumamente mejorada, como queda patente en la **tabla 2.1**.

*Tabla 2.1. Progreso de las velocidades en algunos corredores ferroviarios franceses en el periodo 1950 – 1980. Fuente: López Pita (2002a).*

Corredor	Velocidad comercial		
	1950	1960	1979
París - Burdeos	98,2 km/h	121 km/h	152 km/h
París - Lille	99,7 km/h	116 km/h	134 km/h
París - Estrasburgo	96,0 km/h	97,0 km/h	130 km/h
París - Toulouse	75,4 km/h	95,7 km/h	118 km/h
París - Marsella	84,0 km/h	114 km/h	132 km/h

A principios de la década de los años 80 se llegó al límite posible que, en materia de velocidad, ofrecían las líneas convencionales, construidas en su mayor parte a lo largo del siglo XIX. A pesar de las mejoras que se han puesto de manifiesto anteriormente, se constató a lo largo del periodo 1960 – 1980 una importante disminución de la cuota de transporte de viajeros, disminución vinculada al desarrollo de la aviación comercial de entonces. Los datos que aparecen en la **tabla 2.2** son suficientemente ilustrativos de esta circunstancia.

Tabla 2.2. Incidencia comercial de la nueva línea París – Lyon: evolución de la distribución modal en dicho corredor. Fuente: López Pita (2002a).

MODO	DISTRIBUCIÓN MODAL DE TRÁFICO			
	AÑO 1963	AÑO 1967	AÑO 1975	
			Sin nueva línea	Con nueva línea
Ferrocarril	65,4%	48,0%	25,4%	58,0%
Avión	6,7%	19,5%	39,0%	12,4%
Carretera	27,9%	32,5%	35,6%	29,6%

En esa coyuntura surgió la necesidad de desarrollar la segunda línea de actuación enunciada por la SNCF, cuya concreción fue el estudio de viabilidad de nuevas infraestructuras de altas prestaciones en los corredores París – Lyon (“LGV Sud – Est”), París – Nord y París – Est. Prosperó la iniciativa en el primero de ellos y en 1974 se aprobó el correspondiente proyecto por parte del Consejo de Ministros francés. Las obras se iniciaron en 1976, y culminaron con la puesta en servicio del tramo sur de la línea (Saint Florentin – Sathonay) en 1981 y del resto en 1983, quedando unidas París y Lyon en 2 horas –en lugar de 3 horas y 50 minutos–. En el trazado resultante de 410 km se alcanzaban velocidades punta de hasta 270 km/h. Ciertamente, a la vez que se realizaba la construcción de la nueva infraestructura, habían proseguido los ensayos en el material móvil, para asegurar la estabilidad a velocidades cada vez más elevadas (figura 2.3).



Figura 2.3.- Turbo-tren experimental TGV 001 de 3760 kW (dotado de turbina de gas), que en 1972 alcanzó los 318 km/h. Fuente: Lorin (1981).

En el Reino Unido, a mediados del siglo XX, se partía de una situación, en lo que a prestaciones ferroviarias se refiere, muy similar a la descrita para Francia. También, durante los años siguientes, se procedió a mejorar el trazado de las líneas existentes mediante numerosas actuaciones de carácter puntual.

A diferencia del caso francés, las distancias de los principales corredores no exceden los 300 km (salvo el corredor Londres – Newcastle – Edimburgo, que tiene una longitud aproximada de 630 km), por lo que en general los tiempos de viaje ofertados en los años 80 resultaban competitivos (tabla 2.3). Esto condujo a que se desestimara la construcción de nuevas infraestructuras de alta velocidad y se apostara por la modernización de los trazados existentes y la introducción del ferrocarril de caja inclinable. En este sentido, se realizaron pruebas para poner en explotación el tren APT (“Advanced Passenger Train”), dotado de un sistema de pendulación asistida (figura 2.4), que no dio los resultados esperados. El proyecto fue abandonado en 1986.

Tabla 2.3. Evolución de las prestaciones comerciales por ferrocarril en el Reino Unido en el periodo 1966 – 1978. Fuente: López Pita (2002a).

RELACIÓN (longitud)	TIEMPO DE VIAJE Y VELOCIDAD COMERCIAL	
	AÑO 1966	AÑO 1978
Londres – Newcastle (430 km)	3 h 30 min (123 km/h)	3 h 04 min (140 km/h)
Londres – Edimburgo (630 km)	5 h (126 km/h)	4 h 30 min (140 km/h)
Londres – Sheffield (270 km)	2 h 50 min (95 km/h)	2 h 15 min (120 km/h)
Londres – Norwich (185 km)	2 h (92 km/h)	1 h 40 min (111 km/h)
Londres – Manchester (300 km)	2 h 35 min (120 km/h)	2 h 25 min (124 km/h)
Londres – Bristol (190 km)	1 h 30 min (127 km/h)	1 h 26 min (132 km/h)

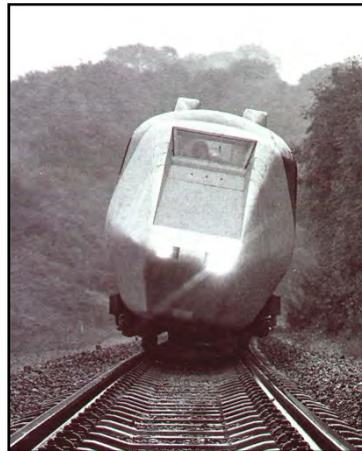


Figura 2.4.- Circulación del APT en curva –se puede apreciar la basculación del vehículo–. Fuente: British Railways (2002).

Por otra parte, en Italia a finales de los años 60 la participación del transporte ferroviario en el reparto modal había disminuido considerablemente, poniendo de manifiesto la necesidad acuciante de mejorar la capacidad y las prestaciones de la red. Con este interés se plantearon entonces dos campos de desarrollo: por una parte, la introducción de vehículos de caja inclinable en aquellos trazados existentes que presentaran una geometría con importantes restricciones a la velocidad; y, por otra parte, la construcción de nuevas infraestructuras de alta velocidad.

En cuanto al primero de los campos de desarrollo planteados, en 1972 se construyó un prototipo, denominado ETR 401 (**figura 2.5**), que estuvo en explotación comercial en la línea Roma – Ancona desde 1976 a 1978. Más recientemente, en 1988, entraron en servicio entre Roma y Milán las ramas ETR 450 (llamadas “Pendolino”), capaces de alcanzar los 250 km/h. Desde 1996 las versiones ETR 460 y ETR 470, basadas en los vehículos precedentes, circulan en las líneas que unen Italia con Francia y Suiza a través de los Alpes.

Respecto a la construcción de nuevas infraestructuras, en 1970 se iniciaron los trabajos de construcción de la “*Direttissima*” entre Roma y Florencia de 246 km. Siete años más tarde, se puso en servicio la primera sección entre Settebagni y Città della Pieve; y posteriormente, en 1985 el tramo entre Città della Pieve y Arezzo, y en 1992 la totalidad de la línea. La velocidad máxima que se alcanza en este corredor es de 250 km/h, desde que en 1988 entró en servicio el ETR 450 —hasta entonces la línea había sido explotada mediante vehículos convencionales formados por una locomotora y varios coches, que a lo sumo circulaban a 200 km/h—.



Figura 2.5.- Rama de caja inclinable ETR 401 en la estación de Turín. Fuente: Rimessa Ferroviaria Pistoia (2002).

Paralelamente, en Alemania la DB puso en explotación durante 1991 las primeras líneas de alta velocidad en ese país: la línea Hannover – Würzburg de 326 km y la línea Mannheim – Stuttgart de 99 km. Se trataba de una nueva infraestructura diseñada para ser usada tanto por ramas específicas de alta velocidad —“*InterCity Express*” o de forma abreviada ICE (figura 2.6)— circulando a 250 km/h, como por trenes de mercancías con velocidades máximas de 120 km/h y cargas por eje de hasta 22,5 t. Estas líneas de tráfico mixto tienen unos parámetros de trazado claramente distintos a los observados en las líneas francesas, que son exclusivas para la circulación de vehículos de alta velocidad. En este sentido, mientras las rampas máximas en las líneas alemanas son de 12,5 mm/m, en la línea París – Lyon el límite establecido es de 35 mm/m.



Figura 2.6.- Rama alemana de alta velocidad ICE 1. Fuente: UIC (2002).

Cabe poner de manifiesto que la razón esencial que motivó la construcción de estas líneas radica en la saturación que ya experimentaban algunos de los principales corredores alemanes en la década de los años 70. En efecto, debe tenerse en cuenta en este punto la alta densidad de población de Alemania —en este sentido, cabe aportar como dato relevante (aunque de una etapa posterior) que en 1997 era de 230 habitantes por km<sup>2</sup> frente a los 108 correspondientes a Francia—. Esta situación, unida al elevado grado de descentralización del país, conducían a una red ferroviaria caracterizada por un elevado número de estaciones y, consiguientemente, por unas velocidades comerciales inferiores a las referidas en el caso de Francia y el Reino Unido en el mismo periodo de tiempo (tabla 2.4). Ante esta situación, la DB optó por dos tipos de

actuaciones: por una parte, la modernización de los trazados existentes —lo que permitió pasar de velocidades comerciales máximas en torno de los 100 km/h en 1960 a velocidades de 200 km/h en los años 80—, y por otra parte la construcción de nuevas líneas, estando ambos tipos de actuaciones recogidos en el Plan Federal de Vías de Comunicación de 1975 (aplicable a la entonces República Federal de Alemania). De acuerdo con este marco de planificación, se iniciaron las obras de las dos futuras líneas de alta velocidad (en 1973 la de Mannheim – Stuttgart y en 1976 la de Hannover – Würzburg), a la vez que se mejoraba la explotación en las líneas existentes mediante la introducción de nuevos servicios Intercity (IC) de largo recorrido con elevadas frecuencias (en algunos corredores de hasta un tren por hora) y con incrementos considerables de la velocidad.

La aparición del ferrocarril de alta velocidad supuso una reducción apreciable en el tiempo de viaje, como se puede apreciar en la **tabla 2.5**. No obstante, debido a la distribución poblacional antes descrita, las velocidades comerciales resultantes en los nuevos servicios eran ligeramente inferiores a las ofrecidas en los trayectos del TGV francés.

*Tabla 2.4. Prestaciones comerciales ofrecidas por el ferrocarril de la DB en los inicios de la década de los 70. Fuente: López Pita (2002a).*

<b>RELACIÓN</b> (longitud)	<b>TIEMPO DE VIAJE</b>	<b>VELOCIDAD COMERCIAL</b>
Colonia – Stuttgart (386 km)	3 h 55 min	98 km/h
Colonia – Frankfurt (223 km)	2 h 55 min	92 km/h
Hannover – Munich (635 km)	6 h	106 km/h
Frankfurt – Hamburgo (527 km)	4 h 50 min	109 km/h
Frankfurt – Stuttgart (210 km)	2 h 10 min	97 km/h

*Tabla 2.5. Reducción del tiempo de viaje en algunos corredores alemanes con la introducción de los servicios del ICE. Fuente: López Pita (2002a).*

<b>CORREDOR</b>	<b>TIEMPO DE VIAJE</b>		<b>Tiempo ahorrado 1990-1991</b>	<b>Reducción porcentual</b>
	<b>Año 1990</b> IC (200 km/h)	<b>Año 1991</b> ICE (250 km/h)		
Hamburgo – Stuttgart	6 h 55 min	5 h 01 min	1 h 54 min	28%
Hannover – Stuttgart	5 h 37 min	3 h 48 min	1 h 49 min	32%
Frankfurt – Stuttgart	2 h 11 min	1 h 22 min	49 min	38%
Hamburgo – Frankfurt	4h 37 min	3 h 35 min	1 h 02 min	22%
Hannover – Frankfurt	3 h 19 min	2 h 22 min	57 min	29%

En el caso de España, la actual planificación de líneas de alta velocidad tiene su antecedente en el Plan de Transporte Ferroviario, elaborado en 1987, en el que se recogían importantes actuaciones en aras de descongestionar algunos cuellos de botella existentes en la red de entonces. Entre las actuaciones de nueva construcción recogidas en el mencionado documento se incluía la propuesta de un nuevo acceso a Andalucía diseñado con una velocidad máxima de 250 km/h, variante del paso a través de Despeñaperros.



*Figura 2.7.- Tren AVE en la estación de Atocha (Madrid). Fuente: fotografía realizada por el autor.*

En diciembre de 1988 se decidió dotar el eje Sevilla – Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera francesa de una nueva infraestructura de alta velocidad y de ancho internacional, para poder conectar con la futura red europea. Cuatro años más tarde, coincidiendo con la Exposición Universal de Sevilla, se inauguró el tramo entre Sevilla y Madrid (471 km), con una velocidad máxima de 250 km/h, que posteriormente se elevó hasta 300 km/h en uno de los tramos (**figura 2.7**). El distinto ancho de vía respecto a la red convencional supuso el uso exclusivo de la línea mediante ramas específicas de alta velocidad (AVE) y trenes convencionales Talgo de rodadura desplazable con una velocidad máxima de 200 km/h, que pueden circular por los dos anchos de vía.

La incipiente red ferroviaria que se ha descrito en los párrafos precedentes ha ido progresivamente aumentando su extensión e incorporando otros países como Bélgica, Dinamarca, Suecia o Estados Unidos. En estos momentos las zonas donde con mayor intensidad se concentran las infraestructuras de alta velocidad son Japón y Europa Occidental.

### ***2.2.2. Situación actual: magnitudes y conceptos generales***

En la actualidad, la red de líneas de alta velocidad que se hallan en servicio supera extensamente los 5000 km en todo el mundo, cifra a la que hay que añadir las líneas que se hallan en proceso de construcción –aproximadamente suponen unos 3000 km– y las líneas que están en fase de proyecto (en torno a 4000 km). La distribución geográfica de esta red presenta un carácter marcadamente heterogéneo: como ya se ha indicado, son Japón y Europa Occidental –especialmente, Francia– las áreas que sobresalen más en este aspecto.

Más concretamente en las **tablas 2.6** y **2.7** se recogen los datos correspondientes a las longitudes de líneas de alta velocidad en el contexto europeo y en el asiático. Se puede comprobar que en los primeros puestos del escalafón destacan Japón con 2175 km de líneas en servicio y Francia con 1541 km. Tras ellos se encuentran Alemania y España, existiendo en este último caso un ambicioso programa de construcción de nuevas infraestructuras.

Tabla 2.6. Longitud de líneas de alta velocidad en Europa (datos de 2002). Fuente: elaboración propia a partir de datos de la UIC.

País	Líneas en servicio	Líneas en construcción	Líneas proyectadas	Total
	Se indican la distancia en kilómetros y el porcentaje respecto al total de cada columna.			
Alemania	577 <b>19%</b>	303 <b>12%</b>	0 <b>0%</b>	880 <b>12%</b>
Bélgica	88 <b>3%</b>	100 <b>4%</b>	33 <b>2%</b>	221 <b>3%</b>
Dinamarca	15 <b>0%</b>	0 <b>0%</b>	0 <b>0%</b>	15 <b>0%</b>
Din. - Suecia	18 <b>1%</b>	0 <b>0%</b>	0 <b>0%</b>	18 <b>0%</b>
España	471 <b>15%</b>	949 <b>37%</b>	559 <b>32%</b>	1979 <b>27%</b>
Francia	1541 <b>51%</b>	320 <b>13%</b>	937 <b>54%</b>	2798 <b>38%</b>
Fr. – R. Unido	52 <b>2%</b>	0 <b>0%</b>	0 <b>0%</b>	52 <b>1%</b>
Holanda	0 <b>0%</b>	120 <b>5%</b>	0 <b>0%</b>	120 <b>2%</b>
Italia	246 <b>8%</b>	493 <b>19%</b>	167 <b>10%</b>	906 <b>12%</b>
Reino Unido	0 <b>0%</b>	74 <b>3%</b>	38 <b>2%</b>	112 <b>2%</b>
Suecia	31 <b>1%</b>	140 <b>5%</b>	0 <b>0%</b>	171 <b>2%</b>
Suiza	0 <b>0%</b>	57 <b>2%</b>	0 <b>0%</b>	57 <b>1%</b>
<b>TOTAL</b>	<b>3039</b> <b>100%</b>	<b>2556</b> <b>100%</b>	<b>1734</b> <b>100%</b>	<b>7329</b> <b>100%</b>

A las referidas tablas, debe añadirse el corredor existente en Estados Unidos que une las ciudades de Boston, Nueva York y Washington a lo largo de 730 km. En este país se han proyectado también nuevas líneas en otros corredores.

Respecto a los datos recopilados en las tablas, cabe apostillar que el criterio para incluir ciertas líneas en el listado correspondiente a la alta velocidad presenta ciertas variantes. En efecto, la definición de alta velocidad ferroviaria dista de momento de ser unívoca y

entendida exactamente del mismo modo por todas las administraciones ferroviarias del mundo. La velocidad que establece la frontera entre los servicios convencionales y los de alta velocidad oscila en una banda comprendida habitualmente entre los 200 y los 250 km/h. En algunos casos, se hacen diferenciaciones adicionales calificando como “líneas mejoradas” (“*upgraded lines*”) a los servicios que circulen con prestaciones incluidas en la banda mencionada, y como “alta o muy alta velocidad” (“*high or very high speed*”) los que superen los 250 ó los 300 km/h.

Tabla 2.7. Longitud de líneas de alta velocidad en Asia (datos de 2002). Fuente: elaboración propia a partir de datos de la UIC.

País	Líneas en servicio	Líneas en construcción	Líneas proyectadas	Total
	Se indican la distancia en kilómetros y el porcentaje respecto al total de cada columna.			
China	0 <b>0%</b>	0 <b>0%</b>	1300 <b>55%</b>	1300 <b>27%</b>
Corea del Sur	0 <b>0%</b>	58 <b>21%</b>	374 <b>16%</b>	432 <b>9%</b>
Japón	2175 <b>100%</b>	215 <b>79%</b>	349 <b>15%</b>	2739 <b>57%</b>
Taiwan	0 <b>0%</b>	0 <b>0%</b>	340 <b>14%</b>	340 <b>7%</b>
<b>TOTAL</b>	<b>2175</b> <b>100%</b>	<b>273</b> <b>100%</b>	<b>2363</b> <b>100%</b>	<b>4811</b> <b>100%</b>

No obstante, la Unión Europea, en la Directiva 96/48/EC establece una definición al respecto, exponiendo diversos matices en lo que concierne a la infraestructura, al material móvil y a la explotación. Según esta definición se pueden entender como líneas de alta velocidad, dentro de la red trans-europea, aquellas que cumplan los siguientes requisitos:

(a) En cuanto a la **infraestructura**:

- Las líneas de nueva construcción deberán disponer de un trazado que permita alcanzar en gran parte del recorrido velocidades iguales o superiores a 250 km/h.
- Las líneas que resulten de una mejora del trazado de una línea convencional (“*upgraded lines*”) deberán permitir circular a velocidades próximas a los 200 km/h.
- En los tramos donde haya insoslayables condicionantes de la orografía o limitaciones urbanísticas, la velocidad se adaptará a cada caso en particular.

(b) En cuanto al **material móvil**:

- En las líneas de nueva construcción, el material móvil ha de poder circular

de forma segura, en un viaje sin paradas, a una velocidad mínima de 250 km/h, permitiendo alcanzar los 300 km/h bajo circunstancias apropiadas.

- En las líneas que resulten de una mejora del trazado de una línea convencional, el material móvil deberá poder circular a velocidades de hasta 200 km/h.
- En otras líneas, se deberá observar la máxima velocidad posible.

(c) En cuanto al **sistema de operación**:

- Los servicios de alta velocidad, en cualquier caso, deben presuponer una excelente compatibilidad entre las características de la infraestructura y las del material móvil.

Sea como fuere, es conveniente tener en cuenta en este punto que el concepto de alta velocidad no deja de estar supeditado a la velocidad máxima estipulada en la red convencional de un determinado país. En regiones en las que la tecnología ferroviaria no ha experimentado un elevado grado de desarrollo, la implantación de trenes que circulen hasta 160 km/h puede ser considerada —quizá únicamente a nivel local— como el establecimiento de un servicio de alta velocidad.

### **2.2.3. Descripción de la red actual de alta velocidad por países**

A modo de concretar el escenario configurado por la red ferroviaria de alta velocidad, se procede a continuación a detallar someramente dicha red en los países que participan de ella de forma significativa, ordenados según la extensión de la infraestructura de alta velocidad.

#### **2.2.3.1. Japón**

Aunque hasta cierto punto se incumpla el sentido estricto de la definición expuesta anteriormente, se considera que la primera línea de alta velocidad fue la que unió Tokyo y Osaka en 1964 (*“Línea del Tokaido Shinkansen”*). A esta línea le siguieron las inauguraciones de los tramos entre Osaka y Okayama en 1972, y entre Okayama y Hakata en 1975, configurando un nuevo corredor (*“Línea del Sanyo Shinkansen”*). Las obras en ambos tramos se habían iniciado en 1967 y en 1970 respectivamente, y se habían tenido en consideración parámetros de trazado más restrictivos (radio mínimo de curva de 4000 m y entrevías de 4,3 m) que los contemplados en la primera línea.

A esta incipiente red de alta velocidad, se le sumaron, ya en la década de los años 80, los corredores Omiya – Morioka (*“Línea del Tohoku Shinkansen”*) y Omiya – Niigata (*“Línea del Joetsu Shinkansen”*), cuya velocidad máxima comercial, en el año de su puesta en servicio era de 210 km/h. Posteriormente, como resultado de una extensa campaña de ensayos, se pudo elevar la velocidad en la primera de las dos líneas hasta los 240 km/h. Esta campaña prosiguió en las restantes líneas hasta establecerse los límites de velocidad actuales, que llegan a los 300 km/h en algunos casos.

En 1985, se puso en servicio el enlace entre la terminal del Tokaido Shinkansen en Tokyo y la estación de Ueno, donde finalizaban las líneas del Tohoku y Joetsu Shinkansen. De esta manera, quedaba definida una línea troncal, que recorría de extremo a extremo toda la isla de Honshu, la mayor del Japón. Más recientemente, la red se ha completado con las incorporaciones de las ramas Morioka – Akita (*“Línea del Akita Shinkansen”*), Takasaki – Nagano (*“Línea del Nagano Shinkansen”*) y Fukushima – Yamagata – Shinjo (*“Línea del Yamagata Shinkansen”*), todas ellas en la isla de Honshu. En la actualidad está en proyecto expandir la alta velocidad hasta Sapporo en la isla de Hokkaido, y hasta Nagasaki y Kagoshima en la isla Kyushu. En la **figura 2.8** se muestra un mapa de la red de alta velocidad japonesa, cuyos datos principales se recogen en la **tabla 2.8**.



Figura 2.8.- Mapa de Japón donde se recoge la red ferroviaria de alta velocidad.  
Fuente: UIC (2002).

Tabla 2.8. Características generales de las líneas de alta velocidad japonesas que actualmente están en servicio. Fuente: UIC (2002).

LÍNEA	Origen/ Destino	Año puesta en servicio	Longitud	Velocidad máxima de explotación
Tokaido Shinkansen	Tokyo/Osaka	1964	515 km	270 km/h
Sanyo Shinkansen	Osaka/Hakata	1972-75	554 km	300 km/h
Tohoku Shinkansen	Omiya/Morioka	1982	466 km	240 km/h
Joetsu Shinkansen	Omiya/Niigata	1982	270 km	275 km/h
	Tokyo/Omiya	1985	31 km	110 km/h
Yamagata Shinkansen	Fukushima/Shinjo	1992-99	149 km	
Akita Shinkansen	Morioka/Akita	1997	127 km	275 km/h
Nagano Shinkansen	Takasaki/Nagano	1997	125 km	260 km/h

Existen asimismo proyectos de trenes de levitación magnética, que permitirán alcanzar velocidades comerciales en torno a los 500 km/h –de hecho, en 1999 se alcanzó ya el récord de 552 km/h en el tramo de ensayos de Yamanashi (Japón)–. Uno de los corredores en los que se ha hecho este planteamiento es el de Tokyo – Nagoya – Osaka (“*Línea Chuo Shinkansen*”), estimando un tiempo de viaje entre los dos extremos de 1 hora en lugar de las 2 horas y media que dura el viaje en el actual “*Tren Bala*”.

No obstante, debe considerarse que la tecnología de este novedoso medio de transporte es radicalmente distinta a la del tren de alta velocidad y el mantenimiento de su

superestructura no va a ser tratado en este estudio.

### **2.2.3.2. Francia**

En 1976, se iniciaron las obras de la línea de alta velocidad entre París y Lyon (“LGV Sud – Est”), que culminaron con la puesta en servicio del tramo sur de la línea (Saint Florentin – Sathonay) en 1981 y del resto en 1983, quedando unidas París y Lyon en 2 horas –en lugar de 3 horas y 50 minutos–. En el trazado resultante de 410 km se alcanzaban velocidades punta de hasta 210 km/h.

El éxito comercial de esta primera línea de alta velocidad en Europa, con un balance económico de la cuenta de explotación siempre positivo, motivó a la SNCF a proseguir con el planteamiento de construcción de nuevas infraestructuras de esta tipología. Esto condujo a que en 1985 se iniciaran las obras de la segunda línea de alta velocidad (“LGV Atlantique”), que uniría la capital francesa con la región occidental del país. La línea se diseñó para permitir una velocidad comercial máxima de 300 km/h y se fraccionó en dos ramales en su extremo meridional: un ramal llegaba hasta Le Mans (inaugurado en 1989) y el otro hasta Tours (inaugurado en 1990). La nueva infraestructura fue utilizada desde el inicio de la explotación por una versión del TGV capaz de alcanzar los 300 km/h en servicio comercial.

Dada la compatibilidad del tren de alta velocidad con el tren de carácter convencional, las ramas del TGV podían prolongar su viaje hasta Rennes y Burdeos, desde Le Mans y desde Tours respectivamente. Precisamente, con objeto de reducir el tiempo de viaje entre París y Burdeos se acondicionó el tramo de la línea convencional, de tal manera que el TGV pudiera circular a 220 km/h en lugar de 200 km/h. Esta actuación se ha prodigado en otros corredores de tal manera que el territorio atendido por este tipo de vehículos excede en gran medida al estrictamente servido mediante las infraestructuras de altas prestaciones.

Tomando como base de argumentación la existosa respuesta comercial y los menores costes externos del tren de alta velocidad frente a los medios de transporte que con él compiten, la SNCF preparó un “*Esquema Director de Enlaces por Ferrocarril a Alta Velocidad*”, que fue aprobado por el Gobierno francés en 1991. En este documento se planteaba un importante número de nuevos trazados (4700 km), así como de líneas existentes que debían ser modernizadas. Conviene tener en consideración que en el citado Esquema no se fijaban ni prioridades ni calendario ni sistema de financiación para las actuaciones recogidas. Siguiendo la propuesta mencionada, en el periodo 1989 – 1996 se produjo una superposición temporal de los trabajos de construcción de diversas infraestructuras, trabajos que culminaron con la inauguración de las líneas “*LGV Rhône – Alpes*” (1992/1994), “*LGV Nord Europe*” (1993) y “*LGV Jonction Est*” (1995).

La primera de ellas se había concebido con la voluntad de alargar hacia la costa mediterránea el eje Norte – Sur que unía París con Lyon –voluntad que se vería completada con la futura “*LGV Méditerranée*”– y, por otra parte, facilitar la conexión con Italia, lo que se concretaba mediante una variante que permitía contornear Lyon por el Este.

En cuanto a la línea “*LGV Nord Europe*”, la vocación que se asumió en su proyecto fue claramente internacional y se centraba en los trayectos desde la capital francesa hacia Bélgica, Holanda y Alemania –de acuerdo con el Proyecto PBKA (Paris – Bruxelles – Kôln – Amsterdam)–, y hacia el Reino Unido a través del Túnel bajo el Canal de la Mancha. Este túnel, cuyas obras de construcción se iniciaron a finales de 1987, se puso en servicio en 1994; a lo largo de él circulan actualmente trenes *Eurostar* a 160 km/h, que prosiguen en territorio francés por la línea de alta velocidad pudiendo alcanzar los 300 km/h. La línea propiamente tiene 332 km, discurriendo su trazado en paralelo a la autopista A-1 (Autopista del Norte) a lo largo de 130 km. Esta circunstancia permitió reducir la afectación al medio y, por ende, la magnitud global de la inversión.

En lo que se refiere a la tercera línea presentada anteriormente, su razón de ser estriba en la unión de las líneas “*LGV Sud – Est*” y “*LGV Nord Europe*” mediante una

circunvalación por el lado oriental de París, evitando la necesidad de atravesar la ciudad. Esta línea tiene una estación en el aeropuerto de Charles de Gaulle, favoreciendo la intermodalidad entre avión y ferrocarril.

La construcción de todas las líneas de alta velocidad francesa puestas en servicio hasta 1996 fue financiada mediante los recursos propios de la SNCF o su propia capacidad de endeudamiento –descontando únicamente una pequeña contribución del Estado francés para las obras del “TGV Atlantique”–. Este hecho, sumado al importante ritmo de creación de nueva infraestructura de alta velocidad, condujo a un crecimiento desmesurado de la deuda de la Compañía. En este contexto, desde SNCF en 1996 se elaboró un informe (“Informe Rouvillois”) en el que se sugería una reducción de los proyectos contemplados en el Esquema Director, que se concretaba en la eliminación de al menos 1100 km. A favor de esta medida se argüía en primer término que el coste de construcción de nueva infraestructura se había incrementado notablemente desde 1989, debido especialmente a las consideraciones medioambientales (López Pita, 1998a).

Como resultado de todo ello, desde el Gobierno francés se decidió potenciar el desarrollo de material de caja inclinable, que permitiera aumentar las prestaciones tanto en la red de alta velocidad como en la red convencional. No obstante, a pesar de haber experimentado una insoslayable ralentización, la construcción de nuevas infraestructuras de alta velocidad ha continuado, circunstancia patente en la inauguración de los 295 km de la “LGV Méditerranée” en junio del 2001; en las obras de la “LGV Est” de 320 km, cuya finalización está prevista para el 2006; y en los proyectos de las líneas “LGV Aquitaine” (301 km), “LGV Rhin – Rhône” (190 km) y “LGV Bretagne” (181 km), y los ejes Lyon – Turín (240 km) y el Perpignan – España (25 km).

A modo de síntesis, se muestran en la **tabla 2.9** las características más relevantes de las líneas que configuran la actual red francesa de alta velocidad, red que queda expuesta en el mapa de la **figura 2.9**.



Figura 2.9.- Mapa de Francia donde se recoge la red ferroviaria de alta velocidad. Fuente: UIC (2002).

*Tabla 2.9. Características generales de las líneas de alta velocidad francesas que actualmente están en servicio. Fuente: UIC (2002).*

LÍNEA	Origen/ Destino	Año puesta en servicio	Longitud	Velocidad máxima de explotación
LGV Sud – Est	París/Lyon	1981-83	410 km	270 km/h
LGV Atlantique	París/Le Mans/Tours	1989-90	280 km	300 km/h
LGV Rhône – Alpes	Lyon/Valence	1992-94	122 km	300 km/h
LGV Nord Europe	París/Lille/Calais	1993	332 km	300 km/h
LGV Jonction Est	París	1995	102 km	300 km/h
LGV Mediterranée	Valence/Marsella	2001	295 km	350 km/h

### 2.2.3.3. Alemania

La saturación de los principales corredores de Alemania motivó la puesta en explotación en 1991 de las dos primeras líneas de alta velocidad: las líneas Hannover – Würzburg y Mannheim - Stuttgart. Más recientemente, en 1998 ha entrado en servicio la línea Hannover – Berlín de 264 km. En el tramo de nueva construcción de dicha línea (tramo de 152 km de longitud), la velocidad máxima permitida es de 250 km/h, mientras que en el tramo que ha sido simplemente adaptado el límite establecido es de 200 km/h. Esta línea se inserta en las actuaciones derivadas de la reunificación de Alemania en octubre de 1990. En el mapa de la **figura 2.10** se puede apreciar la distribución geográfica de la red de alta velocidad alemana, cuyas líneas que actualmente están en explotación quedan descritas sucintamente en la **tabla 2.10**.



*Figura 2.10.- Mapa de Alemania donde se recoge la red ferroviaria de alta velocidad. Fuente: UIC (2002).*

Tabla 2.10. Características generales de las líneas de alta velocidad alemanas que actualmente están en servicio. Fuente: UIC (2002).

LÍNEA	Origen/ Destino	Año puesta en servicio	Longitud	Velocidad máxima de explotación
ICE Han. – Wür.	Hannover/ Würzburg	1991	326 km	250 km/h
ICE Man. – Stu.	Mannheim/ Stuttgart	1991	99 km	250 km/h
ICE Han. – Ber.	Hannover/ Berlín	1998	152 km	250 km/h
ICE Colonia – Frankfurt	Colonia/Frankfurt	2002	177 km	300 km/h

En cualquier caso, las posibilidades de las prestaciones se ven limitadas por las múltiples paradas que deben realizar los trenes ICE para poder dar cobertura a unas regiones de alta densidad y baja concentración. A modo de ejemplo, basta citar que en el trayecto Hamburgo – Frankfurt (517 km), que se realiza en 3 horas y 35 minutos, existen tres estaciones intermedias (Hannover, Gotingen y Kassel). La consiguiente merma en la velocidad comercial no disuade a los viajeros de utilizar el ferrocarril. Las significativas diferencias en las tarifas respecto a los servicios aéreos comportan que, en las relaciones cuya distancia es inferior a los 400 km, el ferrocarril ostente una participación cada vez más importante en el reparto modal, aunque su velocidad comercial sea aproximadamente de 180 km/h.

#### 2.2.3.4. España

La red de alta velocidad española, iniciada con la línea del AVE Madrid – Sevilla (puesta en servicio en 1992), se encuentra en estos momentos en pleno proceso de expansión. En 1993, apareció la primera versión del denominado Plan Director de Infraestructuras en el que se recogían una serie de actuaciones estructurantes en el campo de la alta velocidad, con el objeto de mejorar tanto las relaciones internas del país como la accesibilidad con el resto del continente.

Más recientemente se ha elaborado una nueva planificación de infraestructuras ferroviarias dentro del Plan de Infraestructuras 2000 – 2007, actualmente vigente. Dicha planificación se articula en tres programas distintos que son: Alta Velocidad, Cercanías y Mejora de la Red Convencional. De acuerdo con el Ministerio de Fomento, los objetivos generales que se plantean se resumen en los siguientes puntos:

- Reducir los tiempos de recorrido de tal manera que todas las capitales de provincia queden a menos de 4 horas de Madrid y menos de 6 horas y media de Barcelona.
- Aumentar la participación del ferrocarril en la demanda global del transporte y hacerlo competitivo frente a la carretera y el avión, de tal manera que capte el 30 % del tráfico que se genera entre los puntos de origen y destino.
- Incrementar la demanda de viajeros, tanto en los servicios de larga distancia como en los regionales, alcanzándose los 68 millones de viajeros por año a la finalización del Plan.

- Mejora del resultado económico de la explotación en los servicios ferroviarios.

De forma más concreta, en el Programa de Alta Velocidad se incluye la construcción de los siguientes corredores (véanse los mapas de las **figuras 2.11** y **2.12**):

- Corredor Norte-Noroeste
- Corredor de Extremadura
- Corredor de Andalucía
- Corredor Madrid-Levante y Mediterráneo
- Corredor Norte-Noreste



*Figura 2.11.- Red española de alta velocidad a finales del 2001. Fuente: Ministerio de Fomento (2003).*

En la actualidad, el Gestor de Infraestructuras Ferroviarias (GIF) tiene encomendadas, por parte del Gobierno Español, la construcción y administración de las siguientes líneas de alta velocidad: Madrid – Zaragoza – Barcelona – Frontera Francesa, Madrid – Segovia – Valladolid/Medina del Campo, Córdoba – Málaga, Madrid – Castilla La Mancha – Comunidad Valenciana – Región de Murcia y Acceso a Toledo. En estos corredores, la Dirección General de Ferrocarriles realiza los proyectos y todos los estudios informativos necesarios para la definición de los trazados. Se puede decir en este momento que toda la futura red de alta velocidad se halla al menos en fase de estudio informativo.



Figura 2.12.- Red española de alta velocidad objetivo del Plan de Infraestructuras 2000 - 2007. Fuente: Ministerio de Fomento (2003).

### 2.2.3.5. Italia

La única línea italiana de alta velocidad que en el momento presente se halla en explotación es la *Direttissima* entre Roma y Florencia. A corto plazo esta línea se va a extender por el sur hasta Nápoles y por el norte hasta Milán, de donde partirán ramificaciones para atender los tráficos internacionales en las relaciones con Francia, Suiza, Alemania y los países de la antigua Yugoslavia. Como queda patente en el mapa de la **figura 2.13**, la red italiana de alta velocidad se configurará bajo dos ejes principales ortogonales –como si se tratara del “*cardus*” y el “*decumanus*” de una antigua ciudad romana, con su punto de intersección desplazado respecto al centro– que serán por una parte el eje Nápoles – Roma – Florencia – Bolonia – Milán, y por otra parte el eje Turín – Milán – Verona – Venecia. En todas las futuras líneas de alta velocidad –ya estén en construcción, ya estén todavía en fase de proyecto o estudio informativo– se especifica una velocidad máxima de servicio de 300 km/h (frente a los 250 km/h de la actual *Direttissima*); velocidad que se alcanzará mediante las ramas ETR 500.



Figura 2.13.- Mapa de Italia donde se recoge la red ferroviaria de alta velocidad.  
Fuente: UIC (2002).

#### **2.2.4. Perspectivas de futuro del ferrocarril de alta velocidad en Europa**

Los problemas de saturación de algunos corredores principales en un escenario de movilidad creciente, y la reducción de los costes externos del ferrocarril frente a la carretera y la aviación han conducido a que, desde los distintos estados, se dirija la política en inversión de nuevas infraestructuras a ese medio de transporte, con mayor o menor intensidad, pero en cualquier caso con un interés creciente respecto a décadas pasadas.

Paradigma de esta actitud se puede calificar la filosofía que promulga la Unión Europea. En este sentido, son significativos los dos documentos presentados bajo el formato de “Libro Blanco del Transporte”: “Estrategias para la revitalización de los ferrocarriles comunitarios” COM(96)421 y “La política europea de transportes de cara al 2010; la hora de la verdad” COM(2001)370. Se insiste desde ambos textos en la necesidad de potenciar el transporte ferroviario a partir de distintas fórmulas, de entre las que destaca la creación de una red continental interoperable, en la que se integren los actuales sistemas nacionales. Se ha planteado que, a largo plazo –concretamente para el año 2020– la cuota correspondiente al ferrocarril en el mercado del transporte de viajeros pase del 6% (cifra del 2001) al 10%, y en el mercado del transporte de mercancías análogamente pase del 8% al 15%.

Sin duda, ha de ser de gran colaboración para este propósito la construcción de una verdadera red de alta velocidad (**figura 2.14**), de ámbito continental, aunque concentrada en aquellas regiones de Europa de mayor densidad (“*Banana Europea*”). Debe destacarse que esa red de altas prestaciones, se complementa perfectamente con el conjunto de líneas mejoradas (“*upgraded lines*”). El afán de interoperabilidad anteriormente mencionado ha de contribuir a garantizar la complementariedad entre ambas redes hasta configurar un escenario plenamente compartido por servicios de distinta naturaleza.

Cabe destacar que los grandes ámbitos en los que se puede desarrollar exitosamente la alta velocidad, de acuerdo con las características técnicas de que se dispone en la actualidad, se circunscriben a:

- los trayectos de largo recorrido de carácter diurno que no superen las 3 horas de viaje, lo que supone –alcanzando una velocidad comercial de 240

km/h– recorrer 720 km;

- los trayectos de largo recorrido de carácter nocturno con una duración aproximada de 8 a 10 horas de viaje, lo que supone –alcanzando una velocidad comercial de 240 km/h– recorrer entre 1920 y 2400 km; y
- los trayectos de carácter regional con una duración inferior a 1 hora, lo que supone –alcanzando una velocidad comercial de 200 km/h– recorrer 200 km.
- Para concretar estos enunciados de índole genérica, se han aprobado una serie de disposiciones que han configurado la llamada “Política Común Ferroviaria” (PCF). De entre las primeras disposiciones, cabe destacar por su relevancia la Directiva 91/440 sobre el desarrollo de los ferrocarriles comunitarios. Como sintetiza Izquierdo (2002) son cuatro las líneas estratégicas que se recogen en dicho documento:
  - Separación de la gestión de las infraestructuras y la explotación de los servicios –es obligatoria la separación contable; no así la separación orgánica o institucional–.
  - Autonomía de gestión de las empresas ferroviarias.
  - Saneamiento financiero de las empresas ferroviarias.
  - Garantía de acceso a las redes de las agrupaciones internacionales de empresas ferroviarias y de las de transporte combinado internacional.

En aras de impulsar una red ferroviaria realmente paneuropea, se elaboró la Directiva 96/48 sobre interoperabilidad del sistema ferroviario de alta velocidad, donde se fijaban las condiciones que deben cumplir los proyectos, el material, la construcción y la explotación de las líneas de alta velocidad; y además, entre otros aspectos, se definían las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad (ETI).



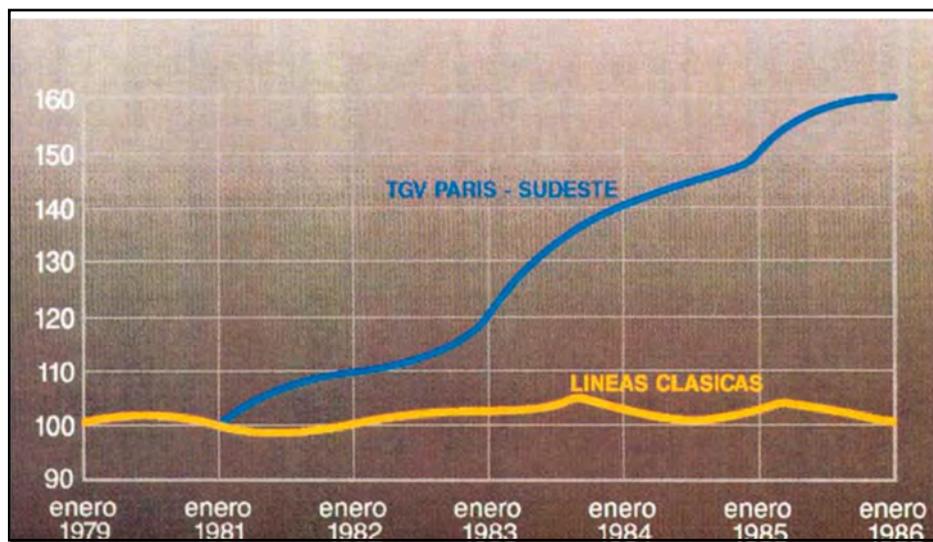
Figura 2.14.- Red europea de líneas de alta velocidad propuesta para el año 2020 (en rojo, las líneas de nueva construcción; en verde, las líneas mejoradas). Fuente: UIC (2002).

Más recientemente, dentro del nuevo marco legislativo del sistema ferroviario de la Unión Europea recogido en el llamado “*Paquete Ferroviario*”, se ha aprobado la Directiva 2001/12, que modifica parcialmente la anterior Directiva 91/440. Concretamente, se perfila el concepto de separación contable y se amplían los derechos de acceso a la infraestructura. Además se definen los distintos elementos que han de conformar el sistema ferroviario, destacando por una parte al “*Administrador de la Infraestructura*”, quien desempeñará, entre otras funciones, el cometido del mantenimiento de vía, y por otra parte el “*Operador*” o las “*Empresas Ferroviarias*”. La relación entre ambas partes vendrá controlada por un “*Organismo Regulador*”.

### 2.3. DEMANDA DE LOS SERVICIOS DE ALTA VELOCIDAD

Ciertamente se puede afirmar que el ferrocarril de alta velocidad ha constituido una verdadera revolución en el transporte de viajeros. No solamente ha permitido recuperar cuota de transporte frente a la carretera y la aviación, sino que también ha generado tráfico inducidos y ha propiciado nuevos hábitos de movilidad en la población, ofreciendo posibilidades que antes de su puesta en servicio resultaban inimaginables.

Desde sus inicios, el ferrocarril de alta velocidad ha ejercido una cada vez más importante atracción al viajero. En este sentido, en el gráfico de la **figura 2.15** se puede observar el espectacular crecimiento del tráfico experimentado en la línea de alta velocidad entre París y Lyon —en cinco años el número de viajeros transportados aumentó en aproximadamente un 60%, mientras en las líneas de ferrocarril convencional el tráfico se mantenía constante—.



*Figura 2.15.- Evolución del tráfico por ferrocarril en las líneas francesas en el período 1979-1986. Fuente: López Pita (1998a).*

Tomando los valores globales recogidos por la UIC, se estima que en el año 2000 la explotación de líneas de alta velocidad en el contexto europeo supuso 58,9 millardos de viajeros·km, correspondiendo el 59% a las líneas francesas, el 24% a las alemanas, el 9% a la Direttissima Roma – Florencia y el 3% a la línea del AVE Madrid – Sevilla (**figura 2.16**). En 10 años el tráfico europeo de alta velocidad ha aumentado en 42,6 millardos de viajeros·km, lo que implica un crecimiento medio del 14% anual.



Figura 2.16.- Evolución del tráfico en la red europea de alta velocidad. Fuente: UIC (2002).

Esta situación floreciente ha obligado a tener en consideración importantes exigencias en materia de explotación. Los 12,96 millardos de viajeros-km transportados en la línea “LGV Sud – Est” en 1999 (SNCF, 2002) han motivado unas altas frecuencias de paso (en algunos casos, del orden de los 5 minutos) e, incluso, a diseñar nuevos trenes TGV de dos pisos (“TGV DUPLEX”, figura 2.17).

A pesar de esta espectacular evolución del tráfico de viajeros, existen infraestructuras en las que no se ha alcanzado todavía, a nivel de explotación, las máximas posibilidades en lo que se refiere a capacidad de transporte. Efectivamente, en esos casos, el intervalo de paso entre los trenes que actualmente circulan o la franja de horario nocturno en que no existe servicio permiten considerar en ciertas líneas la opción de introducir nuevos trenes de acuerdo con las características de la demanda.

Como se puede comprobar en la figura 2.18, el tráfico soportado por cada una de las líneas que conforman la red ferroviaria europea de alta velocidad es muy desigual. Nótese cómo las líneas francesas pueden llegar a soportar un tráfico de 2 a 4 veces superior al del resto de líneas de alta velocidad en Europa.



Figura 2.17.- Tren de alta velocidad de 2 pisos TGV DUPLEX. Fuente: SNCF (2002).



Figura 2.18.- Tráfico anual medio de viajeros en algunas líneas europeas de alta velocidad (en millones de viajeros). Fuente: López Pita (2001a).

La línea del AVE Madrid – Sevilla se encuentra actualmente en el grupo de líneas de menor tráfico, a pesar del apreciable incremento que ha experimentado el tráfico en cada uno de los servicios ofrecidos (servicios regionales lanzadera de alta velocidad y servicios de larga distancia en ramas AVE y en trenes Talgo) (figura 2.19).

La situación descrita permite contemplar la posibilidad de definir nuevas circulaciones, máxime cuando entren en funcionamiento las nuevas infraestructuras de alta velocidad contempladas en el Plan de Infraestructuras (2000-2007).

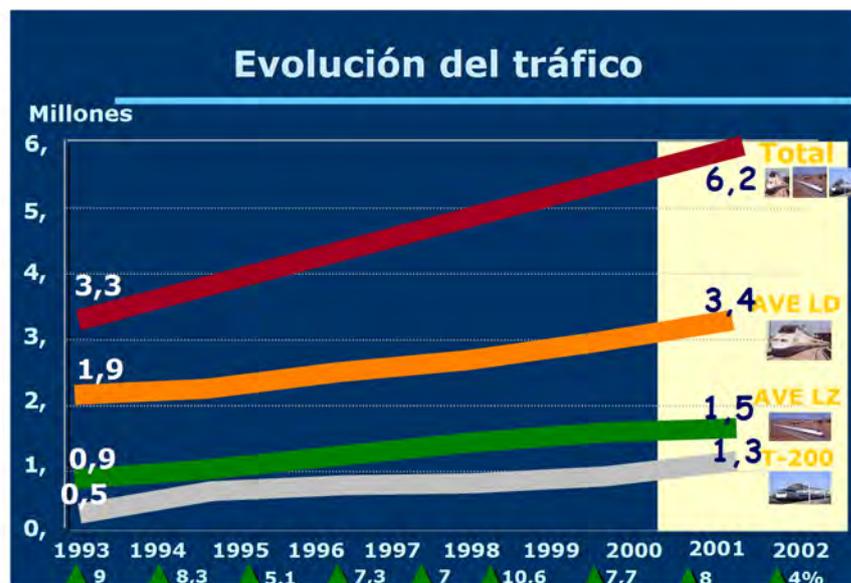


Figura 2.19.- Evolución del tráfico anual de viajeros en la línea del AVE Madrid – Sevilla, distinguiendo trenes Talgo (T-200), ramas AVE de larga distancia (AVE LD) y ramas AVE lanzadera (AVE LZ). Fuente: RENFE.

Si la magnitud del tráfico europeo resulta asombrosa, con mayor motivo debe serlo el número de viajeros transportados en las líneas de alta velocidad japonesas (**figura 2.20**). La relación entre ambos tráficos fue en el año 2000 del 83%, valor que debe ponerse en contraposición con los datos geográficos de ambas regiones: mientras la Unión Europea tiene una población de 375 millones de habitantes (dato del 2001) repartidos en una superficie de 3,2 millones de km<sup>2</sup>, la población de Japón es de 125 millones de habitantes (dato de 1993) y la extensión de este país es de 380.000 km<sup>2</sup>. Cabe destacar, siguiendo con la comparación de ambas zonas, que, a diferencia de los altos índices de crecimiento que muestra el tráfico europeo, el número de viajeros que utilizan las líneas japonesas de alta velocidad se ha consolidado desde el inicio de la última década del siglo XX.

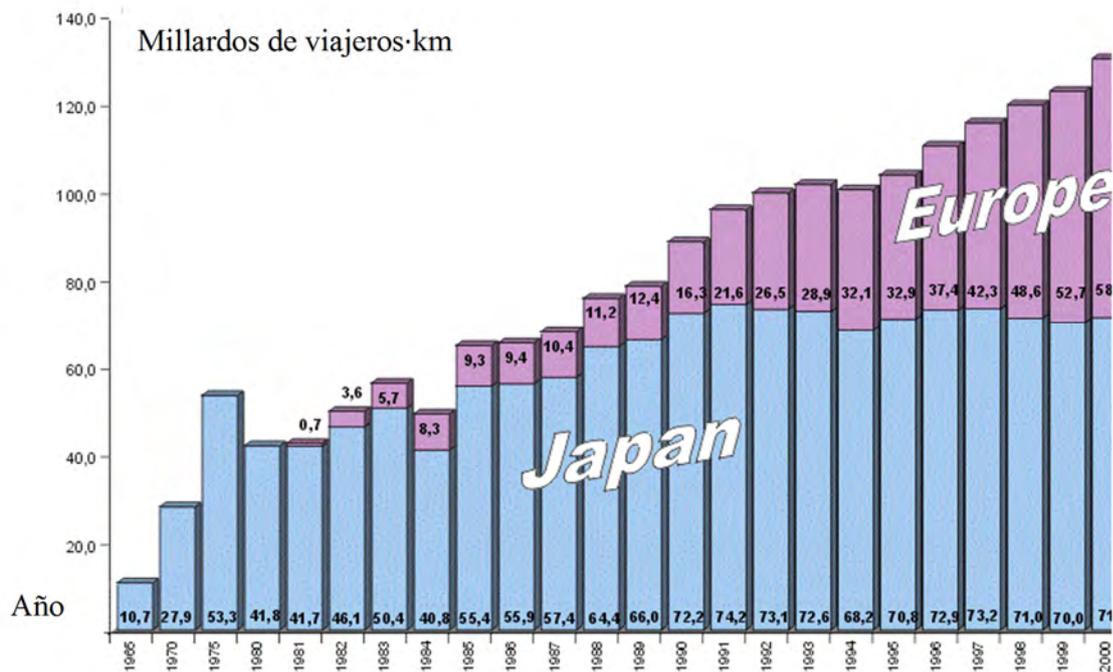


Figura 2.20.- Evolución del tráfico en las redes europea y japonesa de alta velocidad.  
Fuente: UIC (2002).

### **3. CARACTERIZACIÓN TÉCNICA DE LOS VEHÍCULOS QUE CIRCULAN POR LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD**

#### **3.1. EL AVANCE EN LAS PRESTACIONES**

En la medida en que se han mejorado los parámetros de trazado y los avances tecnológicos han permitido incrementar la potencia, el sistema de captación de corriente, etc. de los vehículos ferroviarios, se ha podido disponer de líneas de altas prestaciones, con velocidades cada vez más elevadas conforme a lo requerido por la demanda. El primer servicio regular a más de 200 km/h tuvo lugar con la puesta en servicio en 1964 de la línea entre Tokio y Osaka, donde se fijó entonces una velocidad máxima comercial de 210 km/h. Este valor fue aumentado hasta los 270 km/h, que es la velocidad máxima de explotación que se estableció en la primera línea de alta velocidad en Europa: la LGV Sud – Est, entre París y Lyon.

En la década de los años 80 se construyeron, tanto en Europa como en Japón, nuevas líneas que, por su trazado permitían superar los 300 km/h, si bien la velocidad autorizada no rebasaba dicha cifra —es por ejemplo el caso de la LGV Atlantique—. Ha sido en la década de los 90, cuando se ha conseguido circular de forma regular en la explotación normal por encima del límite de los 300 km/h —como sucede en la LGV Nord y la LGV Rhöne – Alpes—. En los albores del siglo XXI, la velocidad de proyecto de algunas líneas de alta velocidad (LGV Méditerranée, AVE Madrid – Barcelona, LGV Est) alcanza ya los 350 km/h, previendo en la explotación comercial alcanzar tal velocidad.

Esta evolución de la velocidad comercial y la velocidad de proyecto sigue con cierto desfase la trayectoria marcada por los resultados obtenidos en ensayos. Como se expuso en el **capítulo 2** al explicar el origen de la alta velocidad, en 1955 la SNCF batió el récord mundial al alcanzar los 331 km/h en la línea de Las Landas. Se trató de un ensayo realizado con material convencional (locomotora CC 7107 arrastrando tres coches de viajeros), que condujo a un ripado excesivo de la vía y a la rotura violenta del pantógrafo de la máquina.

Más adelante, en 1972, preparando el material móvil que circularía por las nuevas infraestructuras de altas prestaciones, la SNCF consiguió que por primera vez una rama automotora (TGV 001) circulara a 318 km/h. A este resultado, le siguió el obtenido en 1981, en la ya construida LGV Sud – Est, alcanzando los 380 km/h, con lo que se superaba el valor obtenido en Las Landas con material convencional. La ingeniería alemana desarrolló por otra parte la tecnología del ICE y en 1988 consiguió que un tren experimental lograra los 407 km/h. Este hito motivó que se impulsara una nueva campaña de ensayos por parte de la SNCF para conseguir un nuevo récord. La culminación de esta campaña llegó con la consecución de los 482 km/h en 1989 y los 515 km/h en 1990, que es el vigente límite establecido. En la **figura 3.1** se recogen el mapa del tramo de la LGV Atlantique en que tuvo lugar el acaecimiento del último récord y el diagrama de velocidades que se registró. Asimismo, en la **figura 3.2** aparece la rama TGV 325 en pleno ensayo.

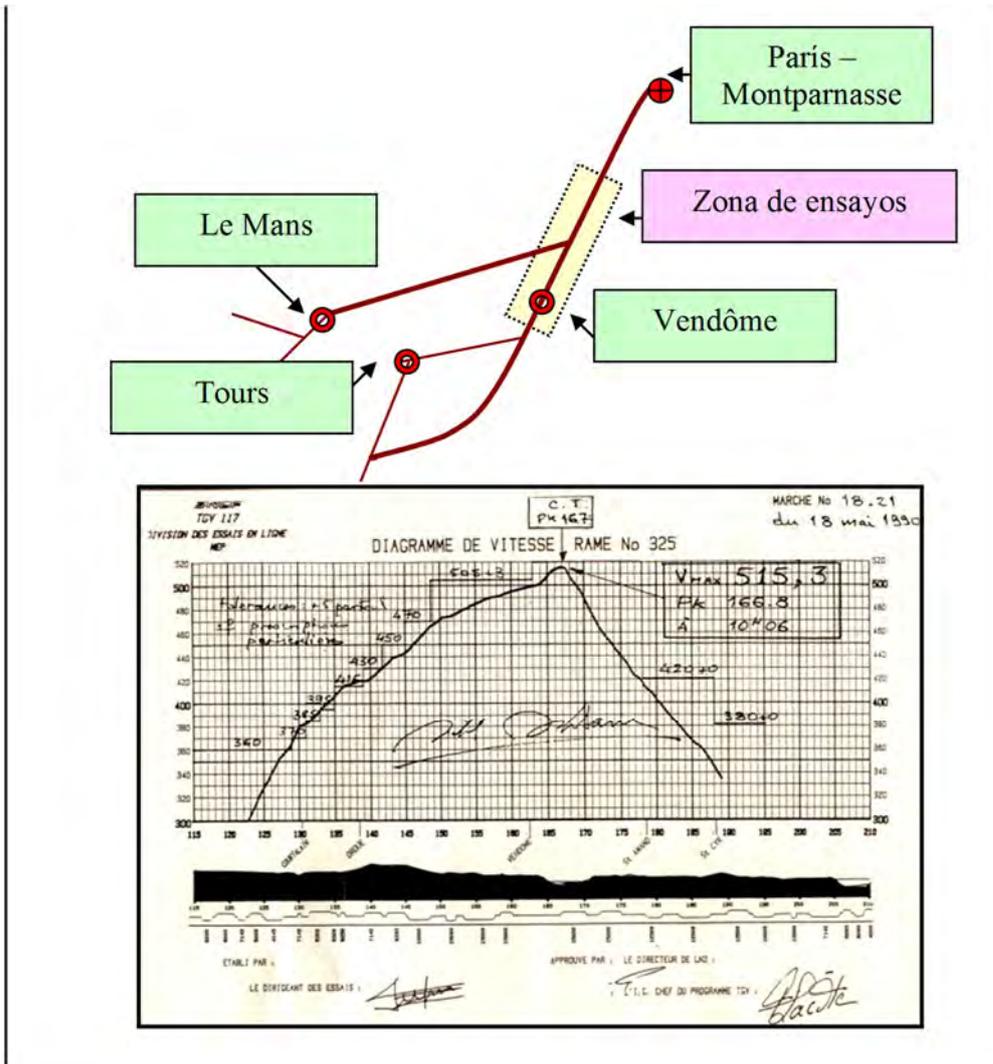


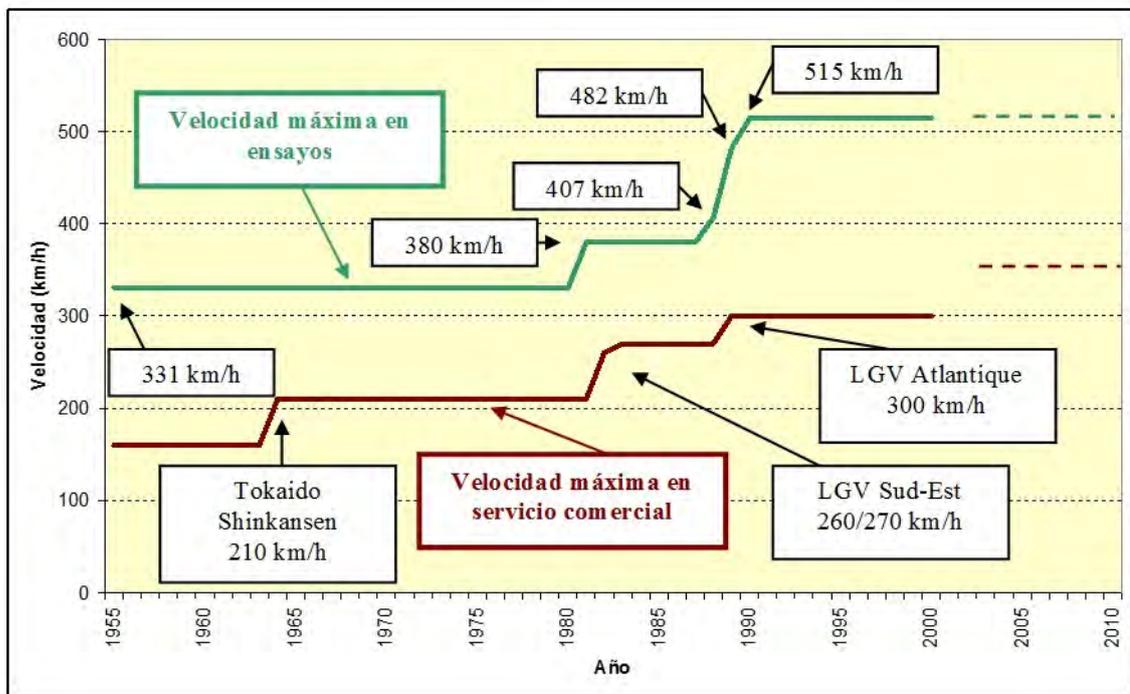
Figura 3.1.- Descripción del trazado donde tuvo lugar el actual récord de velocidad de 515,3 km/h y diagrama de velocidades que se registró durante el ensayo. Fuente: adaptado de Hérissé et al. (1990).



Figura 3.2.- Rama TGV 325 circulando durante el ensayo en el que se alcanzaron los 515,3 km/h. Fuente: Hérissé et al. (1990).

Como se puede comprobar en el gráfico de la **figura 3.3**, la diferencia entre la velocidad máxima experimental y la velocidad máxima comercial se situaba entre los años 50 y los años 80 alrededor de los 120 km/h. Este valor, a raíz de los últimos ensayos realizados, ha aumentado considerablemente hasta los 215 km/h en la situación actual. Esta constatación permite inducir que, en función de las necesidades que se tengan de acortar el tiempo de trayecto, las velocidades comerciales pueden experimentar incrementos significativos –de aplicar el primer margen de tiempo, se fijaría el objetivo en los 400 km/h–.

Ciertamente, la mejora de las prestaciones del material ferroviario de alta velocidad ha obligado a innovar y desarrollar una tecnología con una mayor potencia de tracción, una mayor capacidad de frenado y una mejor estabilidad. En este contexto, el estudio del mantenimiento de la vía no puede ignorar la tendencia a aumentar la velocidad comercial, circunstancia que ha de conllevar apriorísticamente un mayor deterioro de la calidad de la superestructura.



*Figura 3.3.- Evolución de la velocidad comercial máxima respecto a la velocidad máxima obtenida en ensayos. Fuente: adaptado de López Pita (2001a).*

### **3.2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MATERIAL RODANTE DE ALTA VELOCIDAD**

En las **tablas 3.1, 3.2 y 3.3** se muestran las características generales de las ramas de alta velocidad que circulan actualmente por las líneas de alta velocidad francesas, alemanas e italianas respectivamente. Asimismo, en las **figuras 3.4, 3.5 y 3.6** aparecen fotografías descriptivas de los vehículos en cuestión.

Tabla 3.1. Características de las principales ramas de alta velocidad francesas.  
Fuente: UIC (2002).

Tren	Compañía	Año	nº	v <sub>máx</sub>	v <sub>op</sub>	Eje	Pot.	Ali.	Lon.	VM	VR	As.
TGV Sud-Est 270	SNCF	1981-85	28	270	270	17	6420	H B	200	2	8	368
TGV Sud-Est Tricourant	SNCF SBB	1981-85	9	270	270	17	6420	H F B	200	2	8	368
TGV Sud-Est 300	SNCF	1981-85	63	300	270	17	6420	H B	200	2	8	350
TGV Sud-Est Poste	SNCF	1984	5	270	270	17	6420	H B	200	2	8	-
TGV Atlantique	SNCF	1989-92	10 5	300	300	17	8800	H B	238	2	10	485
Eurostar Cl. 373 Tricourant	Eurostar SNCF SNCB	1993-95	28	300	300	17	12240	H C A	394	2	18	770
TGV Duplex	SNCF	1995-97	85	300	270	17	8800	H B	200	2	8	545
TGV Thalys PBKA	SNCF SNCB NS	1997-98	17	300	300	17	8800	H F C B	200	2	8	377

**Leyenda:** Año = Año de puesta en servicio; n° = n° de ramas de la misma serie; v<sub>máx</sub> = velocidad máxima (km/h); v<sub>op</sub> = velocidad máxima en servicio (km/h); Eje = carga máxima por eje (t); Pot. = potencia de tracción (kW); Ali. = tipo de alimentación eléctrica; A = 750 V cc; B = 1,5 kV cc; C = 3kV cc; D = 12 kV 25 Hz; E = 12,5 kV 60 Hz; F = 15 kV 16 2/3 Hz; G = 20 kV 50 Hz; H = 25 kV 50 Hz; I = 25 kV 60 Hz; Lon. = longitud de toda la rama (m); VM = n° de vehículos de tracción; VR = n° de vehículos remolcados; As. = n° de asientos.

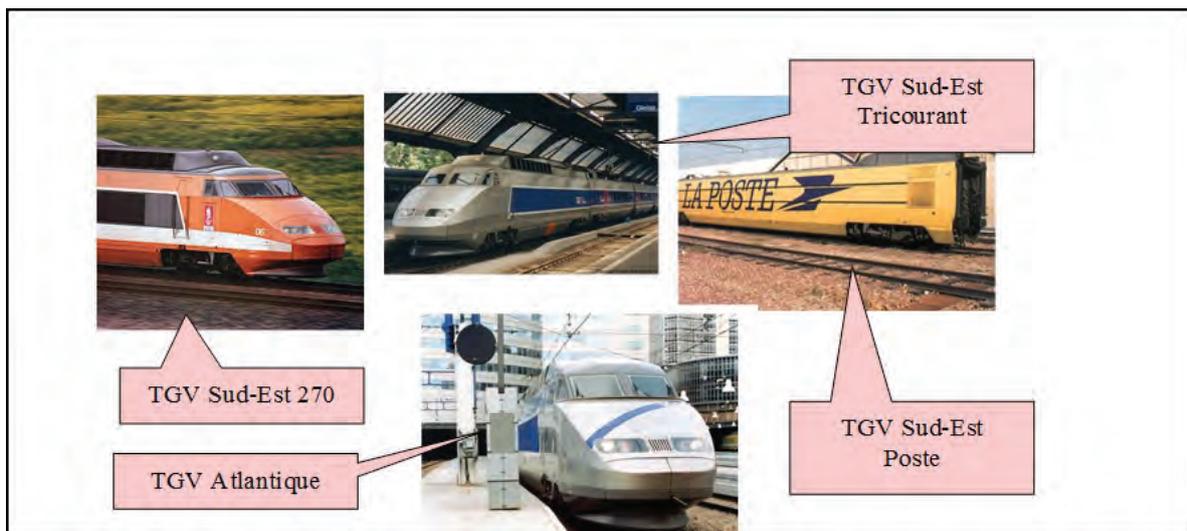
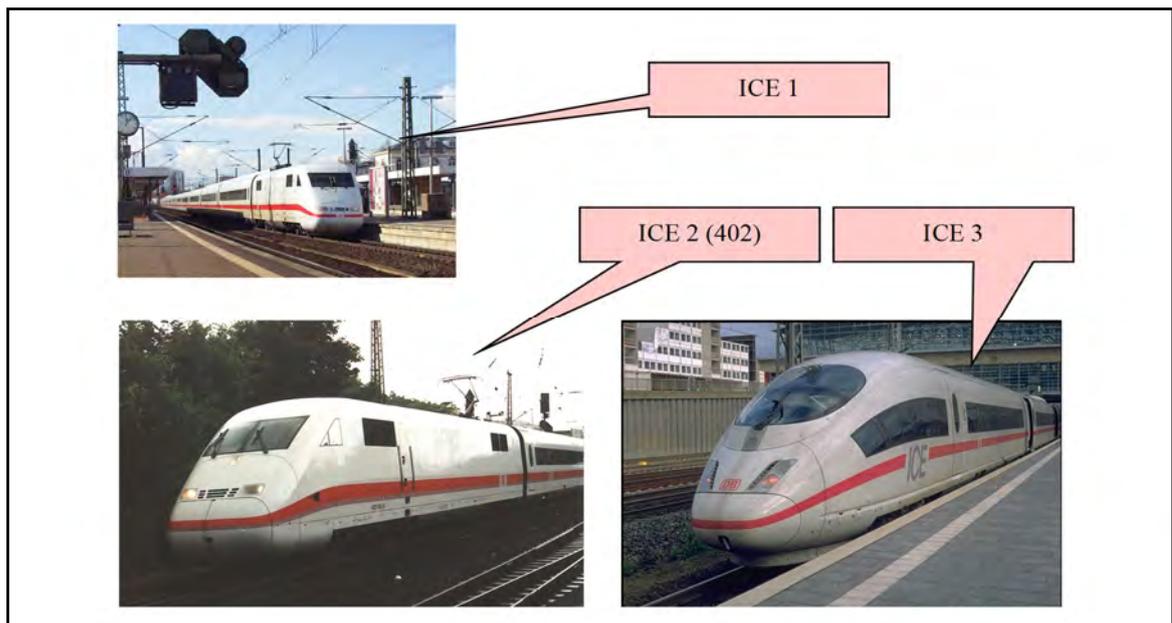


Figura 3.4.- Fotografías de algunas de las ramas francesas de alta velocidad. Fuente: UIC (2002).

*Tabla 3.2. Características de las principales ramas de alta velocidad alemanas. Fuente: UIC (2002).*

Tren	Compañía	Año	nº	v <sub>máx</sub>	v <sub>op</sub>	Eje	Pot.	Ali.	Lon.	VM	VR	As.
ICE 1 (401)	DB AG	1990-93	15	280	250	19	9600	F	305	2	10	495
ICE 1 (401 power car)	DB AG	1990-93	45	280	250	19	9600	F	358	2	12	627
ICE 2 (402)	DB AG	1996-98	44	280	250	20	4800	F	205	1	7	368
ICE 3 (403)	DB AG	No operativo	37	330	-	15	8000	F	200	4	4	391
ICE 3 (405)	DB AG	No operativo	4	330	-	16	8000	H F B	200	4	4	380
ICE 3 (406)	DB AG	No operativo	9	330	-	16	8000	H F C B	200	4	4	380

**Legenda:** Año = Año de puesta en servicio; nº = nº de ramas de la misma serie; v<sub>máx</sub> = velocidad máxima (km/h); v<sub>op</sub> = velocidad máxima en servicio (km/h); Eje = carga máxima por eje (t); Pot. = potencia de tracción (kW); Ali. = tipo de alimentación eléctrica; **A** = 750 V cc; **B** = 1,5 kV cc; **C** = 3kV cc; **D** = 12 kV 25 Hz; **E** = 12,5 kV 60 Hz; **F** = 15 kV 16 2/3 Hz; **G** = 20 kV 50 Hz; **H** = 25 kV 50 Hz; **I** = 25 kV 60 Hz; Lon. = longitud de toda la rama (m); VM = nº de vehículos de tracción; VR = nº de vehículos remolcados; As. = nº de asientos.



*Figura 3.5.- Fotografías de algunas de las ramas alemanas de alta velocidad. Fuente: UIC (2002); The European Railway Server (2003).*

Tabla 3.3. Características de las principales ramas de alta velocidad italianas. Fuente: UIC (2002).

Tren	Compañía	Año	nº	v <sub>máx</sub>	v <sub>op</sub>	Eje	Pot.	Ali.	Lon.	VM	VR	As.
ETR 450 (*)	FS SpA	1987-88	15	250	250	13,0	4700	C	208	8	1	390
ETR 460 (*)	FS SpA	1994	7	250	250	14,6	5880	C	237	6	3	448
ETR 460 bicorr. (*)	FS SpA	1995-96	3	250	250	14,6	5880	C B	237	6	3	448
ETR 470 (*)	Cisalpino	1996-97	9	200	200	14,5	5880	F C	237	6	3	412
ETR 480 (*)	FS SpA	1997-98	15	250	250	14,5	5880	H C	237	6	3	412
ETRY 500	FS SpA	1991	2	300	250	19	8500	C	302	2	10	672
ETR 500	FS SpA	1995-97	30	300	250	17	8800	C	328	2	11	663
ETR 500	FS SpA	1997-99	10	300	250	17	8800	H C	250	2	8	490
ETR 500	FS SpA	1997-99	42	300	250	17	8800	H C	328	2	11	663

**Leyenda:** (\*) = vehículo de caja inclinable; **Año** = Año de puesta en servicio; **nº** = nº de ramas de la misma serie; **v<sub>máx</sub>** = velocidad máxima (km/h); **v<sub>op</sub>** = velocidad máxima en servicio (km/h); **Eje** = carga máxima por eje (t); **Pot.** = potencia de tracción (kW); **Ali.** = tipo de alimentación eléctrica; **A** = 750 V cc; **B** = 1,5 kV cc; **C** = 3kV cc; **D** = 12 kV 25 Hz; **E** = 12,5 kV 60 Hz; **F** = 15 kV 16 2/3 Hz; **G** = 20 kV 50 Hz; **H** = 25 kV 50 Hz; **I** = 25 kV 60 Hz; **Lon.** = longitud de toda la rama (m); **VM** = nº de vehículos de tracción; **VR** = nº de vehículos remolcados; **As.** = nº de asientos.



Figura 3.6.- Fotografías de algunas de las ramas italianas de alta velocidad. Fuente: UIC (2002).

En los ejemplos mostrados conviene diferenciar entre ramas de tracción concentrada y ramas de tracción distribuida. Las primeras disponen de un sistema de motorización emplazado exclusivamente en los vehículos de cabeza y cola, mientras que las segundas tienen los equipos y los bogies motores repartidos, bajo los bastidores de los

coches, a lo largo del tren. Este último diseño permite conseguir cargas por eje más reducidas, lo que supone a su vez una menor sollicitación sobre la vía y, consecuentemente, un menor deterioro de la misma.

A modo de ejemplo, la rama italiana ETR 460, formada por una composición de 9 vehículos de los que 6 son vehículos motorizados, dispone de una carga por eje relativamente reducida en comparación con otras ramas de prestaciones similares. Lo mismo sucede con la rama alemana ICE 3, preparada para circular a 330 km/h; su diseño basado en la tracción distribuida permite que su carga por eje sea más reducida que la propia de vehículos preparados para circular a velocidades inferiores.

En el caso español, las ramas AVE de la línea Madrid – Sevilla (**figura 3.7**) son de tracción concentrada, siendo su carga máxima por eje de aproximadamente 17 t. En la **tabla 3.4** se muestran las características más relevantes de esta unidad.



*Figura 3.7.- Rama de alta velocidad circulando en la línea del AVE Madrid – Sevilla.  
Fuente: fotografía realizada por el autor.*

*Tabla 3.4. Características de la rama de alta velocidad de la serie 100, que circula por la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: RENFE (2003).*

<b>Serie de las locomotoras eléctricas:</b>	0-100.001 a 016 y 9-100.001 a 016
<b>Constructor:</b>	
Partes mecánicas	Alstom, C.A.F., M.T.M.
Partes eléctricas	Alstom
<b>Año de puesta en servicio:</b>	1992
<b>Licenciatario:</b>	Alstom
<b>Tensión:</b>	3000 V cc / 25000 V 50 Hz
<b>Disposición de ejes:</b>	Bo'Bo' + 9 (2') + Bo'Bo' (2 cabezas tractoras + 8 remolques intermedios articulados)
<b>Potencia nominal:</b>	8800 kW (total tren)

<b>Peso en servicio:</b>	Total tren cargado 421,5 t; tren vacío 392,6 t
<b>Velocidad máxima:</b>	300 km/h
<b>Número de asientos:</b>	329 (total tren)
<b>Calefacción:</b>	Radiadores y aire acondicionado
<b>Tracción:</b>	Concentrada
<b>Número de motores:</b>	8 (total tren)
<b>Potencia por motor:</b>	1100 kW
<b>Regulación:</b>	Con tiristores y motores síncronos autopilotados
<b>Longitud:</b>	200 m
<b>Máxima carga por eje:</b>	17 t
<b>Masa no suspendida:</b>	3940 kg/bogie motor
	3660 kg/bogie remolcado

Los requerimientos de tiempo de viaje en el corredor Madrid – Barcelona han obligado a utilizar trenes de prestaciones más elevadas capaces de alcanzar los 350 km/h. Los dos modelos escogidos han sido el Talgo 350 y el ICE 350 E (**figura 3.8**), siendo el primero de tracción concentrada y el segundo de tracción distribuida. Las características técnicas quedan recogidas respectivamente en las **tablas 3.5** y **3.6**.

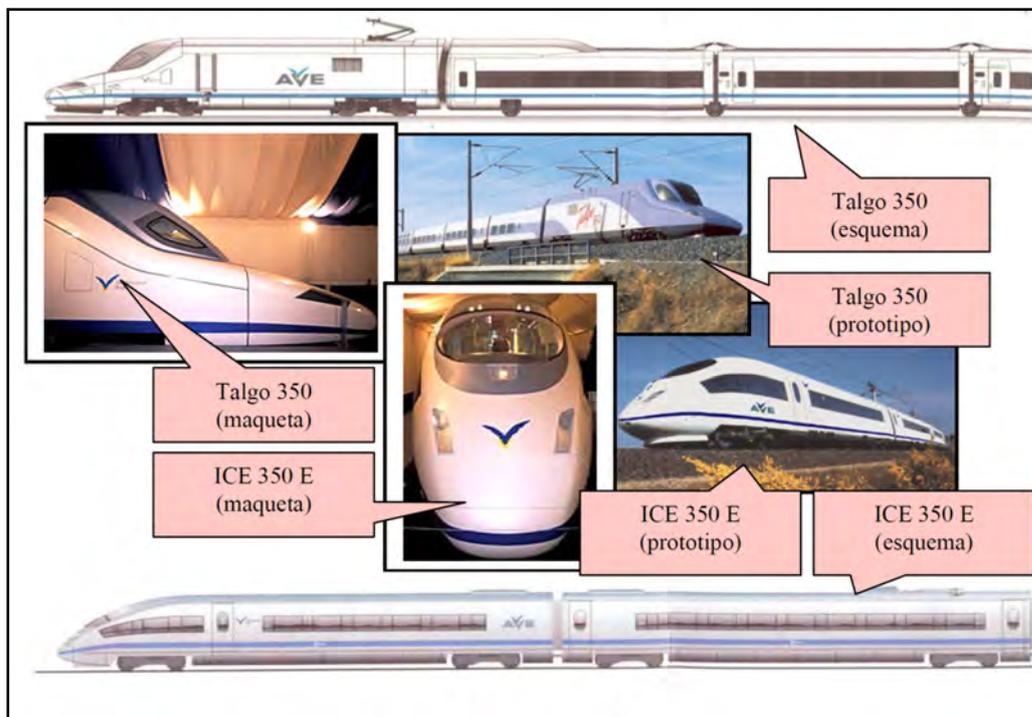


Figura 3.8.- Ramas de alta velocidad para la línea del AVE Madrid – Barcelona.  
Fuente: Líneas del Tren (2003); The European Railway Server (2003), RENFE.

Tabla 3.5. Características de la rama de alta velocidad Talgo 350, para la línea del AVE Madrid – Barcelona. Fuente: Líneas del Tren (2003).

<b>Constructor:</b>	Talgo, Adtranz
<b>Tensión:</b>	25000 V 50 Hz
<b>Cabezas motrices:</b>	2
<b>Coches de viajeros:</b>	12
<b>Potencia nominal:</b>	8000 kW (total tren)
<b>Ejes tractores:</b>	8
<b>Ejes portadores:</b>	13
<b>Peso máximo por eje:</b>	17 t
<b>Velocidad máxima:</b>	350 km/h
<b>Número de asientos:</b>	318 (total tren)
<b>Tracción:</b>	Concentrada
<b>Longitud:</b>	200 m
<b>Unidades contratadas:</b>	16

Tabla 3.6. Características de la rama de alta velocidad ICE 350 E, para la línea del AVE Madrid – Barcelona. Fuente: Líneas del Tren (2003).

<b>Constructor:</b>	Siemens
<b>Tensión:</b>	25000 V 50 Hz
<b>Coches motrices:</b>	4
<b>Coches remolques:</b>	4
<b>Potencia nominal:</b>	8800 kW (total tren)
<b>Ejes tractores:</b>	16
<b>Ejes portadores:</b>	16
<b>Peso máximo por eje:</b>	15 t
<b>Velocidad máxima:</b>	350 km/h
<b>Número de asientos:</b>	404 (total tren)
<b>Tracción:</b>	Distribuida en 16 motores trifásicos asíncronos
<b>Longitud:</b>	200 m
<b>Unidades contratadas:</b>	16

Los servicios de carácter regional en la nueva línea han sido asignados a los trenes I-250 de la familia “Pendolino” de última generación (figura 3.9). En la tabla 3.7 se resumen algunas de sus características técnicas.

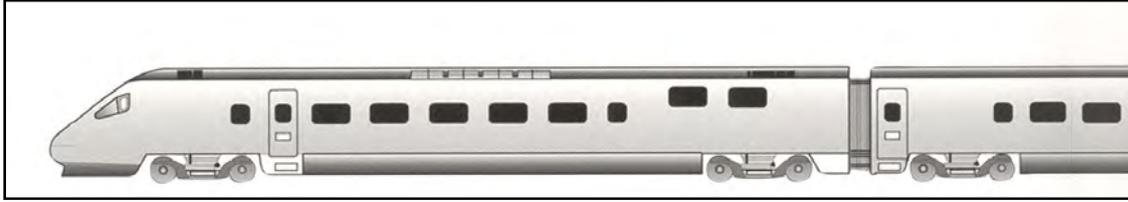


Figura 3.9.- Ramas para servicios regionales en la línea del AVE Madrid – Barcelona.  
Fuente: RENFE.

Tabla 3.7. Características del tren I-250, para los servicios regionales en la línea del AVE Madrid – Barcelona. Fuente: Líneas del Tren (2003).

<b>Constructor:</b>	Alstom, C.A.F.
<b>Tensión:</b>	25000 V 50 Hz
<b>Coches motrices:</b>	4
<b>Coches remolques:</b>	0
<b>Potencia nominal:</b>	4000 kW (total tren)
<b>Peso máximo por eje:</b>	17 t
<b>Velocidad máxima:</b>	250 km/h
<b>Número de asientos:</b>	236 + 1 para personas con movilidad reducida
<b>Longitud:</b>	107,1 m
<b>Unidades contratadas:</b>	20

### 3.3. TIPOLOGÍA DE LAS LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD

Aunque el ferrocarril de alta velocidad constituye un medio de transporte novedoso, su establecimiento y su explotación presentan la ventaja de poder complementarse con el ferrocarril convencional, siendo posible bajo ciertas limitaciones la compartición de la misma infraestructura. En este sentido, es un dato suficientemente revelador el hecho de que, en Europa, siendo la longitud exclusivamente de las nuevas líneas de alta velocidad de 3800 km aproximadamente, la longitud total de red ferroviaria recorrida por ramas de alta velocidad asciende a los 18000 km. En este sentido, existen numerosos servicios de viajeros que utilizan las infraestructuras de altas prestaciones y prosiguen hacia destinos fuera de los grandes corredores, mediante la red convencional a velocidades estándares. Sin duda, esta complementariedad, favorecida por los procesos de interoperabilidad, otorgan al ferrocarril una gran versatilidad en su oferta.

Según sea la imbricación de las nuevas líneas de alta velocidad respecto a la red convencional ferroviaria preexistente, la UIC establece una clasificación que se sintetiza en la **tabla 3.8**. Conviene destacar que circunstancias como la diferencia en el ancho de vía motivan una menor complementariedad, obligando a tener separadas completamente las dos redes ferroviarias (red convencional y red de alta velocidad) como sucede con carácter general en el caso de Japón, o bien únicamente permitir el paso entre ambas redes a trenes con sistemas de rodadura desplazable, como sucede

con los trenes Talgo en la línea del AVE Madrid – Sevilla.

Tabla 3.8. Clasificación de las líneas de alta velocidad según su relación con la red convencional ferroviaria. Fuente: UIC (2002).

Esquema	Descripción y ejemplo
 <p><b>CASO 1</b></p> <p>Ramas alta velocidad → Líneas alta velocidad</p> <p>Trenes convencionales → Líneas convencionales</p>	<p>Este caso corresponde a una red de líneas usadas exclusivamente por ramas de alta velocidad, las cuales no operan en otro tipo de líneas. Las líneas japonesas del Shinkansen de las compañías JR Central y JR West son ejemplos de este caso.</p>
 <p><b>CASO 2</b></p> <p>Ramas alta velocidad → Líneas alta velocidad y Líneas convencionales</p> <p>Trenes convencionales → Líneas convencionales</p>	<p>Igual que en el caso anterior, se trata de líneas de alta velocidad utilizadas exclusivamente por ramas específicas, pero con la salvedad de que estos trenes pueden también circular por las líneas convencionales. Se incluyen aquí las líneas francesas de la SNCF.</p>
 <p><b>CASO 3</b></p> <p>Ramas alta velocidad → Líneas alta velocidad y Líneas convencionales</p> <p>Trenes convencionales → Líneas convencionales</p>	<p>Las líneas de alta velocidad incluidas en el caso 3 son aquellas en las que circulan tanto ramas específicas de altas prestaciones como trenes convencionales a velocidades inferiores, lo que supone una reducción de la capacidad. No se permite que esas ramas de alta velocidad circulen por las líneas convencionales. Es paradigma de este caso la línea del AVE Madrid – Sevilla.</p>
 <p><b>CASO 4</b></p> <p>Ramas alta velocidad → Líneas alta velocidad y Líneas convencionales</p> <p>Trenes convencionales → Líneas convencionales</p>	<p>Los sistemas alemán (ICE) e italiano (Eurostar Italia) son ejemplos del caso 4, en el cual se separan claramente la infraestructura y el material rodante. De hecho, todo tipo de trenes puede circular por las líneas de alta velocidad y, a la vez, los trenes de alta velocidad circulan tanto por dichas líneas como por líneas convencionales.</p>

Tabla 3.9. Sistemas actuales de explotación de líneas de alta velocidad. Fuente: López Pita (2000).

TIPOLOGÍA DEL TRÁFICO	TIPOS DE COMPOSICIONES	CARACTERÍSTICAS DE LOS VEHÍCULOS	EJEMPLOS
Exclusivamente transporte de viajeros	<b>T<sub>1</sub></b> Ramas especializadas para transporte de viajeros	$V_{m\acute{a}x} = 270/300$ km/h $P = 16/17$ t/eje	TGV París-Lyon
	<b>T<sub>2</sub></b> Ramas especializadas para transporte de viajeros  Trenes convencionales para transporte de viajeros: locomotora y coches	$V_{m\acute{a}x} = 270/300$ km/h $P = 16/17$ t/eje  $V_{m\acute{a}x} = 160/220$ km/h $P = 20/22$ t/eje (locomotora) $P = 12/14$ t/eje (coches)	AVE Madrid-Sevilla
Transporte de viajeros y mercancías	<b>T<sub>3</sub></b> Ramas especializadas para transporte de viajeros  Trenes convencionales para transporte de viajeros: locomotora y coches  Trenes convencionales para transporte de mercancías: locomotora y vagones	$V_{m\acute{a}x} = 250/300$ km/h $P = 16/17$ t/eje  $V_{m\acute{a}x} = 160/220$ km/h $P = 20/22$ t/eje (locomotora) $P = 12/14$ t/eje (coches)  $V_{m\acute{a}x} = 100/160$ km/h $P = 20/22$ t/eje (locomotora) $P = 16/20$ t/eje (vagones)	ICE Hannover-Würzburg
	<b>T<sub>4</sub></b> Ramas especializadas para transporte de viajeros  Trenes convencionales para transporte de mercancías: locomotora y vagones	$V_{m\acute{a}x} = 250/300$ km/h $P = 16/17$ t/eje  $V_{m\acute{a}x} = 100/160$ km/h $P = 20/22$ t/eje (locomotora) $P = 16/20$ t/eje (vagones)	Algunos tramos de la línea del TGV París-Lyon

Esa relación entre la alta velocidad y el ferrocarril convencional conduce a que, por las nuevas líneas, circulen vehículos de distinta naturaleza, llegándose en algunos casos a disponer de verdaderas líneas de tráfico mixto, es decir, líneas donde tienen cabida trenes de viajeros (a alta velocidad o a velocidad estándar) y trenes de mercancías a velocidades reducidas. Esta circunstancia, además de las implicaciones que supone a nivel de proyecto y explotación, afecta de forma sustancial a las tareas de mantenimiento, tanto por la mayor sollicitación ejercida sobre la vía, como por el horario de servicio generalmente más extenso. En la **tabla 3.9**, se muestra la clasificación realizada por López Pita (2000) en relación con este tema.

La elección de un determinado tipo de tráfico, por consiguiente, no sólo tiene repercusión en la fase de proyecto con la elección de un trazado adecuado a las prestaciones del material motor, sino que también influye en el deterioro de la infraestructura y en su mantenimiento. Concretamente, el incremento que supone mantener una línea por donde circulen trenes convencionales de mercancías (además de las ramas de alta velocidad), respecto a una línea para transporte exclusivo de viajeros, se valora según López Pita (2000) entre un 5 y un 20%. Este resultado viene motivado por las diferencias en términos de carga por eje y de velocidad —esto último supone que para un mismo peralte se produzcan excesos para los trenes lentos e insuficiencias para los trenes rápidos—.

### **3.4. CARACTERÍSTICAS GENERALES DEL MATERIAL CONVENCIONAL QUE CIRCULA POR LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD**

En el apartado precedente se ha insistido en la heterogeneidad existente en los sistemas de explotación vigentes en las líneas de alta velocidad. Los distintos límites de velocidad, la combinación de ramas de alta velocidad con trenes convencionales de viajeros o incluso de mercancías, en vías con parámetros característicos no coincidentes, generan necesidades de mantenimiento con particularidades propias en cada caso. Es de gran interés, por tanto, identificar de forma precisa los vehículos que utilizan la línea en cuestión, inclusive los de tipo convencional, en aras de predecir convenientemente las necesidades de mantenimiento y los recursos que se requerirán.

El diseño más optimizado, un mayor control del desgaste de los sistemas de rodadura y de suspensión, y el uso de materiales más ligeros han permitido, a pesar del considerable aumento de la velocidad, mantener las sollicitaciones ejercidas por los trenes convencionales que circulan por las líneas de alta velocidad a niveles equiparables a los ofrecidos por las ramas específicas de alta velocidad. Esta constatación posibilita las diversas formas de explotación recogidas en la **tabla 3.9**, incrementando las necesidades de mantenimiento dentro de un margen cada vez más limitado y asumible.

Con carácter ilustrativo, se expone a continuación una descripción sucinta de las líneas europeas de alta velocidad explotadas bajo régimen de tráfico mixto (**tablas 3.10, 3.11, 3.12 y 3.13**). En todos los casos, se puede comprobar que el número de circulaciones de trenes de viajeros, a pesar de una gran dispersión, es considerablemente superior al correspondiente a los trenes de mercancías: la cuota de participación de estos últimos oscila entre el 23 y el 43% del número total de circulaciones en los casos mostrados.

Se pone de manifiesto que el incremento de la velocidad obliga a reducir la carga nominal por eje, con el propósito de evitar que las cargas dinámicas generadas no sean excesivas ni deterioren sobremanera la calidad geométrica de la vía. Es por ello que, mientras en las líneas convencionales circulando a 100 km/h se permite una carga máxima por eje alrededor de las 22 t, al aumentar la velocidad y sobrepasar los 160 km/h es necesario que la carga por eje de los vagones se reduzca a 16 t. Esta limitación impuesta al material remolcado difícilmente puede ser aplicada al material motor, ya que se trata habitualmente de locomotoras que pueden desarrollar potencias de más de 5000 kW y que necesitan para ello un peso nominal comprendido entre 90 y 130 t.

Tabla 3.10. Líneas europeas de alta velocidad explotadas con tráfico mixto. Fuente: López Pita y Ubalde (2002).

PAÍS	LÍNEA (km)	v <sub>máx</sub> (km/h)	Inicio explotación
ALEMANIA	Hannover-Würzburg (326)	200 a 250 (viajeros) 120 a 160 (merca.)	1991
	Hannover-Berlín (264)	200 a 250 (viajeros) 120 (mercancías)	1998
	Mannheim-Stuttgart (99)	200 a 250 (viajeros) 120 a 160 (merca.)	1991
FRANCIA	LGV Sud – Est (410)	300 (viajeros) 160 a 200 (merca.)	1981/1983 (viajeros) 1997 (mercancías)
	LGV Atlantique (280)	300 (viajeros) 160 a 200 (merca.)	1989/1990 (viajeros) 1997 (mercancías)
ITALIA	Roma-Florenca (246)	250 (viajeros) 100 a 140 (merca.)	1977/85/92

Tabla 3.11. Características de los trenes de mercancías que circulan por líneas de alta velocidad. Fuente: López Pita y Ubalde (2002).

País	ALEMANIA/ ITALIA	FRANCIA
<b>Locomotora</b>	22,5 t/eje	22,5 t/ eje
<b>Vagones:</b>		
100/120 km/h	20/22,5 t/eje	--
140/160 km/h	18 t/eje	--
160/200 km/h	16 t/eje	16 t/eje
<b>Carga remolcada</b>	700 a 850 t	300 t
<b>Longitud total</b>	Menor de 750 m	--

Tabla 3.12. Tráfico actual y previsto en algunas líneas de alta velocidad de tráfico mixto. Fuente: López Pita y Ubalde (2002).

LÍNEA	TRENES POR DÍA Y SENTIDO	
	VIAJEROS	MERCANCÍAS
Hannover-Würzburg	49	37
Mannheim-Stuttgart	27	16
Hannover-Berlín	33	10
Milán-Nápoles (en construcción)	82 (previsto)	37 (previsto)

Tabla 3.13. Prestaciones ofrecidas en la red ferroviaria alemana, según el tipo de tren y el tipo de infraestructura. Fuente: López Pita y Ubalde (2002).

Tipo de línea	Nueva línea (alta velocidad)	Línea mejorada	Línea convencional
InterCity (IC)	200	200	160
InterCity Express (ICE)	280	200	160
InterCargo (ICG)	120	120	100
InterCargo Express	160	160	140

Esta misma circunstancia tiene lugar en el caso de líneas destinadas a tráfico de tipo T<sub>2</sub>: las locomotoras rebasan habitualmente las 20 t/eje, mientras los coches habituales de viajeros tienen una carga por eje por debajo de las 15 t/eje. Esto supone que el deterioro causado por los trenes convencionales de viajeros sea considerable, aun circulando a velocidades claramente inferiores respecto a las ramas de alta velocidad.

Para el caso concreto de la línea del AVE Madrid – Sevilla, que como se ha indicado es de tipo T<sub>2</sub> (tabla 3.9), se adjuntan los datos técnicos descriptivos de la locomotora 252 en la tabla 3.14, y los correspondientes a los furgones y coches Talgo T-200 en la 3.15. Cabe destacar que estos coches tienen un diseño peculiar de la distribución del sistema de rodadura por lo que la masa por rueda es más elevada que la correspondiente a otros coches convencionales de viajeros. Asimismo, como se puede apreciar en la figura 3.10, estos coches no disponen de suspensión primaria, lo que hace que tengan una masa no suspendida relativamente elevada y, por tanto, incidan de forma no despreciable en la pérdida de calidad de la geometría de la vía. En la figura 3.11 se muestra una fotografía del Talgo T-200 en la línea Madrid – Sevilla, remolcado por la locomotora 252.

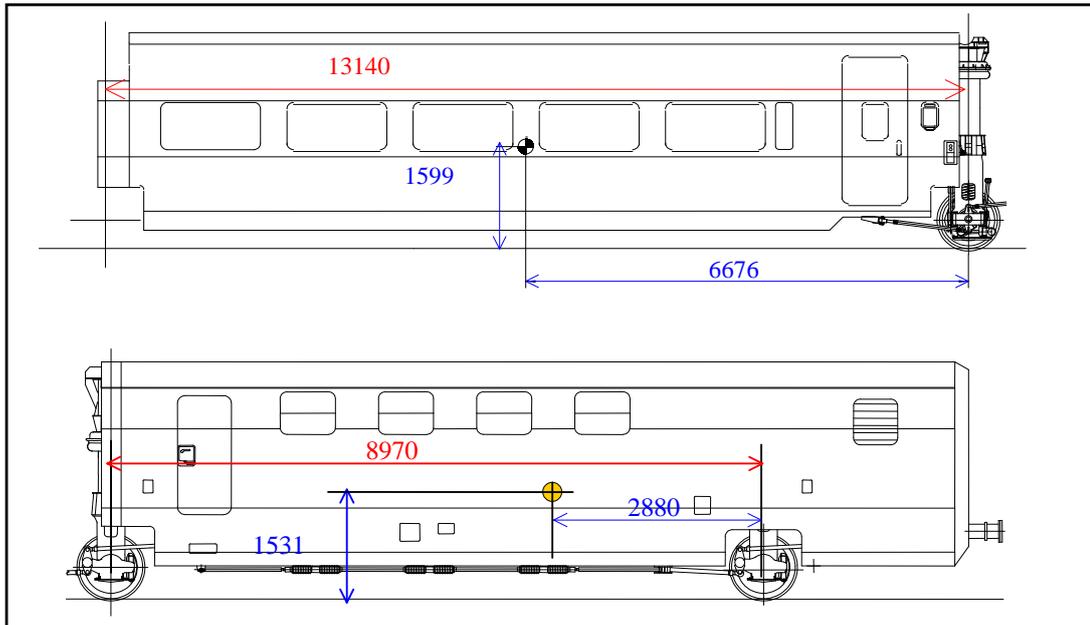
Tabla 3.14. Características de la locomotora eléctrica de la serie 252, que circula por la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: RENFE (2003).

<b>Constructor:</b>	
Partes mecánicas:	Krauss-Maffei, Henschel, C.A.F., M.T.M., Ateinsa, Meinfesa
Partes eléctricas:	A.B.B., Siemens
<b>Años de puesta en servicio:</b>	1992-93
<b>Licenciatarios:</b>	Krauss-Maffei, Henschel, A.B.B., Siemens
<b>Tensión:</b>	3000 V cc / 25000 V 50 Hz
<b>Disposición de ejes:</b>	Bo'Bo'

<b>Potencia nominal:</b>	5600 kW
<b>Peso en servicio:</b>	90 t ; 22,5 t/eje
<b>Masa no suspendida:</b>	2,8 t/eje
<b>Freno neumático:</b>	Aire comprimido (locomotora y tren)
<b>Freno eléctrico:</b>	Mixto reostático y regenerativo
<b>Esfuerzo de tracción:</b>	290 kN
<b>Velocidad máxima:</b>	220 km/h
<b>Equipo eléctrico:</b>	
Número de motores:	4
Sistema de tracción:	Motores trifásicos. Convertidor de cuatro cuadrantes. Ondulador
Factor de potencia:	Próximo a 1
<b>Distribución del parque:</b>	252.001 a 015 ancho de vía de 1435 mm y 252.016 a 075 ancho de vía de 1668 mm

Tabla 3.15. Características de los coches Talgo T-200, que circulan por la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: Talgo.

CONCEPTO	DESCRIPCIÓN	MASA COCHE INTERMEDIO	MASA FURGÓN EXTREMO
Masa no suspendida	Dos ruedas, los dos semiejes correspondientes y su bastidor	2600 kg	2550 kg
Masa total	Bastidor del coche	2ª clase: 17000 kg 1ª clase: 16020 kg	1 eje: 20810 kg 2 ejes: 22010 kg



*Figura 3.10.- Esquema de un coche intermedio y de un furgón de cola del Talgo T-200, que circula por la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: Talgo.*



*Figura 3.11.- Tren Talgo encabezado por una locomotora 252 en la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: The European Railway Server (2003).*



## **4. CARACTERIZACIÓN TÉCNICA DE LAS LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD**

### **4.1. EL TRAZADO Y LA INFRAESTRUCTURA DE UNA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD**

#### **4.1.1. Generalidades**

La elaboración de predicciones de las necesidades de mantenimiento de vía ha de tener en cuenta cuáles son las prestaciones y el tráfico de las líneas de alta velocidad en el momento presente, y cuál es su tendencia. Ciertamente, esta tendencia se halla sujeta a los parámetros de trazado, especialmente el radio mínimo de curva, y la inclinación y longitud de las rampas. Como se desarrolla más adelante, el primero de los dos parámetros se encuentra especialmente vinculado a la velocidad comercial fijada y al tipo de tráfico que debe soportar la línea; por su parte, la caracterización de las rampas se fundamenta en el tipo de tráfico, y la relación entre la potencia y la carga del material móvil.

En cualquier caso, el proyecto de una línea de alta velocidad debe observar cierta ambición en la definición de sus parámetros, no ciñéndose exclusivamente a las exigencias comerciales establecidas satisfactoriamente para el momento inmediato a su inauguración. En efecto, se trata de obras de ingeniería de un elevado coste, marcadas por un profundo carácter irreversible, que sin duda debe conminar al proyectista a adoptar actitudes de convencida responsabilidad no carentes de afán visionario.

Si se recoge el testigo de los ingenieros que diseñaron durante la segunda mitad del siglo XIX las líneas que configuran gran parte de la actual red ferroviaria, cabría considerar ciertas holguras entre las prestaciones del material rodante y los parámetros de trazado, no solamente como garantía de seguridad, sino como oportunidad de futuro que permita implementar tecnologías más desarrolladas que las presentes. En este sentido, es relevante el hecho de que, por algunas de aquellas líneas construidas cuando la velocidad comercial de los trenes escasamente superaba los 50 km/h, hoy se pueda circular por encima de los 150 km/h, habiendo sido necesario tan sólo renovar oportunamente la superestructura de la vía.

Existen diversos criterios para establecer la velocidad máxima de proyecto de un determinado trazado ferroviario respecto a la velocidad de circulación. En aras de conseguir un suficiente nivel de seguridad, desde Francia se aboga por comprobar la validez de los distintos parámetros del proyecto tomando velocidades superiores en 10 km/h a las velocidades máximas exigidas en explotación; en España, se realizan los ensayos de verificación a velocidades superiores en un 10% a la velocidad máxima de explotación.

No obstante, los importantes avances tecnológicos logrados y los resultados positivos conseguidos en ensayos ponen de manifiesto la posibilidad de aumentar las velocidades máximas de explotación por encima de esa franja de seguridad mencionada. No en vano, el actual récord de 515,3 km/h ofrece un importante margen respecto a los límites de velocidad establecidos en las líneas más modernas (como ya se ha indicado en el capítulo precedente).

Sin duda, esta perspectiva motiva a estudiar con detalle la evolución de las necesidades de mantenimiento de la vía en función de la velocidad, con el propósito de dimensionar, de la forma más acertada posible, los recursos que permitan llevar a cabo los trabajos de conservación de vía, no solamente para las prestaciones actuales de la línea sino para las que puedan devenir en el futuro.

#### 4.1.2. El radio de las alineaciones curvas

Uno de los parámetros que influye de manera más significativa en el presupuesto de construcción de una línea de alta velocidad es el radio mínimo del trazado en curva. Como ya ha sido mencionado, su valor posee una relación directa con las prestaciones que se pretendan conseguir y depende asimismo de la tipología de tráfico que deba atender.

Efectivamente, las condiciones de seguridad frente a descarrilamiento y ripado de la vía, y aun de forma más restrictiva las condiciones de comodidad del viajero limitando la aceleración transversal sin compensar, establecen una relación unívoca entre la velocidad de circulación y el radio de la curva. En líneas en las que el tráfico es homogéneo, se ha podido constatar una evolución paralela entre los radios mínimos especificados y las velocidades máximas, como queda patente en la **figura 4.1**. La cada vez mayor potencia del material motor y una necesidad progresivamente más exigente de movilidad han conducido a un crecimiento considerable de la velocidad en pocos años, obligando a los proyectistas a incrementar los radios mínimos de 4000 m a 7000 m.

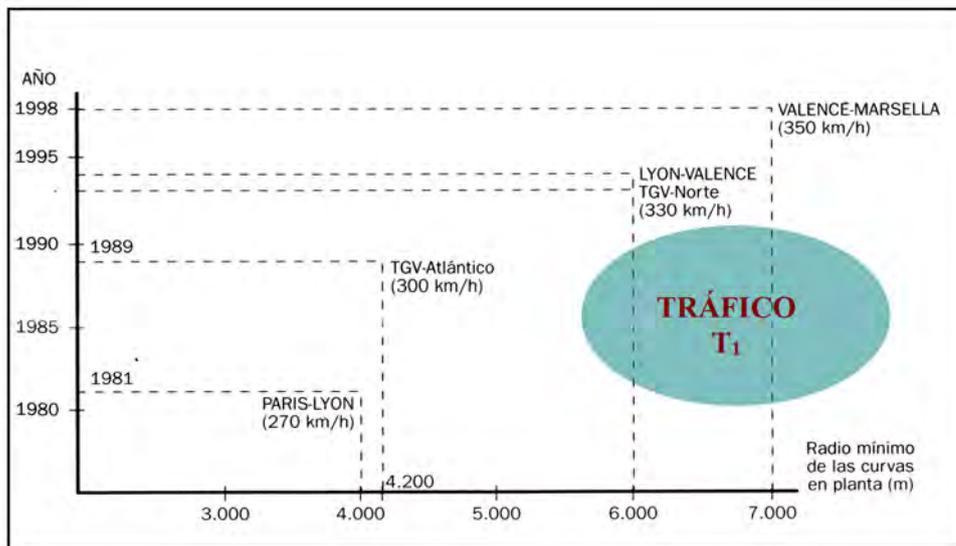


Figura 4.1.- Evolución de los radios de curva en las líneas francesas de alta velocidad.  
Fuente: López Pita y Ubalde (2001).

En relación con las líneas de alta velocidad por las que circulan tráficos de carácter mixto, tal relación unívoca entre velocidad y radio mínimo no existe. En este sentido, se puede ilustrar esta aseveración con los ejemplos de las líneas alemanas Hannover – Würzburg y Mannheim – Stuttgart, ambas de tipo  $T_3$  (véase **capítulo 3, tabla 3.9**, para la clasificación de tráficos), que disponen de un radio mínimo general de 7000 m, a pesar de que la velocidad máxima de circulación queda tan sólo en 250 km/h. Este hecho se puede justificar parcialmente en la inconveniencia de que hayan desmesuradas insuficiencias y excesos de peralte (para las circulaciones más rápidas y más lentas respectivamente), que puedan provocar un desgaste inadmisiblemente de los carriles, obligando a un mantenimiento mucho más intenso. Sin embargo, esta razón no ha sido aplicada del mismo modo en otros corredores: la “*Direttissima*” italiana, en el primer tramo que se construyó, dispone de radios de 3000 m, soportando también un tráfico mixto de tipo  $T_3$  y admitiendo una velocidad máxima de 250 km/h. Sin duda, el lapso de tiempo entre los proyectos alemanes y el italiano, así como las distintas condiciones geomorfológicas del emplazamiento, incidieron de manera decisiva en estos valores dispares.

En cuanto a las líneas destinadas al tráfico de tipo  $T_2$ , el radio y el peralte están diseñados en función de las circulaciones más rápidas, obligando a los trenes convencionales a circular con excesos de peralte. Esta situación corresponde a las

líneas del AVE Madrid – Sevilla y Madrid – Barcelona, en las que la velocidad máxima es de 300 y 350 km/h, y los radios mínimos de 4000 y 7000 m respectivamente<sup>1</sup>.

### **4.1.3. La caracterización de las rampas**

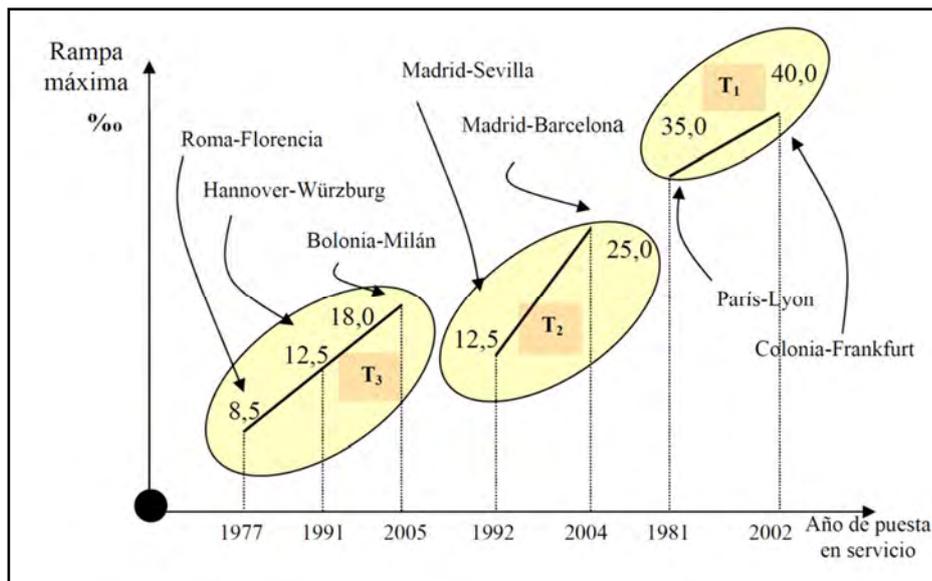
La inclinación máxima de las rampas ha experimentado, como también sucedía con el radio mínimo de curva, una importante variación en los proyectos de líneas de alta velocidad. Existe en la actualidad una acusada heterogeneidad, que está especialmente vinculada a las distintas tipologías de tráfico de las líneas en cuestión.

Es habitual considerar como inclinación máxima en una línea convencional por la que circulan trenes de mercancías valores inferiores a 15 mm/m. Este criterio se considera aplicable también al campo de la alta velocidad cuando se trata de tráficos de carácter mixto, como es el caso de las líneas de tipo T<sub>3</sub>, o incluso cuando se trata de líneas compartidas por trenes de alta velocidad y trenes convencionales de viajeros (tipo T<sub>2</sub>).

En cuanto a las líneas que soportan un tráfico exclusivo de trenes de alta velocidad, realmente se pueden asumir rampas mucho más exigentes, alcanzando inclinaciones de hasta 40 mm/m, valor que no es nada común en las líneas convencionales de carácter general.

Como se pone en evidencia en la **figura 4.2**, con el paso de los años se ha apostado de forma global por rampas de mayor inclinación, sobre todo a tenor de las mejores prestaciones ofrecidas por el material motor en cuestiones de potencia y adherencia (tracción distribuida). No obstante, la elección del límite de este parámetro obedece también a criterios económicos y a la propia configuración del terreno. En este sentido, se puede aportar como paradigma la decisión adoptada en los proyectos franceses consistente en admitir rampas de hasta 35 mm/m, cuando la orografía sea especialmente escarpada, y sólo de hasta 25 mm/m, cuando el emplazamiento disponga de una morfología más favorable.

Es curioso constatar que en Japón, tratándose de líneas destinadas a tráfico de tipo T<sub>1</sub> como en el caso francés, se ha optado por valores más conservadores (en torno a los 15 mm/m), lo que sin duda contribuye a que exista un elevado número de tramos en túnel o en viaducto. En los proyectos más recientes, como la línea Hokuriku, se han considerado parámetros más exigentes (30 mm/m) sin llegar a los valores habituales en Europa para esta clase de líneas.



**Figura 4.2.- Evolución de la rampa máxima adoptada en líneas de alta velocidad.**  
Fuente: López Pita y Ubalde (2001).

<sup>1</sup> Excepcionalmente, existen curvas de radio inferior en tramos de velocidad reducida.

En cualquier caso, la caracterización de las rampas únicamente mediante el valor de su inclinación resulta un tanto simplista, si se pretenden valorar las repercusiones reales en el sistema de explotación. En efecto, la pérdida de velocidad de un tren subiendo por una rampa no solamente depende de la inclinación de la misma, sino también de su longitud, así como de la resistencia al avance que experimenten los vehículos por circular en curva o por los efectos aerodinámicos propios de los túneles. En este sentido, las Especificaciones Técnicas de Interoperabilidad (ETI) establecidas por la Unión Europea en el 2000 limitan a 6 km la longitud de las rampas de 35 mm/m.

Desde el punto de vista del mantenimiento de la vía, requiere especial atención el análisis de las zonas de acuerdos verticales, especialmente los acuerdos convexos, ya que en ellos aumenta, aunque ligeramente, la fuerza resultante vertical.

## 4.2. LA SECCIÓN TRANSVERSAL DE LA VÍA

### 4.2.1. Sección a cielo abierto sobre plataforma natural

La sección transversal tipo correspondiente a un tramo a cielo abierto de una línea de alta velocidad dispone de forma habitual de una anchura aproximada de 13 m. Este valor, sin duda, tiene una insoslayable relevancia en lo que se refiere a la afectación del medio, y constituye una manifiesta ventaja si se pone en relación con la ocupación propia de las carreteras de gran capacidad.

Uno de los parámetros que incide de forma muy significativa en el mantenimiento de la vía es el espesor de las capas de asiento, especialmente en lo que se refiere a la capa de balasto. Efectivamente, como se muestra en la **figura 4.3**, la sección de una vía sobre plataforma natural se compone de unas capas de balasto y de sub-balasto, que se apoyan sobre la parte superior de la plataforma, llamada capa de forma.

Normalmente el espesor de la capa de balasto, medido bajo la traviesa, suele oscilar entre 25 y 35 cm, siendo 30 cm el valor más habitual. Disponer un espesor por debajo de esa horquilla conduce a no repartir suficientemente las tensiones y, en consecuencia, sobrepasar la capacidad portante de la plataforma, generando en ella importantes deformaciones o incluso su colapso. Por otra parte, superar el límite de 35 cm supone aumentar la probabilidad de asientos diferenciales, generados por un desgaste desigual de las partículas de balasto. En líneas de altas prestaciones, es corriente colocar capas adicionales entre el sub-balasto y la plataforma con una finalidad de filtro, que impida la contaminación de las capas de asiento por presencia de áridos finos.

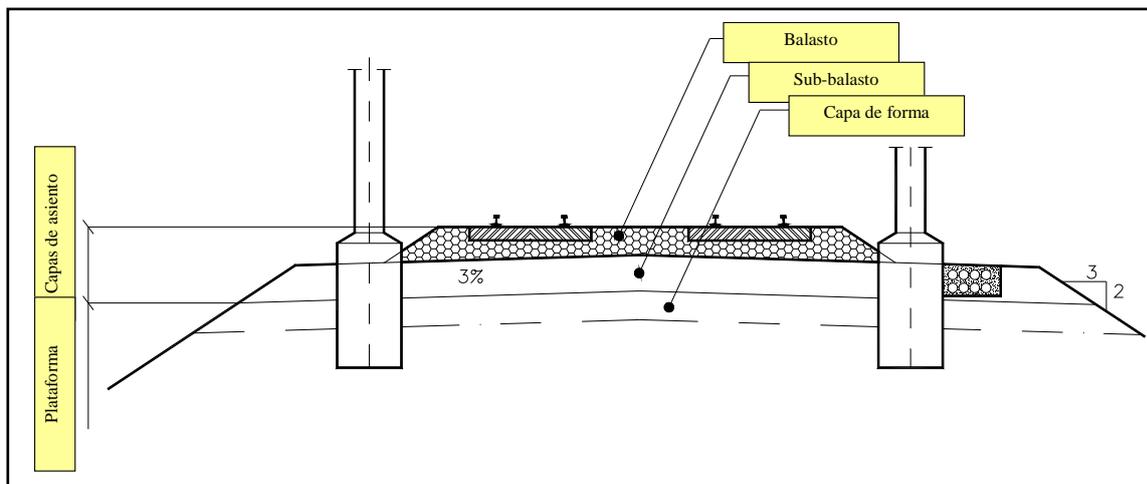


Figura 4.3.- Sección de una vía de una línea ferroviaria. Fuente: elaboración propia a partir de esquema propuesto por Losada (1987).

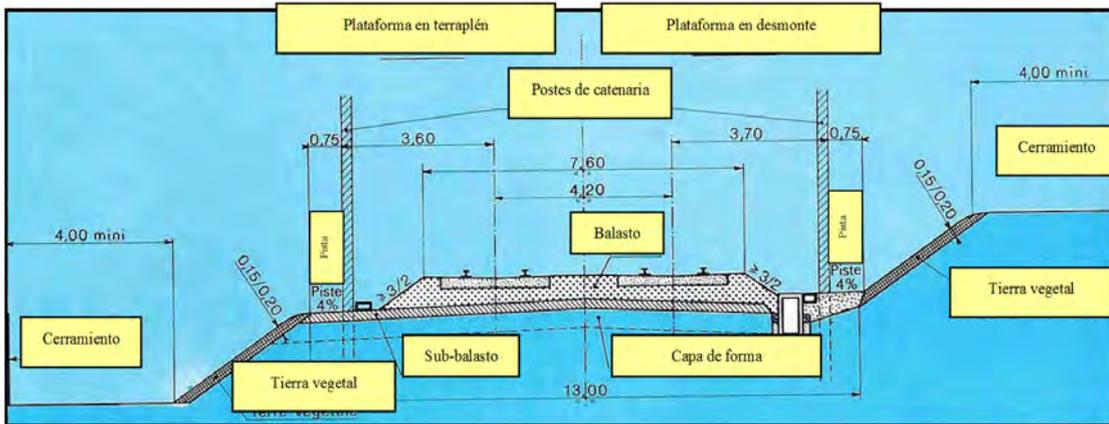


Figura 4.4.- Sección tipo a cielo abierto de la línea de alta velocidad París – Lyon. Fuente: Lorin (1981).

En la **figura 4.4** se muestra a modo de ejemplo la sección transversal correspondiente a la línea de alta velocidad entre París y Lyon. Sus dimensiones son prácticamente coincidentes con las de la sección de la línea del AVE Madrid – Sevilla (**figura 4.5**). Concretamente, en esta línea el espesor de las capas de balasto y sub-balasto es de 30 y 25 cm respectivamente. Las dimensiones de la entrevía, así como de la anchura de la plataforma de la vía, se diferencian de forma importante respecto a las establecidas en la nueva línea de alta velocidad entre Madrid y Barcelona. Este hecho está motivado por el incremento en la velocidad de circulación y los efectos aerodinámicos asociados. Sin embargo, ambas secciones tienen un esquema similar en cuanto a las capas de asiento.

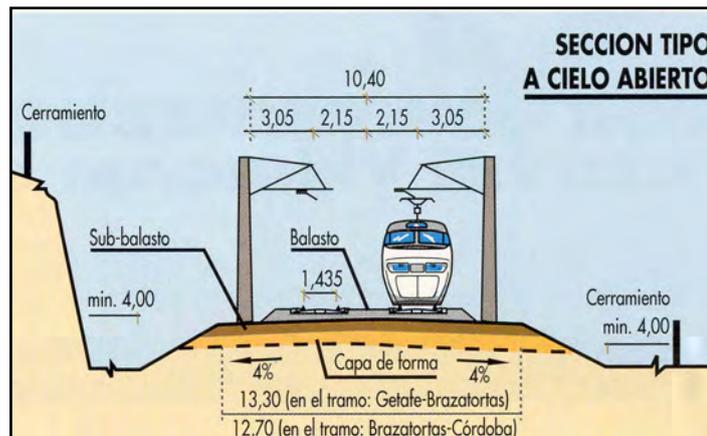


Figura 4.5.- Sección tipo a cielo abierto de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (1993).

#### **4.2.2. Sección en viaducto**

Los viaductos en líneas de alta velocidad suelen ser preferentemente de hormigón para dar continuidad a la superestructura de la vía y reducir las variaciones de rigidez. Como se podrá comprobar más adelante al abordar el cálculo de las cargas dinámicas, el aumento de la rigidez de la vía y, aún más si cabe, su variación comportan un aumento nada desdeñable de las cargas dinámicas verticales aplicadas por los vehículos sobre la vía y, por ende, producen un mayor deterioro del balasto, obligando a tareas de mantenimiento más frecuentes.

Bajo este planteamiento, se entiende que la sección de los viaductos incluya la capa de balasto con un espesor igual o similar al utilizado en la sección sobre plataforma natural. No obstante, no se puede evitar que aumenten las tensiones en el balasto (y por consiguiente su deterioro) por la diferencia entre la rigidez del tablero de hormigón en comparación con la plataforma natural.

En la línea del AVE Madrid – Sevilla se han utilizado dos tipos de viaducto de hormigón: viaducto hiperestático formado por una viga-cajón y viaducto isostático sobre vigas prefabricadas, ambos con una anchura de tablero de 11,6 m. En las figuras 4.6 y 4.7 se muestra la sección de cada uno de los dos tipos.

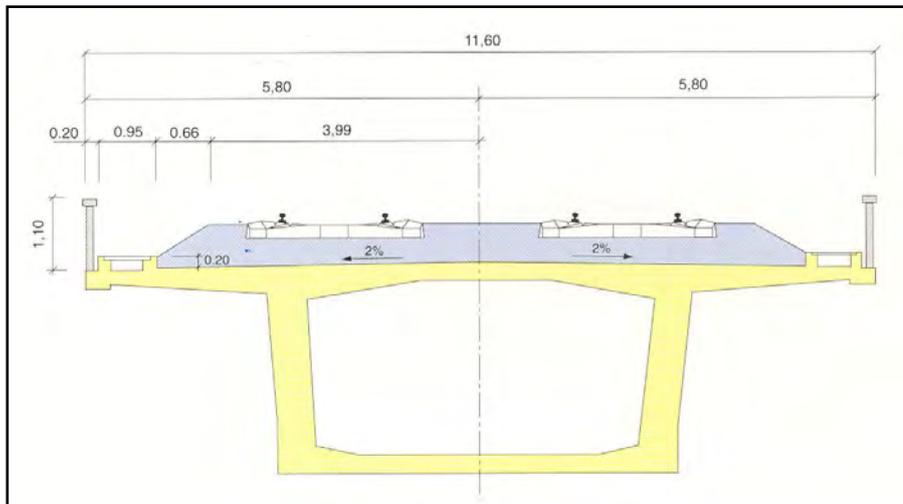


Figura 4.6.- Sección tipo de viaducto de hormigón hiperestático en la línea de alta velocidad Madrid – Sevilla. Fuente: Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario (1991a).

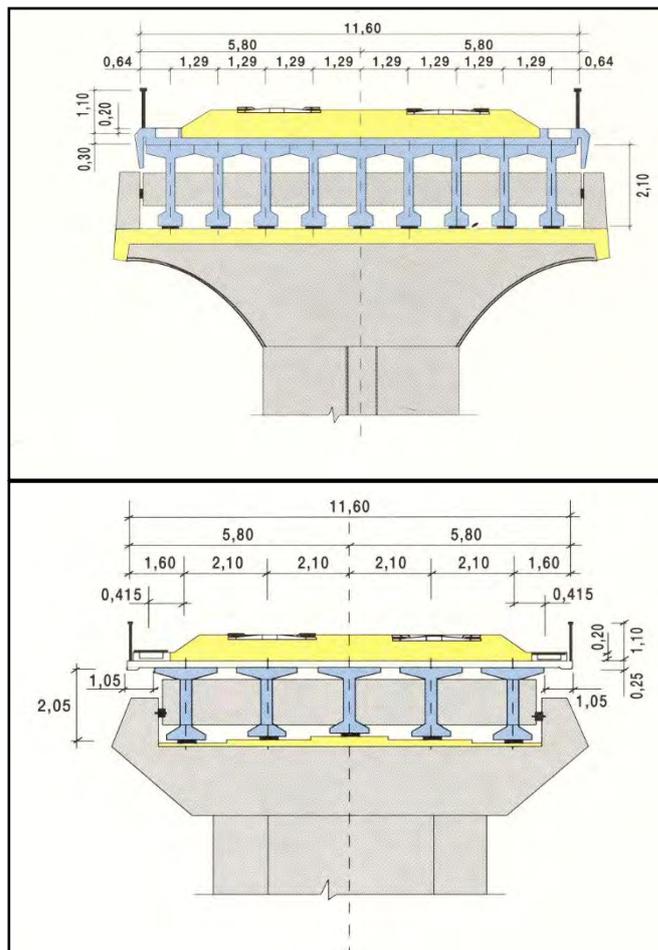


Figura 4.7.- Sección tipo de viaducto de hormigón isostático en la línea de alta velocidad Madrid – Sevilla. Fuente: Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario (1991b).

### 4.2.3. Sección en túnel

La sección transversal de los túneles ha experimentado un destacable aumento unido a las mayores prestaciones exigidas a las líneas de alta velocidad. De acuerdo con los datos recogidos en la **figura 4.8** se constata una tendencia a proyectar túneles de sección libre de 80 ó incluso 100 m<sup>2</sup> para velocidades superiores a los 300 km/h. En las **figuras 4.9** y **4.10**, con carácter meramente ilustrativo, se muestran las secciones tipo de los túneles de la línea del AVE Madrid – Sevilla, cuya sección alcanza los 75 m<sup>2</sup> y el túnel de Guadarrama de la línea del AVE Madrid – Valladolid, de 28 km de longitud y sección bitubo, preparado para circular a velocidades de hasta 350 km/h.

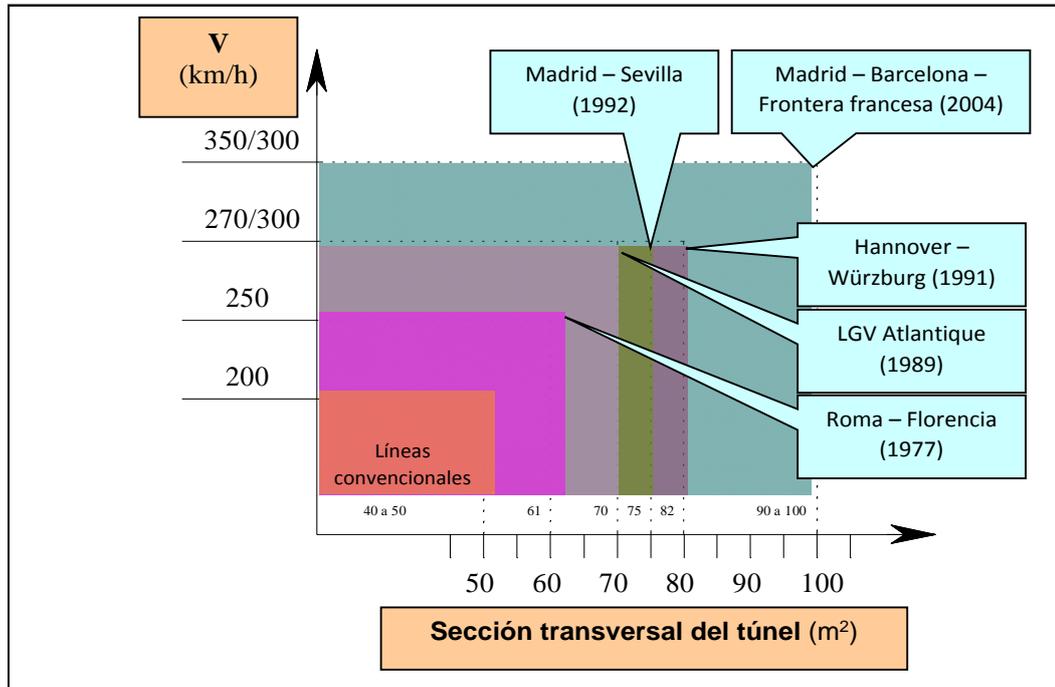


Figura 4.8.- Evolución de la sección transversal de los túneles en líneas de alta velocidad. Fuente: López Pita y Ubalde (2001).

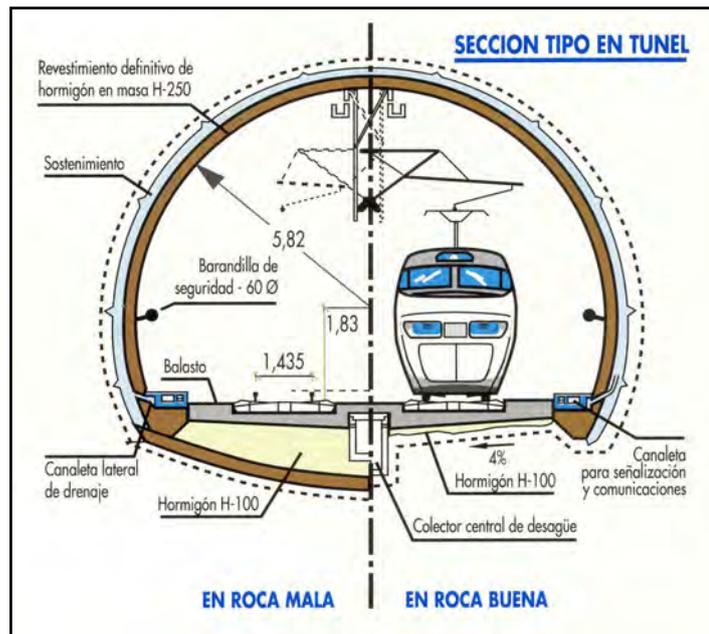


Figura 4.9.- Sección en túnel de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente (1993).

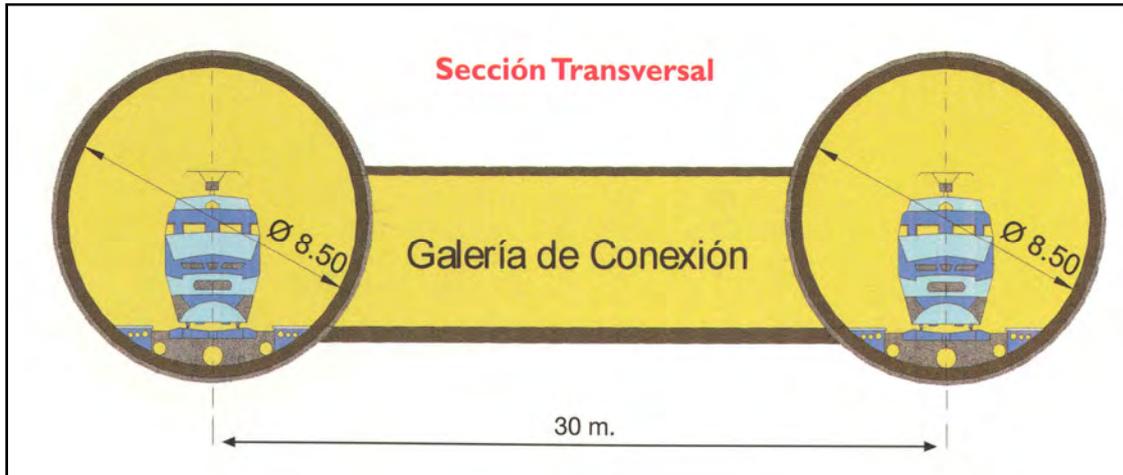


Figura 4.10.- Sección en túnel de la línea del AVE Madrid – Segovia (Túnel de Guadarrama). Fuente: Cobreros et. al. (2002).

Es importante destacar que la sección en túnel supone en términos globales una mayor rigidez de la vía –quizá no tan acusada como en los viaductos–, como consecuencia de la reducción del espacio ocupado por las capas de asiento (incluso en los túneles de mayor sección) y el apoyo de éstas sobre la contra-bóveda de hormigón del túnel. Este efecto pernicioso para el mantenimiento de la vía y, más concretamente, para la capa de balasto se agrava por las frecuentes condiciones de humedad que facilitan el desgaste de los áridos. De forma análoga a lo comentado con los viaductos, sucede que las zonas de transición entre la vía sobre plataforma natural y la vía en túnel corresponden a tramos de un mayor deterioro, máxime si los cambios de rigidez son bruscos como ocurre al combinar vía sobre balasto con túneles con vía en placa, como sucede en el Túnel de Guadarrama anteriormente citado.

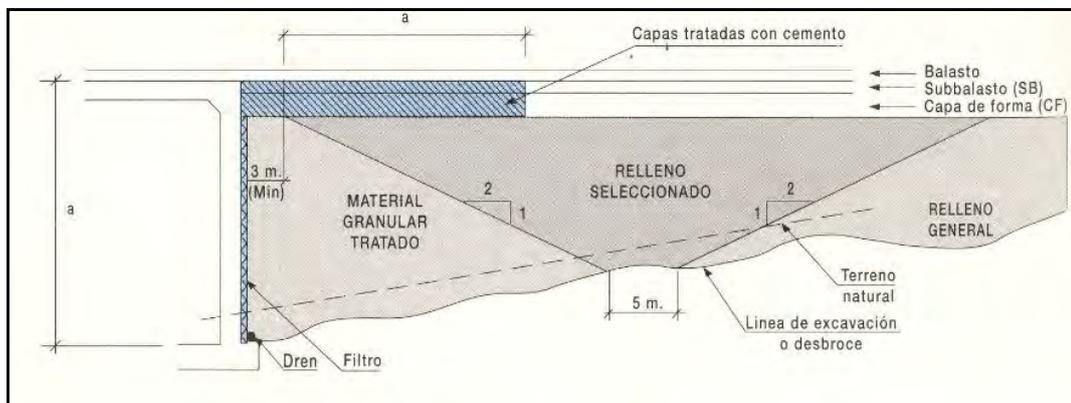
### 4.3. REQUERIMIENTOS A LA INFRAESTRUCTURA

La infraestructura de una línea ferroviaria de alta velocidad está constituida por una sucesión de terraplenes, desmontes, viaductos, túneles y otras obras de fábrica. Esta heterogeneidad contribuye, como se ha ido apuntando, a que exista una notoria variación de la rigidez vertical del emparrillado de la vía. En este sentido, los puntos más críticos corresponden, sin duda, a los estribos de las estructuras y a las obras de fábrica enterradas, donde se pueden producir variaciones bruscas de la rigidez, ocasionando mayores tensiones en el balasto y consecuentemente un mayor deterioro de la vía.

En efecto, de acuerdo con Puebla (2000), los viaductos del ferrocarril se diseñan para soportar unas acciones de cálculo superiores a las acciones características, por lo que son robustos y rígidos. Por contra, los rellenos de acceso a los estribos son menos rígidos y son susceptibles de consolidación, por lo que se favorece en los tramos de transición un peor apoyo de las traviesas y una mayor degradación de la calidad geométrica de las superficies de rodadura.

Para evitar esta problemática, se diseñan “*cuñas de transición*”, cuyo objeto es esencialmente proporcionar una deformabilidad gradual entre las obras de fábrica y el terraplén adyacente. En los Pliegos de Prescripciones Técnicas del GIF (*Gestor de Infraestructura Ferroviaria*), se especifica que el material de este terraplén, en la proximidad de la estructura, esté constituido por material granular (zahorras), mezclado

con cemento en la zona más inmediata al paramento de la obra de fábrica. En la **figura 4.11** se muestra un esquema ilustrativo de este elemento de la infraestructura.



*Figura 4.11.- Ejemplo de cuña de transición en la línea del AVE Madrid – Sevilla.  
Fuente: Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario (1991b).*

Una ejecución deficiente de las distintas partes que configuran la infraestructura de la vía, obviamente, contribuye a que posteriormente las tareas de mantenimiento de la superestructura deban ser mucho más intensas, si es que no se ha de proceder a una reparación y reconstrucción del tramo correspondiente. Por ello, es necesario no descuidar las especificaciones relacionadas con las características de los materiales que conforman los rellenos, los criterios para la ejecución de la capa de forma, los criterios de diseño de taludes, la propia tipología de las mencionadas cuñas de transición y otros aspectos de índole geotécnica.

Estas especificaciones son más restrictivas en general respecto a las seguidas en la ejecución de las infraestructuras de carretera, porque los parámetros de funcionalidad son más exigentes en las líneas de alta velocidad y porque las posibilidades de reparación son menores.

Como se justifica en capítulos posteriores, cuanto más elevado es el valor de la rigidez de la vía, mayor resulta el incremento de la carga dinámica que ejercen los vehículos. Contrariamente, una rigidez excesivamente baja supone una vía elásticamente más deformable, que es capaz de amortiguar más los efectos dinámicos, pero que comporta una mayor pérdida de energía por incrementarse la resistencia al avance del tren. Es necesario, por tanto, establecer un valor óptimo frente a los dos criterios.

Como se recoge en la **figura 4.12**, las diferencias en la estructura de las capas de asiento de las vías de las líneas de alta velocidad, en comparación con las líneas convencionales, comportan claras discrepancias entre los valores de la rigidez vertical del conjunto de dichas capas. Las líneas de alta velocidad abundan en valores más elevados, lo que a priori supone una mayor degradación de la calidad geométrica de la vía. En este sentido, Eisenmann y Rump (1997) asignaron, como causa más relevante del deterioro de la vía en las líneas alemanas de alta velocidad Hannover – Würzburg y Mannheim – Stuttgart, los elevados valores de la rigidez global de la vía, recogidos en la **tabla 4.1**.

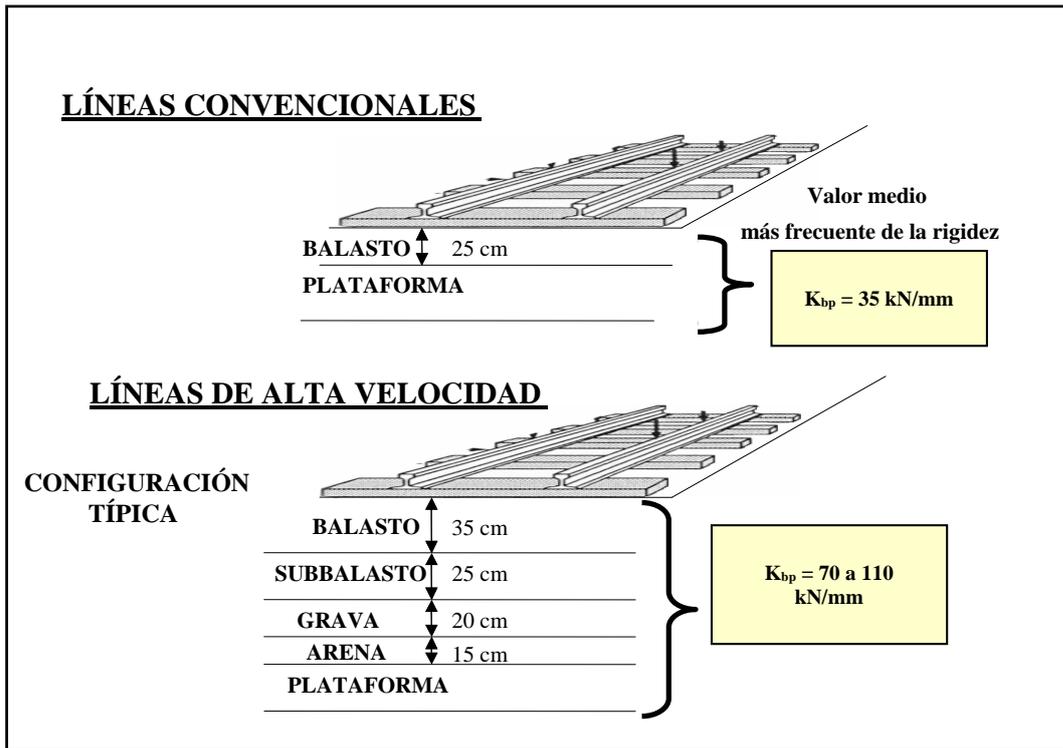


Figura 4.12.- Esquema de la vía en líneas convencionales y líneas de alta velocidad, y valores típicos de la rigidez vertical del conjunto de las capas de asiento y la plataforma ( $K_{bp}$ ). Fuente: López Pita (2002b).

Tabla 4.1. Valores de la rigidez vertical de la vía en algunas líneas alemanas. Fuente: Eisenmann y Rump (1997) (tomado de Teixeira, 2003).

TIPO DE LÍNEA	PARÁMETRO	HORQUILLA DE VALORES
<b>ALTA VELOCIDAD</b> $v_{\text{máx}} = 250/280 \text{ km/h}$ Vía sobre plataforma natural	Coeficiente de balasto	0,30 a 0,40 $\text{N/mm}^3$
	Rigidez vertical global de la vía	185 a 230 $\text{kN/mm}$

#### 4.4. LA SUPERESTRUCTURA DE LA VÍA

Existen dos clases generales de vía: la vía sobre balasto y la vía en placa. La superestructura de la vía en el primero de los casos comprende desde la plataforma hasta los carriles, incluyendo capas de asiento, las traviesas, el sistema de sujeción, los propios carriles y los aparatos de vía. El presente estudio se va a circunscribir únicamente al mantenimiento de este tipo de vía; no obstante, a título informativo, se muestra más adelante una breve reseña de la vía en placa —superestructura, también empleada para el ferrocarril de alta velocidad, de la que existen ejemplos en Japón y Alemania principalmente—.

En cualquier caso, las elevadas prestaciones exigidas en una línea de alta velocidad conducen a un mayor rigor en la definición de los parámetros de los componentes de la vía en comparación con el ferrocarril convencional. Este rigor por una parte ha de garantizar la seguridad y la comodidad de las circulaciones, y por otra ha de contribuir a la reducción de las necesidades de mantenimiento.

#### **4.4.1. La vía sobre balasto**

##### **4.4.1.1. El balasto**

De acuerdo con Losada (1987), las principales funciones que tienen encomendadas las capas de asiento de la vía son las siguientes:

- Repartir las tensiones ejercidas por las traviesas, de tal manera que lleguen amortiguadas a la plataforma.
- Inmovilizar horizontalmente las traviesas.
- Constituir un lecho elástico suavizador de la rodadura.
- Permitir el establecimiento de la nivelación y del peralte, y facilitar las correcciones de alineación.
- Evitar las fugas de corriente, tanto de tracción como de señalización.
- Mejorar el saneamiento facilitando la evaporación del agua.
- Posibilitar el drenaje e impermeabilizar la plataforma.

Para cumplir satisfactoriamente con las mencionadas funciones, existe una serie de especificaciones que deben ser seguidas. En primer lugar, los áridos que conforman el balasto deben poseer una granulometría determinada, entre un límite superior –para no dificultar los trabajos de nivelación y el apoyo de las traviesas– y un límite inferior, para posibilitar el drenaje de la vía. En el caso de la línea de alta velocidad entre Madrid y Barcelona se han escogido valores de 3 y 5 cm para los mencionados límites. Cabe añadir que cada vez se insiste más en obtener una granulometría lo más uniforme posible.

La forma de los áridos ha de ser más o menos cúbica, con superficies de fractura definidas por aristas vivas; se ha de evitar en lo posible las formas lajosas –por su mayor fragilidad y su entorpecimiento a las labores de bateo– y las formas redondeadas por su menor ángulo de rozamiento interno.

El balasto está sometido a fuertes procesos dinámicos, consistentes en impactos repetitivos de gran magnitud. Por este motivo, es preferible, dentro de las posibilidades, disponer de áridos de naturaleza granítica y, en cualquier caso, evitar la mezcla de balasto de distinto origen geológico, ya que se produciría el machaqueo del árido de menor dureza. Además, ha de mantenerse limpio de finos y de suciedad en general para garantizar un correcto drenaje. Asimismo, sus áridos han de superar ensayos al desgaste, a compresión simple y ensayos frente a la meteorización. Obviamente, la calidad del balasto influye notablemente en la duración de la vía y en la rentabilidad de los trabajos de mantenimiento.

Finalmente, el espesor de la capa de balasto medido bajo la cara inferior de las traviesas ha experimentado un incremento desde la construcción de las primeras líneas de alta velocidad, sin rebasar en ningún caso los 35 cm. Este valor es el contemplado con carácter general en las líneas que actualmente están en construcción. Adicionalmente, bajo el balasto suele colocarse una capa de sub-balasto, cuya finalidad es proteger la parte superior de la plataforma (capa de forma) de la erosión generada por el propio balasto y el hielo, además naturalmente de repartir las cargas verticales. El espesor de esta capa inferior suele ser de 25 cm y es habitual que su constitución sea de tipo granular. Sin embargo, existen líneas de alta velocidad –como por ejemplo sucede en el ferrocarril italiano– formadas por sub-balasto asfáltico con un espesor general de 12 cm.

##### **4.4.1.2. Las traviesas**

Las traviesas tienen como función fundamental el repartir las cargas verticales sobre el lecho de balasto, y el mantener la estabilidad transversal y longitudinal de la vía frente a los esfuerzos dinámicos de los vehículos y los efectos térmicos de los carriles. En las

líneas de alta velocidad, la tipología de traviesa empleada es la de hormigón monobloque o bibloque; las traviesas de madera, debido a su ligereza y a su deterioro, han sido descartadas, salvo en casos concretos en que se requiere una menor rigidez que la que confiere el propio hormigón.

Las traviesas de hormigón bibloque han sido utilizadas en las líneas de alta velocidad francesas. Este tipo de traviesa presenta la ventaja de ofrecer una mayor resistencia lateral para evitar el ripado de la vía; pero por el contrario, presenta el inconveniente de un menor aislamiento eléctrico, el riesgo de corrosión de la barra metálica central, una mayor susceptibilidad de deformación y consecuente alteración del ancho de vía, y una mayor vulnerabilidad a la rotura frente a un descarrilamiento.

Frente a esta situación, tanto en Italia como en España se han utilizado traviesas monobloque, que progresivamente han sido más pesadas con el propósito de aumentar la resistencia lateral de la vía. En la **tabla 4.2** se muestran algunas características representativas de algunas líneas. Asimismo, en la **figura 4.13** se muestra un acopio de traviesas en la base de mantenimiento de Calatrava en la línea del AVE Madrid – Sevilla.

*Tabla 4.2. Descripción general de las traviesas utilizadas en algunas líneas de alta velocidad. Fuente: Subirós (2002).*

Línea	Tipo de traviesa	Peso (kg)	Área de la base (cm <sup>2</sup> )
LGV Sud – Est LGV Atlantique	Bibloque U41	240	2 x 2436
Direttissima Roma – Florencia	Monobloque	310	5765
Líneas Roma – Nápoles y Milán – Florencia	Monobloque	400	7800
AVE Madrid – Sevilla	Monobloque	304	6600
AVE Madrid – Barcelona	Monobloque	315	6500



*Figura 4.13.- Acopio de traviesas monobloque DW en la base de mantenimiento de Calatrava en la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: fotografía realizada por el autor.*

#### **4.4.1.3. Las placas de asiento**

Las placas de asiento están diseñadas con el propósito de repartir las tensiones sobre la traviesa, rebajar la rigidez de la vía y amortiguar las vibraciones. En relación con esto último, en las líneas francesas se decidió aumentar el espesor de la suela de caucho sintético que constituye propiamente la placa de asiento existente entre el carril y la traviesa. Se pasó de los 4,5 mm de espesor utilizados en las líneas convencionales a 9,0 mm, lo que permitía reducir la frecuencia propia de las masas no suspendidas y aumentar la absorción de la energía vibratoria.

Teixeira (2003) ha deducido, cuantificando económicamente la energía perdida por una excesiva deformabilidad de la vía y el incremento de los costes de mantenimiento por una baja elasticidad, que la rigidez vertical óptima de la vía se sitúa en torno a los 50 kN/mm en líneas convencionales (velocidad máxima de hasta 200 km/h) y en torno a los 75 kN/mm en líneas de alta velocidad. Estos resultados son acordes con la evolución que ha experimentado el diseño de las líneas más recientes, reduciendo cada vez más la rigidez de la vía, sobre todo mediante la disposición de placas de asiento más flexibles.

Si se considera que la sección estructural del sistema balasto-plataforma, utilizada en las líneas de alta velocidad, tiene una rigidez vertical comprendida entre 70 y 110 kN/mm y que el valor óptimo de la rigidez vertical de la vía se sitúa en torno a los 75 kN/mm, se deduce entonces que las placas de asiento deben tener una rigidez vertical de entre 30 y 60 kN/mm, siendo recomendable este último valor (López Pita, 2002b).

*Tabla 4.3. Rigidez vertical de las placas de asiento en vías de ferrocarril. Fuente: López Pita (2002b).*

<b>LÍNEAS</b>	<b>RIGIDEZ VERTICAL DE LA PLACA DE ASIENTO (kN/mm)</b>
<b>CONVENCIONALES</b>	
SNCF	150
DBAG	500
<b>ALTA VELOCIDAD</b>	
París – Lyon	90
Hannover – Würzburg	500
Mannheim – Stuttgart	500
Hannover – Berlín	60
Contorno de Stendal (línea Hannover-Berlín)	27
Madrid – Sevilla	500
Madrid – Barcelona	100

Sin embargo, en las primeras líneas de alta velocidad, se utilizaron placas de asiento con valores claramente superiores, lo que ha supuesto una rodadura con menor resistencia al avance, pero una mayor degradación del balasto. Esta consecuencia negativa para el mantenimiento ha conducido recientemente a diseñar placas de asiento más flexibles, que cumplan igualmente con la misión de amortiguar las vibraciones generadas al paso de los trenes. En la **tabla 4.3** se muestran los valores de la rigidez vertical de placas de asiento correspondientes a diversas líneas convencionales y líneas de alta velocidad.

Para poder calcular la rigidez total de la vía ( $K_{vía}$ ) se puede recurrir, asumiendo ciertas aproximaciones, al esquema que se muestra en la **figura 4.14**, en el que  $K_{bp}$  es la rigidez del conjunto de las capas de asiento y la plataforma, y  $K_{pa}$  es la correspondiente a las placas de asiento.

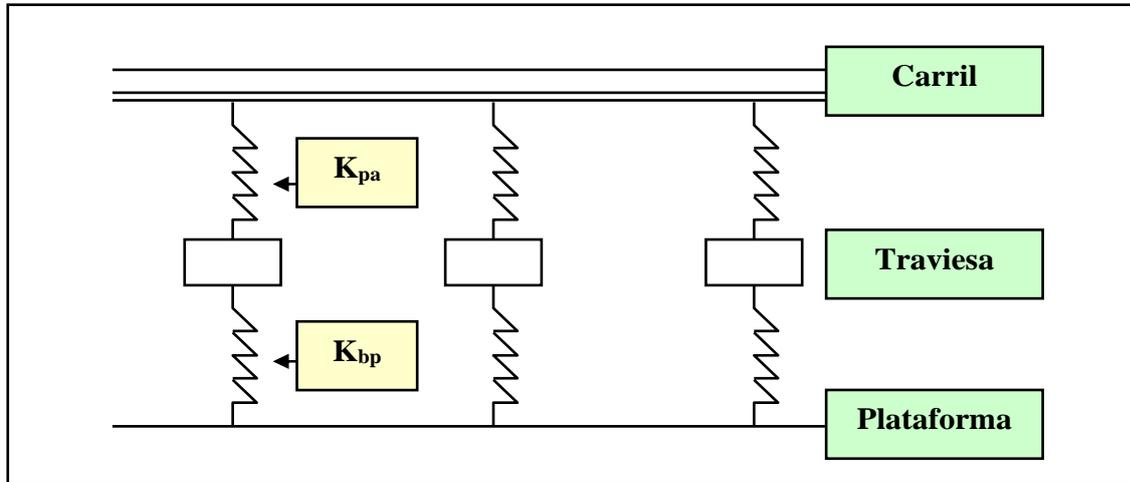


Figura 4.14.- Esquema para el cálculo de la rigidez vertical de la vía. Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con dicho esquema, resulta que la rigidez del sistema compuesto por la placa de asiento, las capas de asiento y la plataforma ( $K_{eq}$ ) se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{K_{eq}} = \frac{1}{K_{bp}} + \frac{1}{K_{pa}} \quad (e-4.1)$$

La rigidez global de la vía se determina mediante la ecuación de Zimmermann:

$$y = \frac{Q_D \cdot d}{2 \cdot c \cdot F} \sqrt[4]{\frac{c \cdot F}{4 \cdot E \cdot I \cdot d}} \quad (e-4.2)$$

donde:

- $y$  es la deformación vertical de la vía;
- $Q_D$  es la carga dinámica de la rueda;
- $E$  es el módulo de elasticidad del carril;
- $I$  es la inercia del carril;
- $d$  es la distancia entre traviesas;
- $c$  es el coeficiente de balasto, que es el cociente entre la tensión en la cara inferior de la traviesa ( $\sigma_b$ ) y la deformación de la vía ( $y$ ); y
- $F$  es la semisección útil de la traviesa o semiárea efectiva de apoyo.

Puesto que:

$$K_{vía} = \frac{Q_D}{y} \quad (e-4.3)$$

y además:

$$K_{eq} = c \cdot F \quad (e-4.4)$$

resulta:

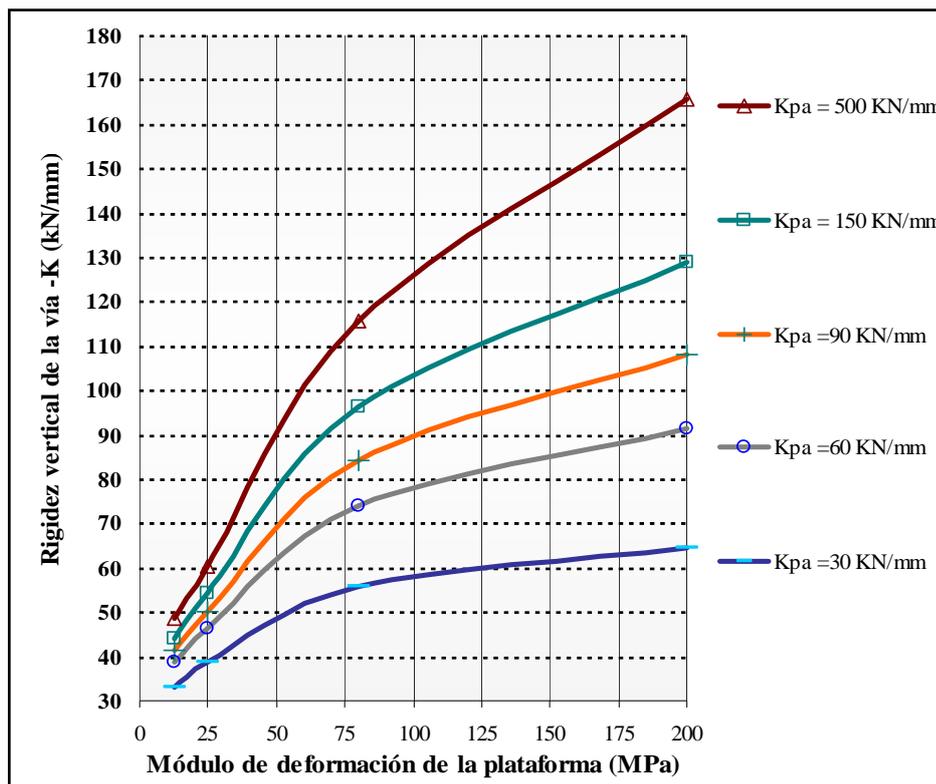
$$K_{vía} = \sqrt[4]{\frac{64 \cdot E \cdot I}{d^3} \cdot K_{eq}^3} \quad (e-4.5)$$

Si se toma un valor intermedio de  $K_{bp}$  en torno a 90 kN/mm, correspondiente a la horquilla definida en la **figura 4.12**, y se considera una placa de asiento con una rigidez de 500 kN/mm, la rigidez  $K_{eq}$  resulta ser de 76 kN/mm y, utilizando la inercia de un carril

UIC 60, considerando las traviesas dispuestas cada 60 cm, el valor de la rigidez total de la vía es aproximadamente de 170 kN/mm.

De forma alternativa, a partir del valor de la rigidez de las placas de asiento ( $K_{pa}$ ) y conociendo el módulo de deformación de la plataforma, se puede deducir la rigidez vertical de la vía. En este sentido, Teixeira (2003) ha elaborado un ábaco donde se pone de manifiesto la relación entre los mencionados parámetros (**figura 4.15**), para un determinado espesor de capas de asiento. En la línea de alta velocidad entre Madrid y Sevilla, teniendo en cuenta que las prescripciones para los materiales que integran la capa de forma de los rellenos de los terraplenes, obligan a que en el ensayo de placa de carga la capacidad portante sea superior a 80 MPa (Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario, 1991c), y sabiendo que las placas de asiento tienen una rigidez de 500 kN/mm, se deduce del gráfico anterior que la rigidez general de la vía se halla en torno a los 120 kN/mm, como mínimo. Parece, por tanto, razonable definir el valor de la rigidez vertical de la vía sobre plataforma natural, para la línea de alta velocidad Madrid – Sevilla, en el intervalo comprendido entre 120 y 170 kN/mm. Valores por encima de esta horquilla no parecen razonables para los tramos sobre plataforma natural, si se tiene en cuenta que las mediciones aportadas en la **tabla 4.1** corresponden a superestructuras más rígidas que la construida en la línea del AVE.

En el supuesto de la presencia de obras de fábrica, como pueden ser los viaductos cuya sección aparece en las **figuras 4.6** y **4.7**, se puede estimar a grosso modo una rigidez del conjunto balasto-plataforma alrededor de 200 kN/mm, lo que implica una rigidez vertical de la vía, en el caso de la línea del AVE Madrid – Sevilla, de 270 kN/mm.



*Figura 4.15.- Rigidez vertical de la vía según la capacidad portante de la plataforma, para diferentes tipos de placa de asiento, considerando un espesor global de capas de asiento de 60 cm. Fuente: Teixeira (2003).*

#### **4.4.1.4. Las sujeciones**

Las sujeciones tienen como misión principal sujetar el patín del carril a la traviesa, de tal manera que la resistencia al deslizamiento del carril sobre las traviesas sea muy superior a la resistencia al desplazamiento de éstas respecto al balasto, estando la banqueta totalmente estabilizada. Además la sujeción ha de poder garantizar el par de apriete o

la fuerza con que queda sujeto el carril bajo procesos dinámicos sometidos a importantes vibraciones. En este sentido, se exige que la frecuencia propia de vibración de la sujeción sea claramente superior a la del carril, para que así no se produzca una pérdida de contacto entre ambos.

Las tipologías generales son dos: la sujeción rígida y la sujeción elástica. Ésta última es la utilizada en líneas de alta velocidad, debido a que su carácter elástico permite absorber esfuerzos dinámicos y, por ende, disminuir el deterioro de la propia sujeción, de la traviesa y del balasto.

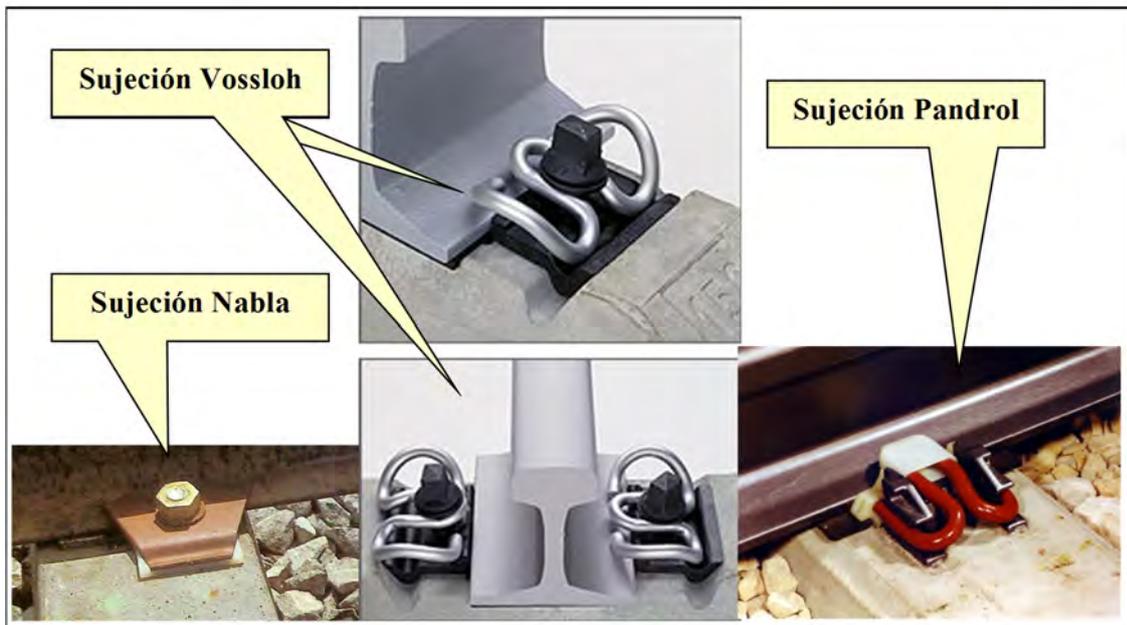
Dentro de las sujeciones elásticas existen distintos modelos. De entre los más frecuentes cabe destacar la sujeción Nabla, la sujeción Vossloh y la sujeción Pandrol.

La sujeción Nabla se caracteriza por una lámina de acero, de un espesor de entre 4 y 5 mm, con forma trapezoidal. La base mayor del trapecio reposa sobre el patín del carril y el resto de la lámina sobre la traviesa, mediante un tope elástico intermedio (habitualmente de nylon). Mediante el enroscamiento de una tuerca se consigue el apriete necesario.

Este tipo de sujeción ha sido ampliamente utilizado en las primeras líneas francesas de alta velocidad, con unos resultados satisfactorios. En la **figura 4.16** se muestra una imagen de este tipo de sujeción.

Por otra parte, la sujeción Vossloh está formada por una grapa elástica que presenta forma de épsilon —como se puede apreciar en la **figura 4.16**—, que se aprieta mediante tirafondos galvanizados. Entre la grapa y la propia traviesa, se colocan una plantilla aislante y una placa acodada, que colabora a inmovilizar el carril en el sentido transversal.

Este tipo de sujeción ha sido utilizada con profusión en las líneas españolas. Tanto en la línea del AVE Madrid – Sevilla como en la del AVE Madrid – Barcelona se puede comprobar su uso sistemático.



*Figura 4.16.- Diferentes tipos de sujeciones para líneas de alta velocidad. Fuente: Lorin (1981), Vossloh (2003), Pandrol (2003).*

Finalmente, la sujeción Pandrol presenta un esquema claramente diferenciado respecto a los modelos precedentes. Esta sujeción consiste exclusivamente en un clip elástico que presiona el patín del carril a través de una pieza elástica de asentamiento. Su diseño le confiere la ventaja de mantener por más tiempo el par de apriete bajo los ciclos dinámicos y las vibraciones de la vía, y además ajustar con mayor precisión el ancho de

vía en los procesos de construcción y renovación. Por contra, su colocación es más lenta, disminuyendo el rendimiento de los trabajos. Recientemente, ha sido empleada en la línea de alta velocidad entre Roma y Nápoles, y en la LGV Méditerranée. En la **figura 4.16** se muestra un ejemplo de este tipo de sujeción.

A efectos de deterioro de la calidad geométrica de la vía, no se aprecian diferencias claras entre los distintos modelos expuestos.

#### 4.4.1.5. Los carriles

El tipo de carril empleado de forma sistemática en las líneas de alta velocidad es el carril UIC 60, cuya sección se muestra en la **figura 4.17**.

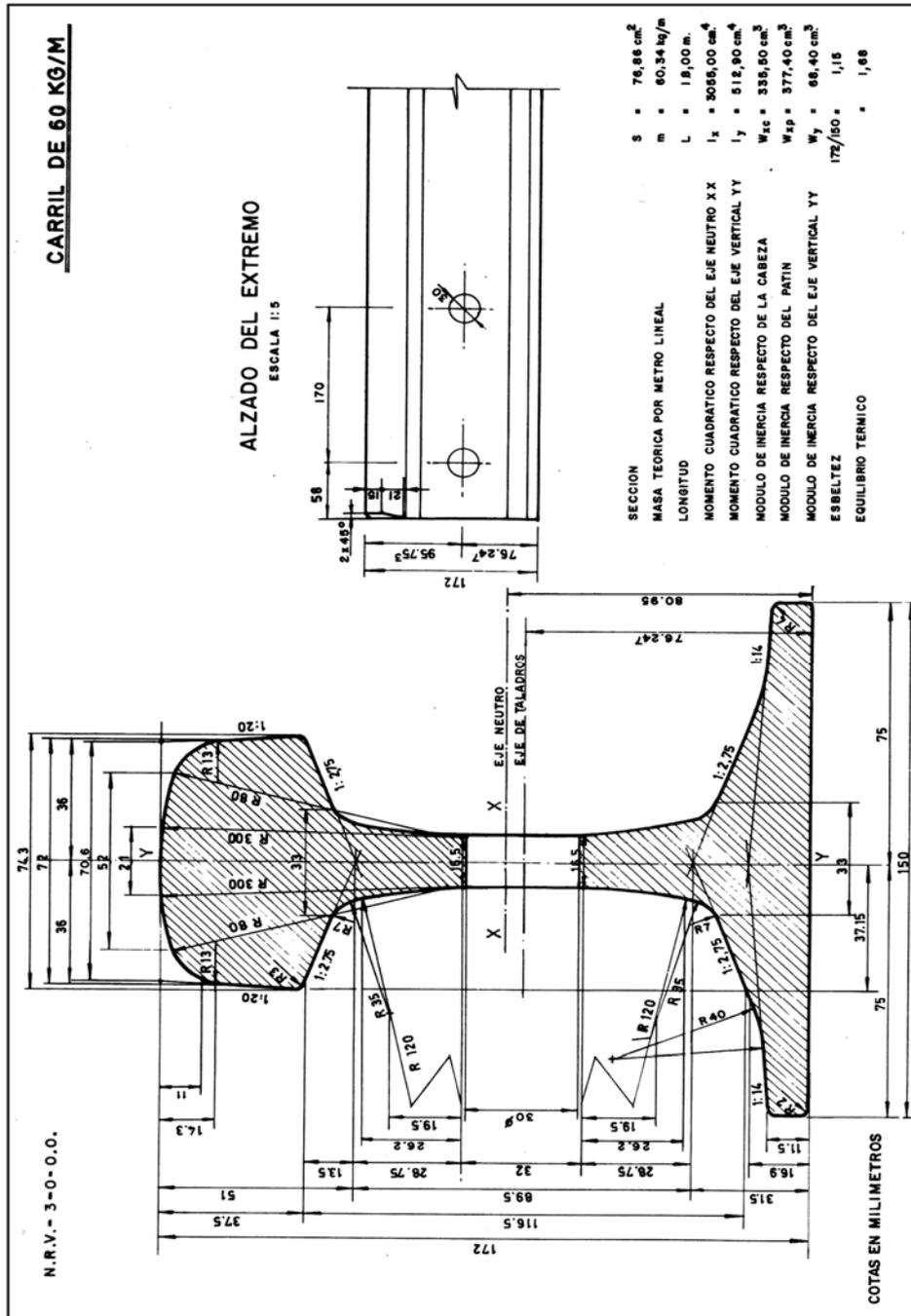


Figura 4.17.- Sección del carril UIC 60 y características más relevantes. Fuente: RENFE.

#### 4.4.1.6. Los desvíos y los aparatos de dilatación

Los desvíos y los aparatos de dilatación son elementos singulares de la superestructura de la vía, que no son propiamente objeto de este estudio, ya que su mantenimiento se lleva a cabo de forma independiente al mantenimiento de la geometría de la vía general. No obstante, conviene tener en cuenta que su presencia ocasiona alteraciones en los registros de auscultación, pudiendo ocasionar errores en el tratamiento de la información si no son discriminados previamente.

Efectivamente, a pesar de un diseño cada vez más sofisticado para conseguir un contacto lo más continuo posible entre las ruedas y el carril, el paso por los desvíos –aunque sean de corazón móvil– y por los aparatos de dilatación ocasionan anomalías en las aceleraciones registradas en la auscultación dinámica.

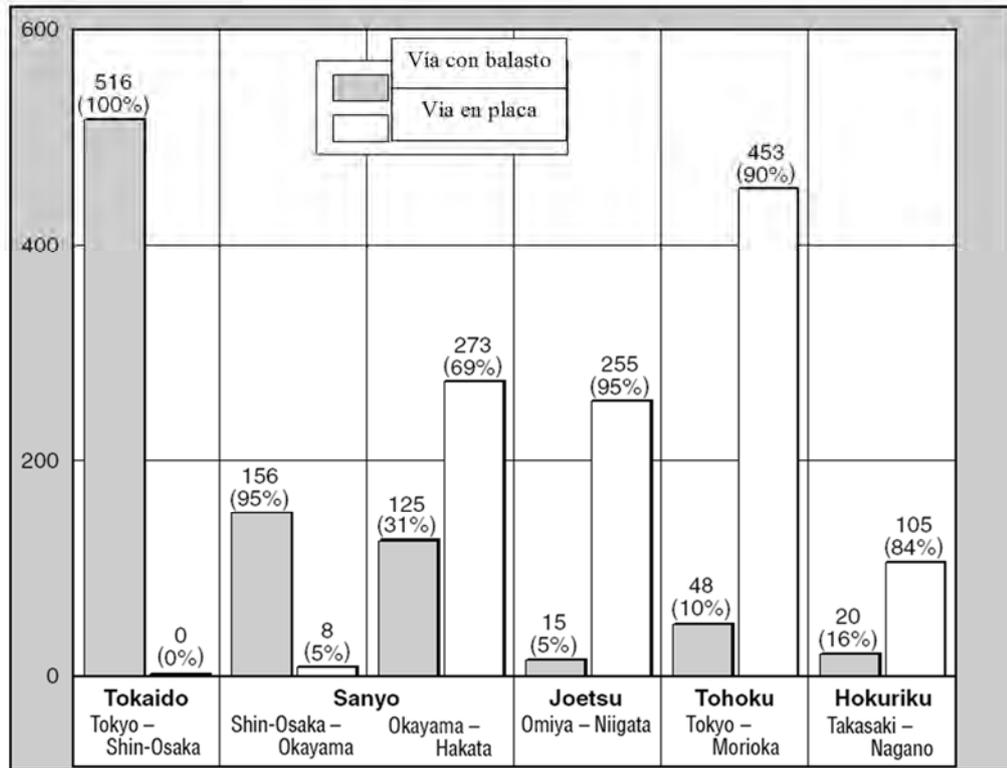
En el caso de la línea del AVE Madrid – Sevilla, los escapes en vía general se resolvieron mediante desvíos AV160, que permiten circular por vía directa a la velocidad máxima de explotación y por vía desviada a 160 km/h (**figura 4.18**). Estas prestaciones son superadas por los desvíos instalados en la nueva línea de alta velocidad entre Madrid y Barcelona, que permiten una velocidad de 350 km/h por vía general y de 220 km/h por vía desviada.



*Figura 4.18.- Escape en la línea del AVE Madrid – Sevilla; se puede apreciar el corazón móvil de uno de los desvíos. Fuente: RENFE – AVE (1992).*

#### 4.4.2. La vía en placa

La utilización de la vía en placa en líneas de alta velocidad se concibió básicamente como solución para reducir los costes de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía, y aumentar el tráfico, la velocidad y las cargas por eje. Siguiendo este planteamiento, gran parte de la red de alta velocidad de Japón ha sido ideada bajo el diseño de la vía en placa. En la **figura 4.19** se puede apreciar la elevada proporción de vía en placa en las distintas líneas de alta velocidad del Shinkansen.



*Figura 4.19.- Distribución de vía en placa y vía sobre balasto en las líneas de alta velocidad japonesas. Fuente: Miura et al. (1998).*

En las líneas de alta velocidad europeas, la vía en placa se concentra mayoritariamente en algunas líneas alemanas. Ya desde la década de los años 70 se habían iniciado ensayos del sistema Rheda, formado por traviesas bloque embebidas en una losa de hormigón. Los resultados de la experimentación llevada a cabo permitieron asegurar que la vía en placa podía mantenerse perfectamente estable a velocidades de hasta 400 km/h (Fendrich, 1995). Desde 1996, la compañía DB dispone de un tramo de pruebas en Karlsruhe consistente en siete secciones de vía sin balasto. Este banco de pruebas ha supuesto una insoslayable fuente de información para la construcción de un tramo de 90 km de la línea Berlín – Hannover (1998) y de la totalidad de la línea Colonia – Frankfurt (2002) de 177 km.

A velocidades elevadas, la vía en placa permite evitar el problema del arremolinamiento de las partículas de balasto por efecto de la succión generada por el paso de los vehículos, así como conseguir una mayor resistencia lateral, muy adecuada para la implantación de trenes de caja inclinable (Esveld, 2003). Por otra parte, además de lo ya apuntado, este tipo de superestructura permite reducir los gálibos respecto a la vía sobre balasto, siendo especialmente ventajosa en las secciones en túnel.

No obstante, por su coste de construcción, en la mayor parte de líneas europeas de alta velocidad –incluyendo las de muy alta velocidad, como la línea entre Madrid y Barcelona– se ha optado por la vía sobre balasto, considerándose válido su comportamiento para circulaciones comerciales de hasta 350 km/h y siendo sostenible su mantenimiento mediante los recursos técnicos habituales. La cuestión que puede plantearse entonces es la siguiente: ¿hasta qué velocidad es técnica y económicamente razonable, considerando distintos condicionantes de terreno y de tráfico, diseñar una vía de muy alta velocidad con vía sobre balasto, y cuándo resulta obligatorio diseñarla en placa? Algunas de las conclusiones derivadas de este trabajo pueden servir indirectamente como criterios básicos para esta cuestión, al valorar las necesidades de mantenimiento de la vía sobre balasto en escenarios de mayor velocidad y mayor tráfico.



## **5. EL PROCESO DE DETERIORO DE LA VÍA DEBIDO A ESFUERZOS VERTICALES: ESTADO DEL ARTE**

### **5.1. FUNDAMENTOS**

Ciertamente, la propia actividad de explotación de una línea de alta velocidad, así como los condicionantes del mismo emplazamiento (características del terreno, meteorología...), confieren a la infraestructura y a la superestructura de la vía un proceso degradativo de los parámetros estipulados para garantizar la función que debe desempeñar la vía. Con carácter general, se puede describir el deterioro a lo largo del tiempo de acuerdo con una función que presenta tres etapas claramente diferenciadas.

La primera de ellas corresponde al “*periodo de juventud de la línea*” y viene determinada por una pérdida sustancial de la calidad original. El origen de este comportamiento se halla en el asiento de la infraestructura –principalmente, en lo que se refiere a los terraplenes– y tiene una clara dependencia de las condiciones meteorológicas que se hayan producido. Este periodo es altamente impredecible y además presenta el agravante de una elevada heterogeneidad a lo largo de la línea, lo que supone una mayor dificultad para la elaboración de un modelo. Afortunadamente, la duración de esta fase es relativamente corta, lo que permite reducir la incertidumbre del análisis global.

A esta primera etapa, le sigue un “*periodo de madurez*”, en el que el deterioro mantiene un comportamiento lineal, a un ritmo menos acusado que en la etapa previa. La duración de este episodio puede extenderse prácticamente hasta que la línea alcanza los 15 años de historia.

Finalmente, sobreviene un “*periodo de envejecimiento*”, marcado por un empeoramiento exponencial de los parámetros de calidad geométrica. En este caso, tiene una especial vinculación la degradación de los propios elementos constitutivos de la superestructura de la vía (desgaste en la superficie de los carriles, inestabilidad de las traviesas, trituración de las partículas de balasto...), siendo obligada la sustitución de parte de ellos o de toda la superestructura en su conjunto (renovación de vía).

Esta descripción esquemática es perfectamente aplicable tanto a las líneas convencionales como a las líneas de alta velocidad. No obstante, se ha constatado que el proceso de deterioro es menos importante durante las dos primeras etapas en las líneas de alta velocidad, aunque realmente en su etapa de envejecimiento el deterioro adquiera un ritmo que supere claramente el que se produce en las líneas convencionales habiendo transcurrido el mismo tiempo (**figura 5.1**).

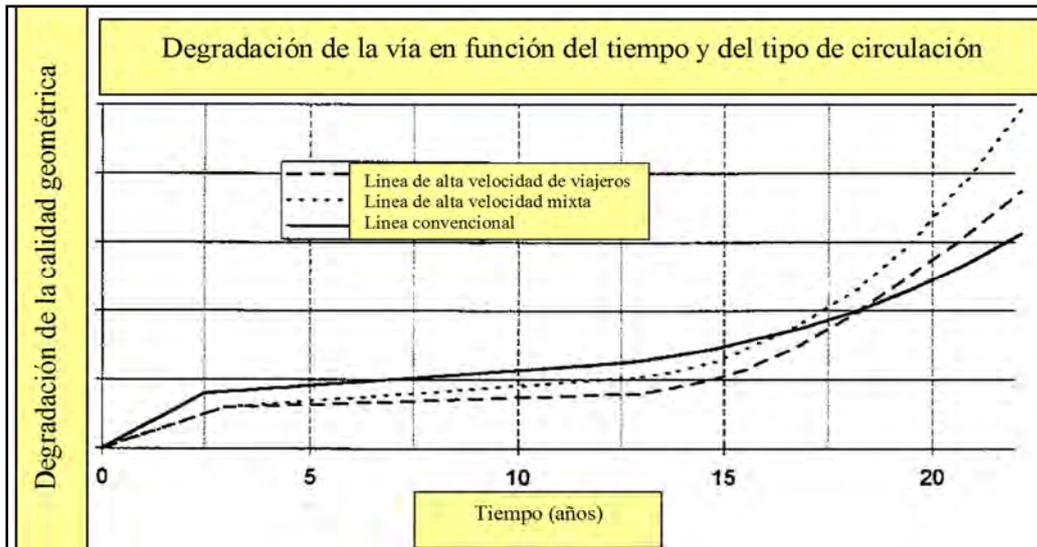


Figura 5.1.- Comparación de la degradación de la vía en función del tiempo entre líneas de alta velocidad y líneas convencionales. Fuente: UIC (1996).

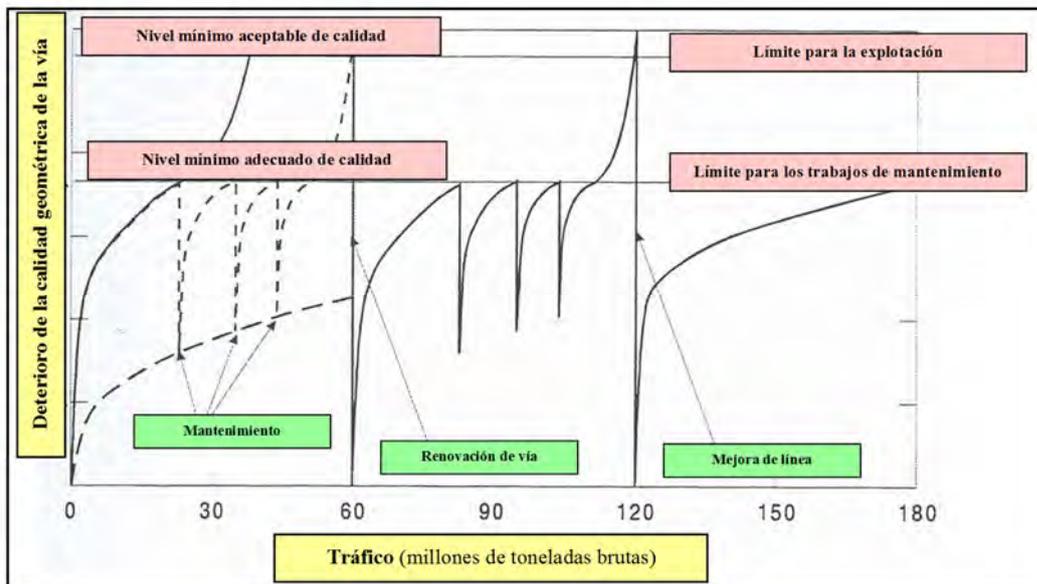


Figura 5.2.- Análisis cualitativo del proceso de deterioro de la vía a lo largo de su vida útil. Fuente: Jovanovic (2001).

En la **figura 5.2** se muestra una representación esquemática del proceso de envejecimiento de la vía según el tráfico soportado, incluyendo el efecto reparador de las tareas de mantenimiento, la renovación de vía e incluso la mejora de la superestructura de la línea. Para poder cuantificar este proceso es necesario determinar las solicitaciones dinámicas que ejercen los vehículos sobre la vía.

## 5.2. SOLICITACIONES DINÁMICAS EJERCIDAS POR LOS VEHÍCULOS

### 5.2.1. Compatibilidad entre un mantenimiento de vía ordinario y el aumento de las prestaciones de los vehículos

Como ya se ha apuntado en la introducción de este trabajo, uno de los grandes retos a que tuvo que hacer frente el ferrocarril de alta velocidad en sus inicios, fue compatibilizar la explotación comercial de altas prestaciones con unas tareas ordinarias de mantenimiento de vía que fueran sostenibles desde un punto de vista económico. Por

tanto, se buscaba la manera de conseguir velocidades de explotación por encima de los 200 km/h, a la vez que un deterioro de la calidad geométrica de la vía similar al existente en líneas convencionales. Sin duda, una de las magnitudes que contribuye notablemente a definir ese deterioro es la sollicitación dinámica que ejercen los vehículos sobre la vía. En este sentido, investigaciones de tipo experimental habían ya definido coeficientes de mayoración del peso de los vehículos en función exclusivamente de la velocidad de circulación (tabla 5.1).

*Tabla 5.1. Coeficientes de mayoración del peso nominal del vehículo según diferentes formulaciones. Fuente: López Pita (2003).*

AUTOR	AÑO	FÓRMULA (v es velocidad expresada en km/h)
WINKLER y PIHERA	1915	$\alpha = \left( \frac{1}{1 - \frac{v^2}{35000}} \right)$
TALBOT	1920	$\alpha = 1 + 0,01 \cdot \left( \frac{v}{1,609} - 5 \right)$
SCHRAMM	Segunda mitad del siglo XX	$\alpha = 1 + 4,5 \cdot 10^{-5} \cdot v^2 - 1,5 \cdot 10^{-7} \cdot v^3$

Este planteamiento se vio corroborado claramente en las pruebas que se hicieron en Las Landas (Francia) en 1955 con el propósito de lograr un nuevo récord de velocidad. El rebase de los 200 km/h, con material rodante convencional y sobre una vía con traviesas de madera, condujo a una deformación inadmisible de los carriles, como se puede observar en la **figura 5.3**.



*Figura 5.3.- Estado en que quedó la vía, tras la circulación en 1955 de un tren convencional a 331 km/h en Las Landas (Francia). Fuente: La Vie du Rail (fotografía tomada de López Pita, 2004).*

En este contexto se iniciaron campañas de medición de las cargas dinámicas ejercidas por distintos vehículos (locomotoras, coches de viajeros y vagones de mercancías). De entre los estudios más relevantes, merece la pena destacar los resultados publicados en 1966 por Birmann que ponía de manifiesto que las locomotoras alemanas, con una carga nominal por rueda en torno a 10 t, ejercían una carga dinámica de entre 14 y 15 t

(puntualmente hasta por encima de las 16 t) cuando alcanzaban los 200 km/h. De forma análoga, la SNCF confirmaba en la misma época resultados similares: por ejemplo, la locomotora de la serie BB 9200 a 200 km/h daba valores máximos de la carga dinámica por rueda alrededor de 16,3 t, teniendo un valor nominal de 10,3 t.

Los coches de viajeros, por su mayor ligereza, ejercen una menor agresividad sobre la vía. Sin embargo, también fueron objeto de estudio en las mencionadas campañas de medición. Efectivamente, Birmann en 1968 estudió los coches TEE (Trans Europe Express) de 5,9 t de carga nominal por rueda, obteniendo unas cargas dinámicas de 6,9 t. Otro ejemplo en este sentido fue el estudio elaborado por la SNCF: coches de 6,3 t por rueda suponían cargas dinámicas por rueda de 8,7 t circulando a 160 km/h y 9,5 t a 200 km/h.

En cuanto a los vagones de mercancías ha de tenerse en consideración el vasto trabajo realizado por Prud'Homme en 1970. Según las mediciones que había llevado a cabo, viejos vagones de 10 t de carga nominal por rueda acarreaban cargas dinámicas por rueda de 15,7 t circulando a 70 km/h en alineación recta, mientras que vagones más modernos, con la misma carga nominal, suponían 15,2 t circulando en condiciones más exigentes (100 km/h y trazado en curva de radio de 1200 m). Ello ponía de manifiesto la relación entre, por una parte, el diseño de los vehículos (sistemas de suspensión, distribución de las masas, etc.) y su mantenimiento y, por otra parte, su agresividad frente a la vía. Igualmente ilustrativos son los resultados recogidos por Pandolfo en 1977 en las líneas italianas: a un vagón de ejes le corresponde una carga dinámica por rueda de 13,6 t, mientras que a un vagón de bogies una de 12,6, circulando ambos a 100 km/h y teniendo una carga nominal de 10 t por rueda.

Todas estas campañas de mediciones se vieron culminadas con distintas formulaciones, más completas que las anteriores de la tabla 5.1, que permitieron encontrar la manera de compensar el efecto pernicioso de la velocidad, mediante un mejor diseño de los vehículos y un control de ciertos parámetros de la vía. En la década de los 70, los trabajos efectuados desde la Universidad Técnica de Munich por Eisenmann y desde la SNCF por Prud'Homme fueron piedras angulares del desarrollo de la alta velocidad, desde la perspectiva del mantenimiento de la vía.

### **5.2.2. Formulación acerca de las solicitaciones verticales ejercidas por los vehículos sobre la vía**

La circulación de un vehículo ferroviario supone para la vía una carga vertical que difiere del valor de la carga estática nominal. En efecto, la *carga estática* ( $Q_E$ ) de las ruedas de un tren en movimiento puede experimentar una considerable variación por las siguientes causas:

- Desigual reparto del peso de un eje entre ambas ruedas, como consecuencia de la distribución irregular de la carga, la fuerza centrífuga no compensada en el paso por las curvas del trazado y la defectuosa regulación de la suspensión del vehículo.
- Sacudidas que las irregularidades de la vía causan en las masas suspendidas y no suspendidas de los vehículos.
- Defectos de las superficies de rodadura de las ruedas y de las cabezas de los carriles.

De forma general, para una vía que tenga unas condiciones normales de mantenimiento, los anteriores conceptos se pueden agrupar de acuerdo con la siguiente clasificación:

- Sobrecarga dinámica aleatoria, debida a las oscilaciones de las masas no suspendidas y las masas suspendidas ( $\Delta Q_{ale}$ ).
- Sobrecarga dinámica por aceleración centrífuga sin compensar, que se produce al circular en curva ( $\Delta Q_{cen}$ ).

- Por consiguiente, la carga dinámica (Q<sub>D</sub>) se puede expresar del siguiente modo:

$$Q_D = Q_E + \Delta Q_{ale} + \Delta Q_{cen} \quad (\text{e-5.1})$$

Cabe apuntar que la fórmula precedente no incluye las sobrecargas dinámicas debidas a defectos en la banda de rodadura de las ruedas, o a discontinuidades o defectos en las cabezas de los carriles. Los planos de rueda, las juntas entre carriles, las lagunas de los aparatos de vía o la presencia de juntas de dilatación pueden suponer sobrecargas que equivalgan a varias veces la carga nominal.

En lo que se refiere a las sobrecargas aleatorias, existen distintas propuestas, de las cuales a continuación se van a exponer dos, aceptadas con profusión.

En primer lugar, dado su carácter simplificador y su amplio uso, se recoge la formulación establecida por Eisenmann en 1970. Su ámbito de aplicación corresponde a velocidades inferiores a los 200 km/h y considera que la distribución de esfuerzos dinámicos sobre la vía sigue una ley normal de probabilidad. Su expresión es la siguiente:

$$\Delta Q_{ale} = Q_E \cdot (\hat{e} \cdot \hat{u} \cdot \varphi_v) \quad (\text{e-5.2})$$

donde:

**ΔQ<sub>ale</sub>** es el incremento de la carga dinámica de la rueda debido a los efectos aleatorios;

**Q<sub>E</sub>** es la carga estática de la rueda;

**ê** es un coeficiente de seguridad estadística que toma valores de 1 para el dimensionamiento del balasto y 3 para el dimensionamiento del carril;

**û** es un coeficiente indicador de la calidad de la vía, que toma para una situación no extrema un valor igual a 0,2; y, finalmente,

**φ<sub>v</sub>** es un coeficiente que depende de la velocidad y se calcula con la siguiente expresión, con **v** en km/h:

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_v = 1 + \frac{v - 60}{140}, \text{ si } 60 \text{ km/h} \leq v \leq 200 \text{ km/h} \\ \varphi_v = 1, \text{ si } v < 60 \text{ km/h} \end{array} \right. \quad (\text{e-5.3})$$

En la **figura 5.4**, se muestran de forma gráfica los coeficientes de mayoración deducidos a partir de la formulación de Eisenmann, utilizando distintas hipótesis y extrapolando la formulación fuera de su dominio.

Debe destacarse como antecedente de la fórmula expuesta, la expresión propuesta por Birmann en 1966, publicada por el Comité D-71 de la ORE<sup>2</sup>, donde además de la velocidad, se tenían en cuenta, por una parte, la calidad geométrica de la vía (coeficiente **a**) y, por otra, la calidad de la banda de rodadura de las ruedas (coeficiente **b**). Dicha expresión es la siguiente:

$$\Delta Q_{ale} = Q_N \cdot \left\{ 0,04 \cdot \left( \frac{v}{100} \right)^3 + a \cdot b \cdot \left[ 0,1 + 0,01 \cdot \left( \frac{v}{100} \right)^3 \right] \right\} \quad (\text{e-5.5})$$

donde:

**v** es la velocidad de circulación en km/h;

---

<sup>2</sup> ORE son las siglas de *Office de Recherches et d'Essais* de la UIC (*Union Internationale des Chemins de Fer*).

$$\mathbf{a} = \begin{cases} 1,3 & \text{para } v \leq 140 \text{ km/h} \\ 1,2 & \text{para } v > 140 \text{ km/h} \end{cases}; y$$

$$\mathbf{b} = \begin{cases} 2,0 & \text{para } v \leq 140 \text{ km/h} \\ 1,5 & \text{para } v > 140 \text{ km/h} \end{cases}$$

Cabe destacar que las anteriores ecuaciones tienen un carácter sumamente empírico, basado en la realización de numerosas mediciones en líneas en explotación comercial. Asimismo, hay que tener en consideración que permiten cuantificar esencialmente las sobrecargas generadas por el estado de la nivelación y por la deficiencia en el apoyo de las traviesas; y, por contra, no tienen en cuenta ni defectos en la cabeza del carril ni en la banda de rodadura de las ruedas (abolladuras, planos, etc.), que puntualmente pueden provocar sobrecargas muy superiores a las obtenidas.

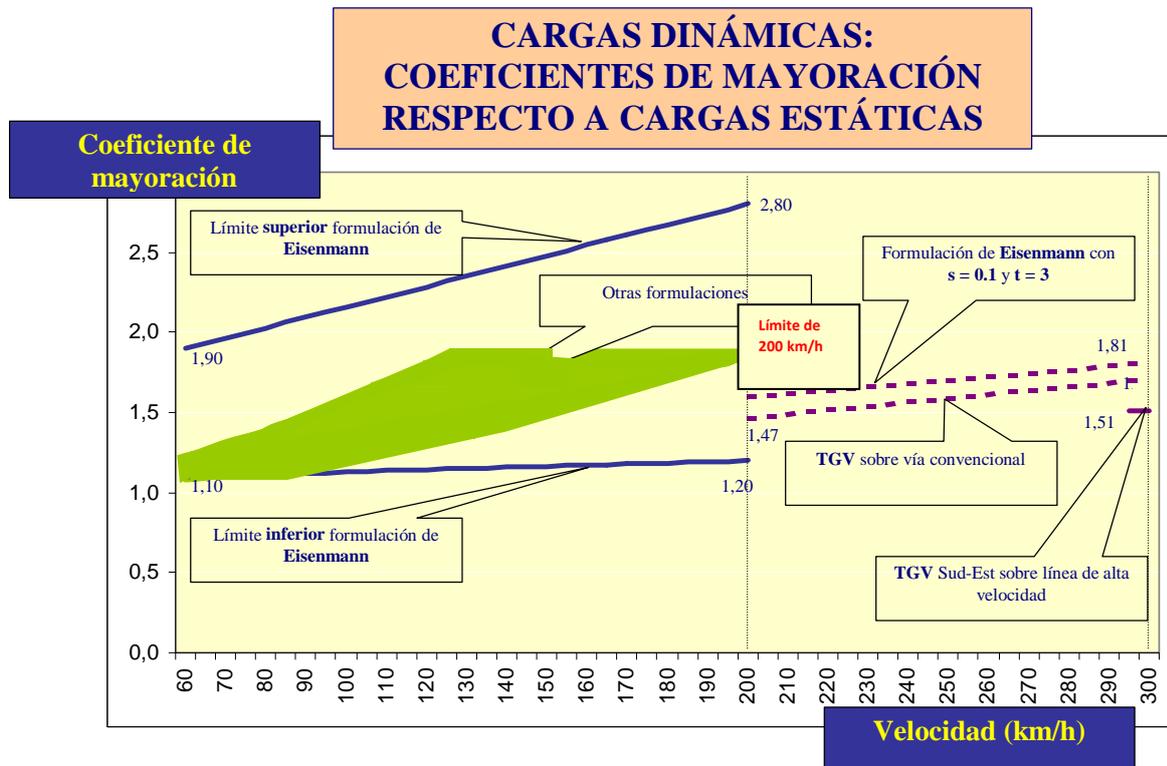


Figura 5.4.- Coeficientes de mayoración para obtener las cargas dinámicas, de acuerdo con la formulación de Eisenmann (1970). Fuente: López Pita (2003).

En la figura mencionada se puede apreciar cómo en el rango de velocidades de 200 a 300 km/h los coeficientes obtenidos son superiores respecto a los valores obtenidos de forma experimental en los vehículos de ensayo del TGV. Para reducir esta diferencia, Eisenmann en 1993 ajustó el coeficiente  $\varphi_v$  a los valores registrados en ensayos sobre infraestructura de alta velocidad mediante la siguiente expresión:

$$\varphi_v = 1 + \frac{v - 60}{380}, \text{ si } 200 \text{ km/h} < v \leq 300 \text{ km/h} \quad (\text{e-5.6})$$

Debido a la acusada dispersión resultante de aplicar la formulación precedente, se han utilizado otros análisis de mayor complejidad, discerniendo las masas suspendidas (masas que están por encima del sistema de suspensión del vehículo) y las masas no suspendidas (masas que se apoyan directamente sobre la vía y que, por tanto, tienen

una mayor agresividad frente a la calidad geométrica). De entre estos análisis, el que ha adquirido una mayor relevancia ha sido el realizado por Prud'Homme en 1970. La formulación que propone se describe a continuación (Prud'Homme, 1970):

$$\Delta Q_{\text{ale}} \approx 2 \cdot \sigma(\Delta Q_{\text{ale}}) = 2 \cdot \sqrt{\sigma^2(\Delta Q_{\text{NS}}) + \sigma^2(\Delta Q_{\text{S}})} \quad (\text{e-5.7})$$

donde:

$\sigma(\Delta Q_{\text{ale}})$  es la desviación típica de la sobrecarga aleatoria total;

$\sigma(\Delta Q_{\text{NS}})$  es la desviación típica de la sobrecarga aleatoria debida a las masas no suspendidas; y

$\sigma(\Delta Q_{\text{S}})$  es la desviación típica de la sobrecarga aleatoria debida a las masas suspendidas.

A la vez, en lo que se refiere a las masas no suspendidas, se tiene la siguiente expresión:

$$\sigma(\Delta Q_{\text{NS}}) \approx \alpha \cdot \beta \cdot \frac{v}{100} \cdot \sqrt{m_{\text{NS}} \cdot K \cdot \Phi(\varepsilon)} \quad (\text{e-5.8})$$

donde:

$\alpha$  es un factor que depende del amortiguamiento del soporte del carril;

$\beta$  es un factor que depende de la amplitud de los defectos de nivelación de la vía;

$v$  es la velocidad de circulación en km/h;

$m_{\text{NS}}$  es el peso de la masa no suspendida por rueda en t;

$K$  es la rigidez vertical de la vía en t/mm; y

$\Phi(\varepsilon)$  es una función adimensional representativa del amortiguamiento del entramado de la vía. Su expresión es la siguiente:

$$\Phi(\varepsilon) = \frac{1 + 4 \cdot \varepsilon^2}{2 \cdot \varepsilon} \quad (\text{e-5.9})$$

con:

$$\varepsilon = \frac{c}{2 \cdot \sqrt{m_{\text{NS}} \cdot K}} \quad (\text{e-5.10})$$

siendo:

$c$  una constante de amortiguamiento del entramado de la vía.

En líneas de alta velocidad la **ecuación 5.8** se puede simplificar de la siguiente manera:

$$\sigma(\Delta Q_{\text{NS}}) \approx 0,45 \cdot b \cdot \frac{v}{100} \cdot \sqrt{m_{\text{NS}} \cdot K} \quad (\text{e-5.11})$$

donde:

$b$  es la flecha máxima, expresada en mm, de los defectos verticales de la vía considerando una base de medida de 3 m de longitud. Si se pretende obtener una cota superior de las sobrecargas dinámicas, este parámetro suele adoptar con carácter general el valor de 1 mm. En cambio, si se quiere valorar la sobrecarga

dinámica en una vía con una excelente calidad geométrica, entonces el parámetro **b** toma el valor de 0,5 mm (Teixeira, 2003).

Finalmente, el término que concierne a las masas suspendidas se calcula del siguiente modo (Prud'Homme y Érieau, 1976):

$$\sigma(\Delta Q_s) \approx \begin{cases} 0,16 \cdot Q_E & \text{para material motor} \\ 0,11 \cdot Q_E & \text{para material remolcado} \end{cases} \quad (\text{e-5.12})$$

Comparando las dos expresiones precedentes (valoradas convenientemente), se puede destacar que las masas no suspendidas tienen una mayor incidencia que las masas suspendidas en lo que se refiere a la generación de sobrecarga dinámica.

Es curioso reseñar que ya años atrás, García-Lomas (1956) había destacado el papel relevante de las masas no suspendidas en las sobrecargas dinámicas como consecuencia de la presencia de defectos de nivelación de la vía. Precisamente, la expresión para cuantificar dichas sobrecargas es la siguiente:

$$\Delta Q_{ale} = v \cdot \sqrt{2 \cdot \frac{m_{NS}}{g} \cdot K_{susp} \cdot \frac{b}{r}} \quad (\text{e-5.13})$$

donde:

**v** es la velocidad de circulación;

**m<sub>NS</sub>** es el peso de la masa no suspendida por rueda;

**g** es la aceleración de la gravedad;

**K<sub>susp</sub>** es la rigidez del sistema de suspensión del vehículo;

**b** es la altura de los defectos de la nivelación de la vía; y

**r** es el radio de las ruedas del vehículo.

Como se puede comprobar, las **ecuaciones 5.11 y 5.13** guardan una cierta similitud y coinciden en cuanto al papel que asignan a la velocidad de circulación, la masa no suspendida y, en cierto modo, la rigidez: en un caso, se trata de la rigidez de la vía y, en el otro, de la del sistema de suspensión del vehículo.

Respecto al término de la sobrecarga dinámica producido en la circulación en curva, a continuación se indica su cálculo en función de la velocidad de circulación.

En primer lugar, la existencia de peralte provoca, cuando la aceleración transversal sin compensar es positiva, una sobrecarga tanto en las ruedas exteriores como en las interiores, cuyo valor  $\Delta T_1$  se puede obtener con la siguiente expresión:

$$\Delta T_1 = \frac{v^2 \cdot h \cdot Q_E}{R \cdot d \cdot g} \quad (\text{e-5.14})$$

donde:

**ΔT<sub>1</sub>** es la sobrecarga mencionada en t;

**v** es la velocidad en m/s;

**h** es el peralte en mm;

**Q<sub>E</sub>** es la carga nominal por rueda en t;

**R** es el radio de la curva en m;

**d** es la separación entre carriles de una vía en mm; y

**g** es la aceleración de la gravedad en m/s<sup>2</sup>.

Dicha expresión es equivalente a la siguiente ecuación, en la que interviene la insuficiencia de peralte (**I**):

$$\Delta T_1 = \left( I \cdot \frac{h}{d^2} + \frac{h^2}{d^2} \right) \cdot Q_E \quad (\text{e-5.15})$$

definiéndose dicha insuficiencia de peralte del siguiente modo:

$$I = a_{sc} \cdot \frac{d}{g} \quad (\text{e-5.16})$$

siendo:

**a<sub>sc</sub>** la aceleración transversal sin compensar y el resto de parámetros los definidos anteriormente.

En segundo lugar, el movimiento de balanceo que experimenta la caja del vehículo supone una descarga en las ruedas interiores y una sobrecarga en las ruedas exteriores. Estas variaciones tienen el mismo valor absoluto  $\Delta T_2$ .

$$\Delta T_2 = \frac{P \cdot h_{veh}}{2 \cdot u \cdot g} \left( \frac{v^2}{R} - \frac{g \cdot h}{d} \right) \quad (\text{e-5.17})$$

donde:

$\Delta T_2$  es la sobrecarga mencionada en t;

**P** es la carga nominal por eje en t;

**h<sub>veh</sub>** es la altura del centro de gravedad del vehículo en m;

**u** es la semidistancia entre los sistemas de suspensión de un mismo eje en m;

**g** es la aceleración de la gravedad en m/s<sup>2</sup>;

**v** es la velocidad en m/s;

**R** es el radio de la curva en m;

**h** es el peralte en mm; y

**d** es la separación entre carriles de una vía en mm.

De acuerdo con lo expuesto anteriormente, se deducen las expresiones de las cargas por rueda cuando se circula en curva tanto para las ruedas interiores como para las exteriores de un vehículo:

$$\Delta Q_{cen} \text{ (rueda interior)} = \Delta T_1 - \Delta T_2 \quad (\text{e-5.18})$$

$$\Delta Q_{cen} \text{ (rueda exterior)} = \Delta T_1 + \Delta T_2 \quad (\text{e-5.19})$$

Por otra parte se considera que la vía se comporta como una viga continuamente apoyada sobre un lecho elástico. A este efecto, se utilizan en el cálculo de tensiones en la banqueta de la vía las ecuaciones del modelo de Zimmermann – Timoshenko:

- Momento flector en el carril (**M<sub>f</sub>**):

$$M_f = \frac{Q_D}{4} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I \cdot d}{c \cdot F}} \quad (\text{e-5.20})$$

donde:

$Q_D$  es la carga dinámica de la rueda;

$E$  es el módulo de elasticidad del carril;

$I$  es la inercia del carril;

$d$  es la distancia entre traviesas;

$c$  es el coeficiente de balasto, que en una plataforma natural suele tomar un valor de 10 kp/cm<sup>3</sup>; y

$F$  es la semisección útil de la traviesa o semiárea efectiva de apoyo.

- Tensión sobre el balasto ( $\sigma_b$ ):

$$\sigma_b = \frac{Q_D \cdot d}{2 \cdot F} \cdot \sqrt[4]{\frac{c \cdot F}{4 \cdot E \cdot I \cdot d}} \quad (\text{e-5.21})$$

Utilizando las expresiones de Prud'Homme para la obtención de las cargas dinámicas que ejerce el paso de los vehículos sobre la infraestructura de la vía en las ecuaciones de Zimmermann – Timoshenko, se deduce que, a igualdad de características de la vía, para someter el balasto y los carriles a un mismo estado de tensiones, los incrementos en la velocidad de circulación deben ser compensados con la disminución de la masa no suspendida de los vehículos, observando el siguiente criterio:

$$v \cdot \sqrt{m_{NS}} = \text{constante} \quad (\text{e-5.22})$$

siendo:

$v$  la velocidad de circulación; y

$m_{NS}$  la masa no suspendida por rueda.

Si se consideran iguales condiciones de explotación, el aumento o la disminución de las tensiones en el balasto a causa de las variaciones en las características de la superestructura de la vía se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\sigma_i}{\sigma_j} = \sqrt[4]{\left(\frac{d_i}{d_j}\right)^3 \cdot \left(\frac{F_j}{F_i}\right)^3 \cdot \left(\frac{c_i}{c_j}\right) \cdot \left(\frac{E_j \cdot I_j}{E_i \cdot I_i}\right)} \quad (\text{e-5.23})$$

donde los parámetros utilizados son los que aparecen en la ecuación 5.21 referidos a una situación  $i$  y a una situación  $j$ .

En la misma hipótesis, de forma análoga, se obtiene la variación en el momento flector del carril:

$$\frac{M_{f_i}}{M_{f_j}} = \sqrt[4]{\left(\frac{d_i}{d_j}\right) \cdot \left(\frac{F_j}{F_i}\right) \cdot \left(\frac{c_j}{c_i}\right) \cdot \left(\frac{E_i \cdot I_i}{E_j \cdot I_j}\right)} \quad (\text{e-5.24})$$

### 5.2.3. Consecuencias de la formulación de las solicitaciones dinámicas

Las formulaciones comentadas en los dos apartados anteriores conducen a vincular la mayoración de la carga nominal, no solamente a la velocidad, sino también a la propia calidad de la vía, su rigidez y al diseño de los vehículos.

En lo que se refiere a la calidad de la vía, los datos de la **tabla 5.2** son muy ilustrativos. Se trata de valores medidos experimentalmente que ponen de manifiesto que el mismo

tren TGV, circulando a 300 km/h por la línea de alta velocidad entre París y Lyon, ejerce la misma carga dinámica sobre la vía que circulando a 200 km/h a lo largo de una línea convencional.

*Tabla 5.2. Influencia de la calidad de la vía en las sollicitaciones verticales de trenes de alta velocidad. Fuente: López Pita (1998b).*

Tipo de material rodante	Velocidad de circulación (km/h)	Tipo de vía	Carga dinámica por rueda (t)
TGV	200	Línea convencional	12,15
TGV	300	Línea convencional	13,95
TGV	300	LGV Sud – Est	12,35

El efecto de la calidad geométrica de la vía de hecho ya fue cuantificado por el Comité D-161 de la ORE, mediante la siguiente expresión, válida para vagones con una carga nominal de 20 a 22,5 t por eje:

$$Q_D = Q_E + 12 + 0,6 \cdot Q_E + 0,51 \cdot (v - 50) \cdot (\sigma - 0,5) \quad (\text{e-5.25})$$

donde:

$Q_D$  y  $Q_E$  son respectivamente la carga dinámica y la carga estática por rueda en t;

$v$  es la velocidad de circulación en km/h; y

$\sigma$  es la desviación estándar de la nivelación longitudinal de la vía. En este estudio se consideraron tres clases de vía: clase 1, si  $\sigma$  se encontraba entre 0 y 1; clase 2, si  $\sigma$  se encontraba entre 1 y 2; y finalmente clase 3, si  $\sigma$  era superior a 2.

Debe observarse que una mayor carga dinámica implica un mayor deterioro de la calidad de la vía; a la vez que una peor calidad de la geometría de la vía supone una mayor carga dinámica. Se trata, por tanto, de un círculo vicioso que debe evitarse.

Bajo este planteamiento, cobra especial relieve que la calidad geométrica de la vía al finalizar su construcción, inmediatamente antes de iniciar la explotación de la línea, se halle en las mejores condiciones posibles. Es por ello que en algunas líneas, en ese momento, se procede a realizar amolados preventivos del carril con el propósito de evitar cualquier pequeño desperfecto que pudiera haber como consecuencia de la soldadura de carriles u otros trabajos de construcción. Esta tarea preventiva contribuye a reducir sobrecargas dinámicas y, por ende, costes de mantenimiento (Guidat, 1995).

El otro factor mencionado relacionado con la vía es la rigidez. Como se ha podido comprobar, la ecuación establecida por Prud'Homme para el cálculo de las sobrecargas dinámicas expone de forma explícita la influencia de la rigidez, aunque desconsidera el efecto de su variación. A modo de ejemplo se presenta en la **figura 5.5** el aumento de la carga dinámica que ejerce un vehículo TGV en vías que tienen una rigidez distinta, utilizando la citada ecuación.

Finalmente, en cuanto al otro aspecto relevante, el concerniente al diseño de los vehículos, debe destacarse la reducción de la carga por eje e insoslayablemente la reducción de la masa no suspendida. Esto permite, juntamente con lo antedicho sobre la geometría de la vía, que la agresividad de los vehículos de alta velocidad, circulando a 300 km/h, por una línea de gran calidad sea equiparable a la de los vehículos convencionales circulando a 200 km/h o incluso a velocidades inferiores en líneas de peor calidad.

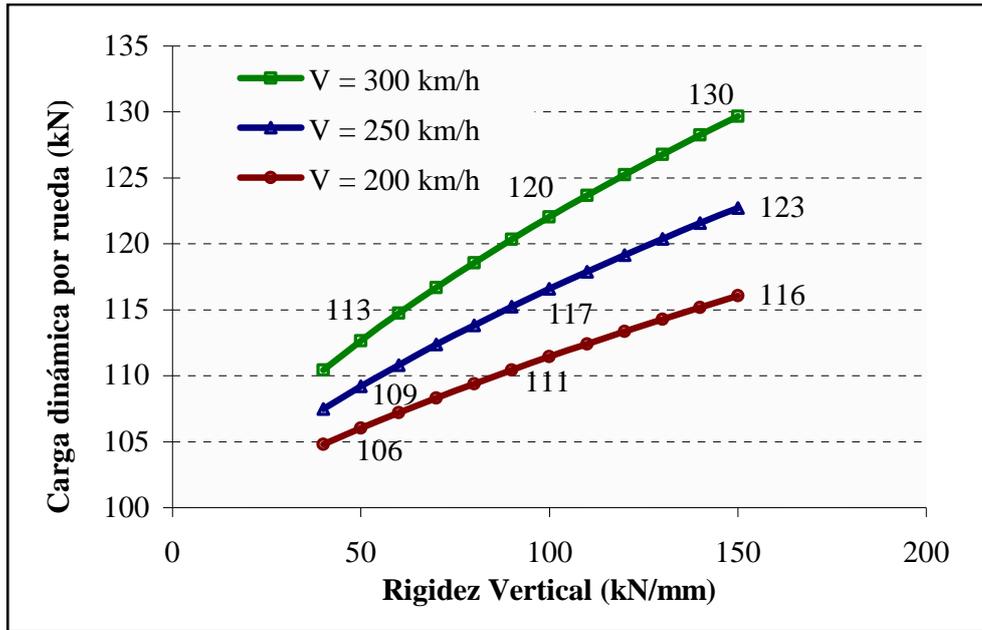
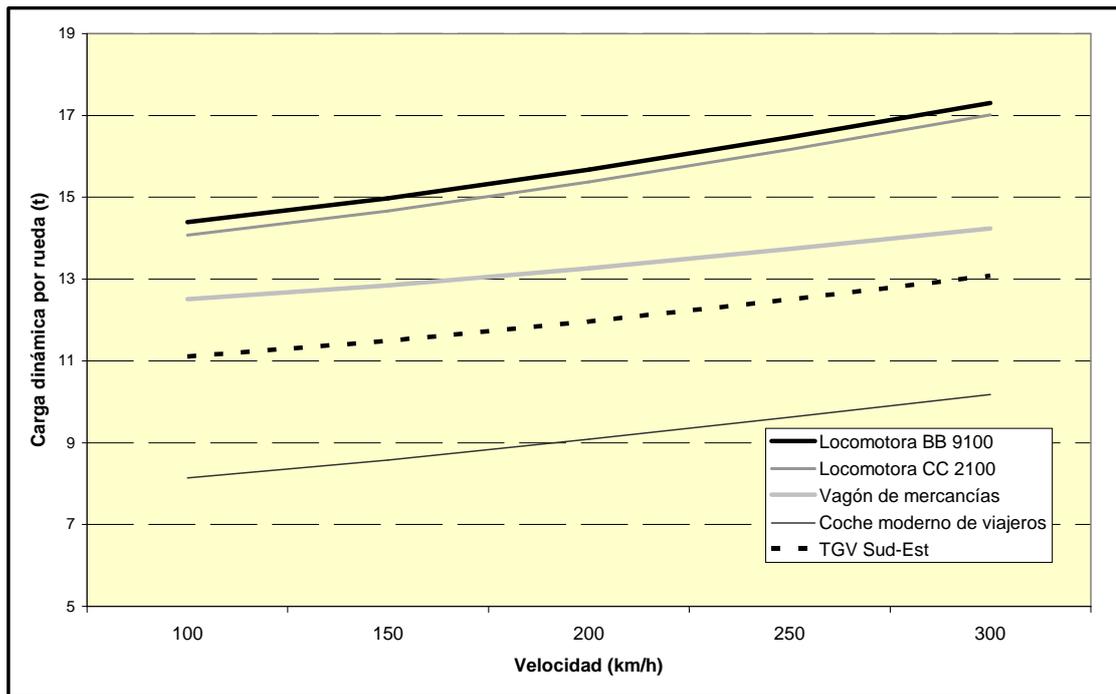


Figura 5.5.- Incidencia de la rigidez de la vía en las sobrecargas dinámicas de un vehículo TGV, a diferentes velocidades, en una vía con excelente estado ( $b = 0,5$ ). Fuente: Teixeira (2003).

Con los datos que aparecen en la tabla 5.3, se han comparado los esfuerzos verticales generados por distintos vehículos franceses en función de la velocidad. La aplicación de la fórmula de Prud'Homme evidencia la menor agresividad de los vehículos con menor carga por eje y menor masa no suspendida (figura 5.6).

Tabla 5.3. Características de algunos vehículos convencionales y de alta velocidad en cuanto a su distribución de masas. Fuente: Alias y Valdés (1990).

Tipo de vehículo	Carga nominal por rueda (t)	Carga suspendida no por rueda (t)	Carga suspendida por rueda (t)
Locomotora BB 9100	10,50	1,60	8,90
Locomotora CC 2100	10,25	1,60	8,65
Vagón de mercancías	10,00	0,60	9,40
Coche moderno de viajeros	6,30	0,60	5,70
TGV Sud-Est	8,15	0,80	7,35



*Figura 5.6.- Comparación entre las cargas dinámicas ejercidas por los vehículos de la tabla 5.3 en una misma vía (trazado recto, rigidez vertical de 12 t/mm, buena calidad geométrica de la vía y de las ruedas). Fuente: elaboración propia.*

A modo de concreción, se procede a evaluar, utilizando la formulación expuesta de Prud'Homme, las cargas dinámicas asociadas a los distintos vehículos que utilizan la línea del AVE Madrid – Sevilla. Para ello, se parte de los trenes de cargas correspondientes a una rama de alta velocidad AVE de la serie 100 (figura 5.7) y a una composición típica de un tren Talgo que circule por la línea del AVE Madrid – Sevilla (figura 5.8, en la que se distingue la presencia de la locomotora 252 de 90 t de peso, los dos furgones extremos y nueve coches intermedios). Como se puede comprobar finalmente en la figura 5.9, existe una gran diferencia entre las cargas dinámicas de la locomotora 252 y las de la rama AVE, que son claramente inferiores incluso cuando ésta circula a mayor velocidad.

López Pita (2000) corrobora las aseveraciones anteriores mediante la representación de medidas experimentales de esfuerzos verticales dinámicos originados por distintos tipos de vehículos (figura 5.10). Se llega a la paradoja de que los trenes TGV a 300 km/h suponen una carga dinámica inferior a la asociada a locomotoras convencionales circulando a 120 km/h, lo cual era totalmente impensable bajo el planteamiento de las primeras ecuaciones de mayoración de las cargas estáticas.

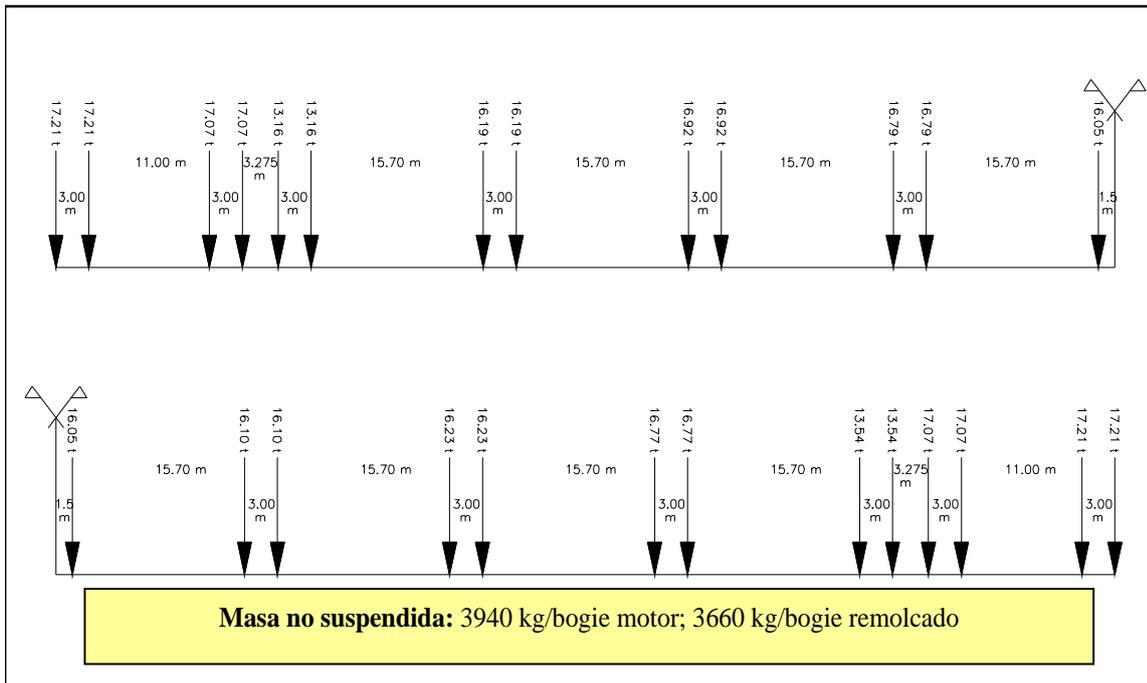


Figura 5.7.- Tren de cargas correspondiente a una rama del AVE Madrid – Sevilla.  
Fuente: RENFE.

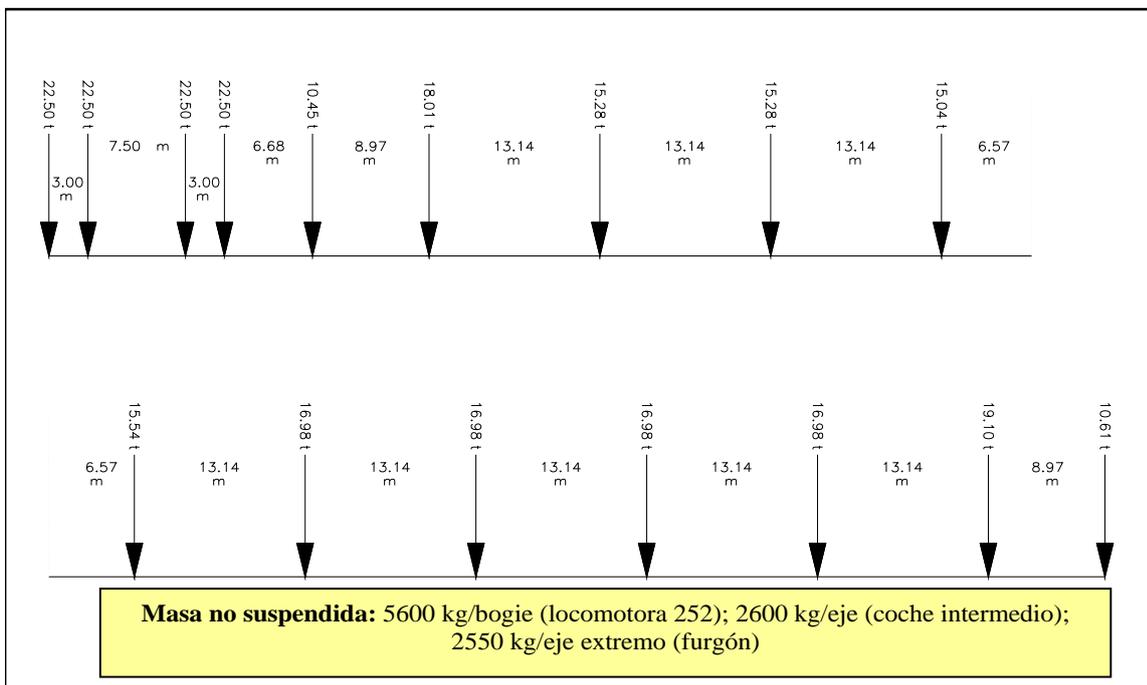


Figura 5.8.- Tren de cargas correspondiente a un tren Talgo tipo circulando por la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: RENFE.

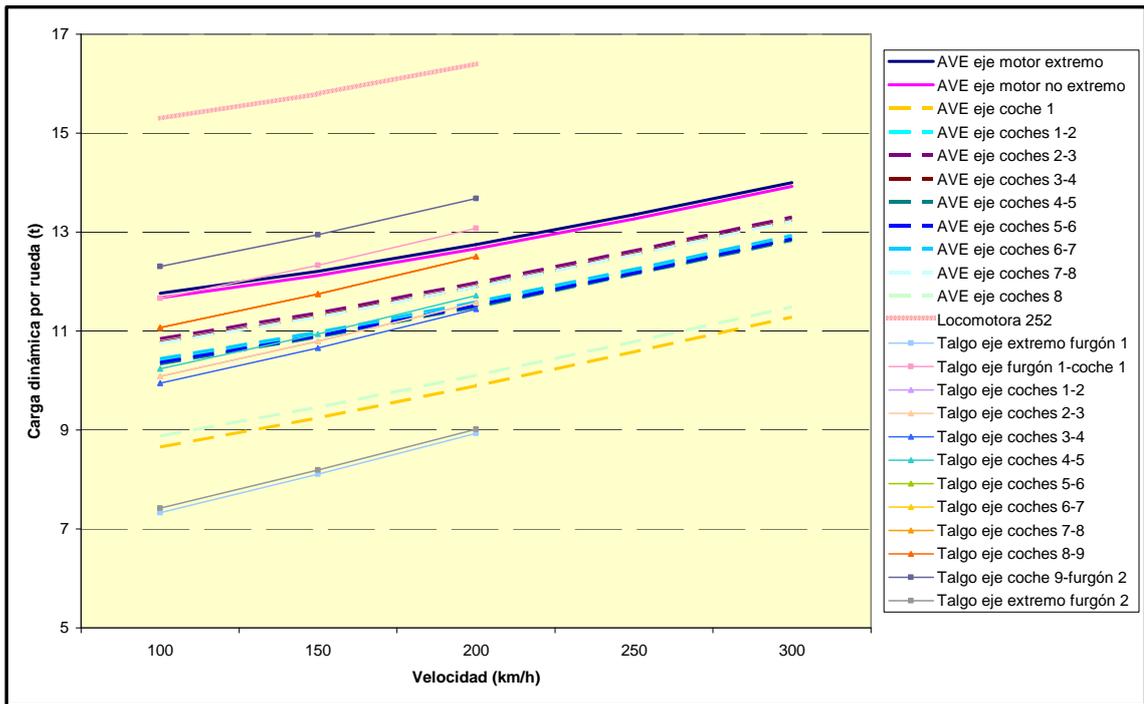


Figura 5.9.- Evaluación de las cargas dinámicas, en trazado recto, de los vehículos que circulan por la línea del AVE Madrid – Sevilla, considerando distintas velocidades y las mismas hipótesis de la figura 5.6. Fuente: elaboración propia.

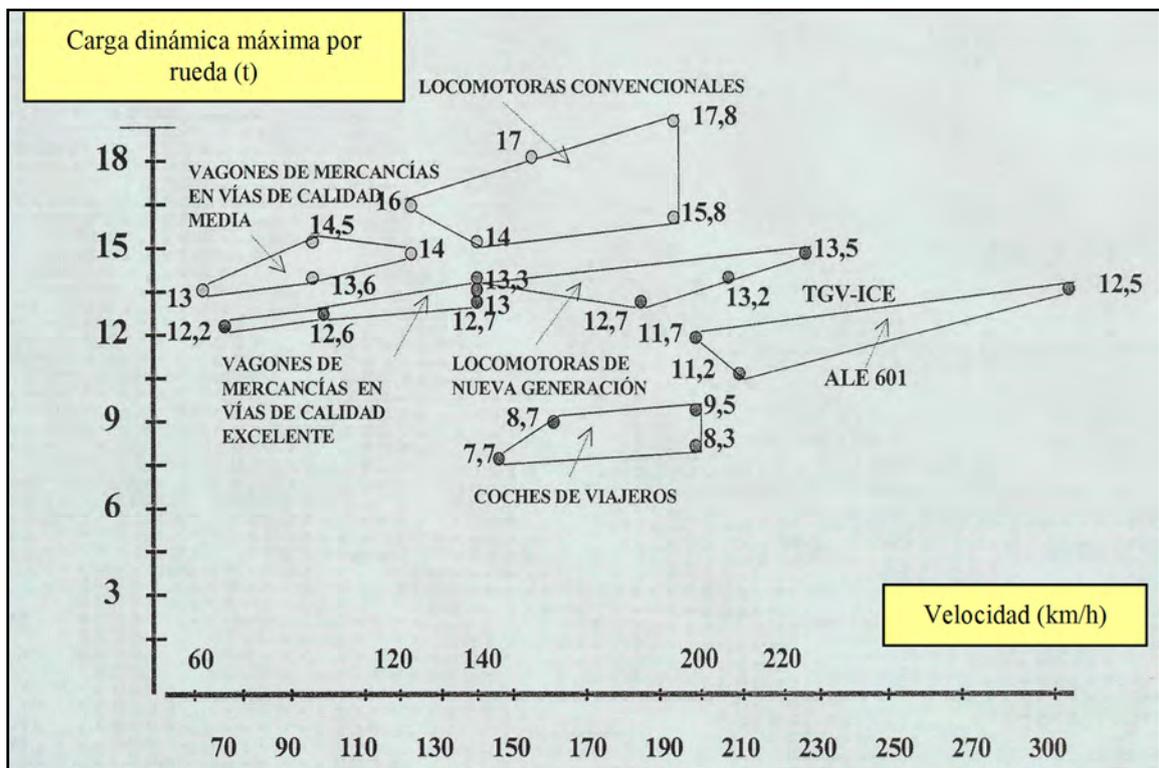


Figura 5.10.- Orden de magnitud de los esfuerzos verticales generados por los vehículos ferroviarios. Fuente: López Pita (2000).

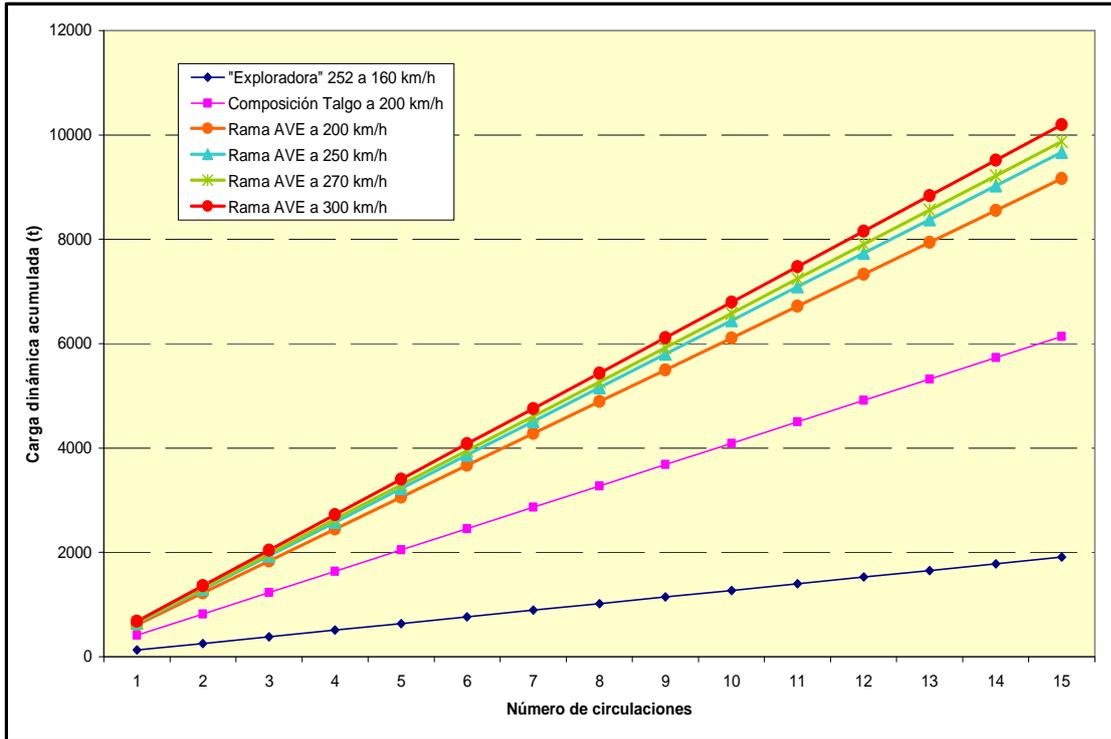


Figura 5.11.- Evaluación de las cargas dinámicas acumuladas, en trazado recto, de los vehículos que circulan por la línea del AVE Madrid – Sevilla, considerando las composiciones típicas. Fuente: elaboración propia.

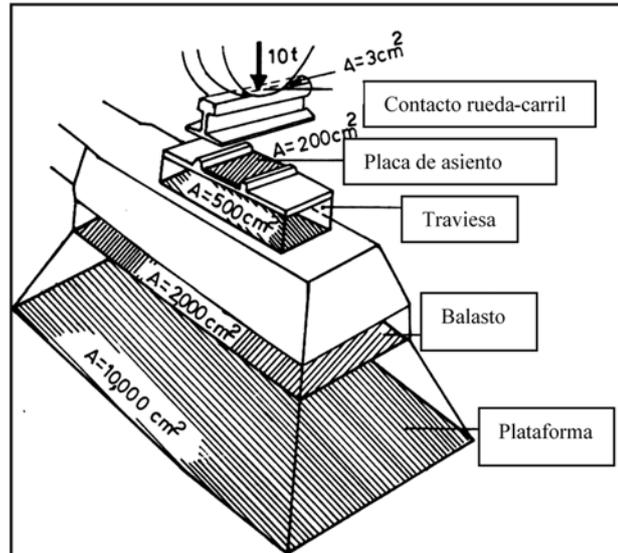
Para la misma línea del AVE, en la **figura 5.11** se muestra la relación entre el número de circulaciones y la carga dinámica acumulada, como resultado de sumar las cargas dinámicas correspondientes a cada uno de los ejes. Se consideran las mencionadas composiciones típicas de ramas AVE y trenes Talgo, y además las locomotoras 252 que circulan de forma aislada en sus labores de reconocimiento habituales ("locomotoras exploradoras"). Se puede comprobar en este gráfico que la carga dinámica asociada a una rama del AVE circulando a 300 km/h equivale aproximadamente a la de 5 locomotoras 252 circulando a 160 km/h, o bien, a la de 1,7 trenes Talgo formados por únicamente 9 coches, circulando también a 200 km/h.

### 5.3. DETERIORO DE LA VÍA COMO CONSECUENCIA DE LA DEFORMACIÓN DE LAS CAPAS DE ASIENTO Y DE LA PLATAFORMA

#### 5.3.1. Descripción conceptual del fenómeno

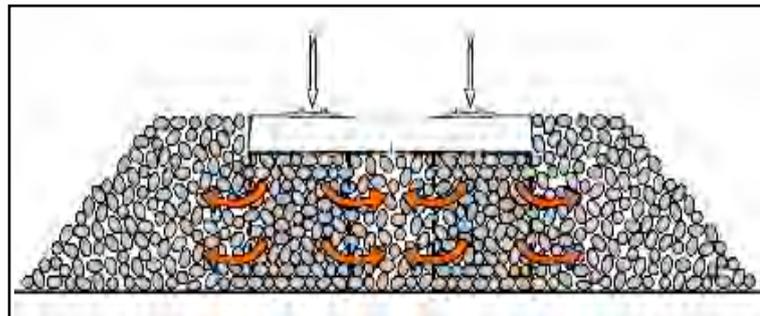
Las capas de asiento y la plataforma de una vía presentan, a pesar del esmero y la precisión con que se ejecuten las obras de construcción, características reológicas heterogéneas, no exentas de una cierta indeterminación. La ausencia de homogeneidad se ve acentuada conforme se aplican las cargas, a la vez que el aumento de la dispersión de las características de la vía incrementa las cargas dinámicas, generándose entonces un círculo vicioso, al que sólo se puede hacer frente mediante un correcto mantenimiento desde el inicio de la explotación, no dejando que la vía supere los umbrales de intervención.

La misión esencial de las capas de asiento estriba en distribuir las tensiones convenientemente de tal manera que lleguen a la plataforma suficientemente reducidas por debajo de la capacidad portante de la misma. Esta distribución de tensiones se puede asimilar idealmente a un tronco de pirámide semejante al que se representa en la **figura 5.12**.



*Figura 5.12.- Perspectiva del reparto de tensiones en la capa de balasto y valores aproximados de las superficies de apoyo. Fuente: Profillidis (1995).*

Este esquema de tensiones en las capas de asiento y, en particular, en la capa de balasto, genera dos fenómenos: por una parte, se produce una compactación de las partículas que se hallan dentro de ese tronco de pirámide imaginario y, por otra parte, se favorece una migración de las partículas hacia aquellas zonas más descomprimidas (**figura 5.13**). De esta manera, se altera la geometría de la banqueta de la vía y se produce una densificación desigual de las capas de asiento. Cuanto mayor es la tensión a que se someten los áridos, mayor es la compactación y mayor es también el desgaste de sus superficies, generándose un detrito polvoriento, que colmata progresivamente los poros intergranulares. Este proceso contribuye a que la densidad sea mayor y a que las tensiones no se distribuyan como sucedía en la situación inicial.



*Figura 5.13.- Compactación y migración de las partículas de balasto al estar sometidas a tensiones verticales. Fuente: López Pita y Teixeira (2002).*

Puesto que la forma de las partículas de balasto (disposición de sus aristas, forma de sus caras) es sumamente irregular, es razonable considerar que, cuando la capa queda sometida a tensiones verticales, no todas las partículas experimenten una misma deformación elástica, ni los contactos entre ellas, estando dentro del tronco de pirámide mencionado, supongan las mismas resultantes o incluso tengan lugar en el mismo momento. En realidad, el reparto de tensiones se realiza no a través de un volumen regular, como se había apuntado, sino a través de ciertas cadenas ramificadas de partículas, como queda patente en la **figura 5.14**.

Además sucede que la contaminación del balasto, favorecida por el desgaste de sus partículas a lo largo del tiempo, reduce el ángulo de rozamiento interno, ocasionando un

peor reparto de las tensiones. Sucede pues que, en una vía con un balasto contaminado por finos, las tensiones que llegan a la plataforma son superiores respecto a una vía con un balasto de buena calidad granulométrica.

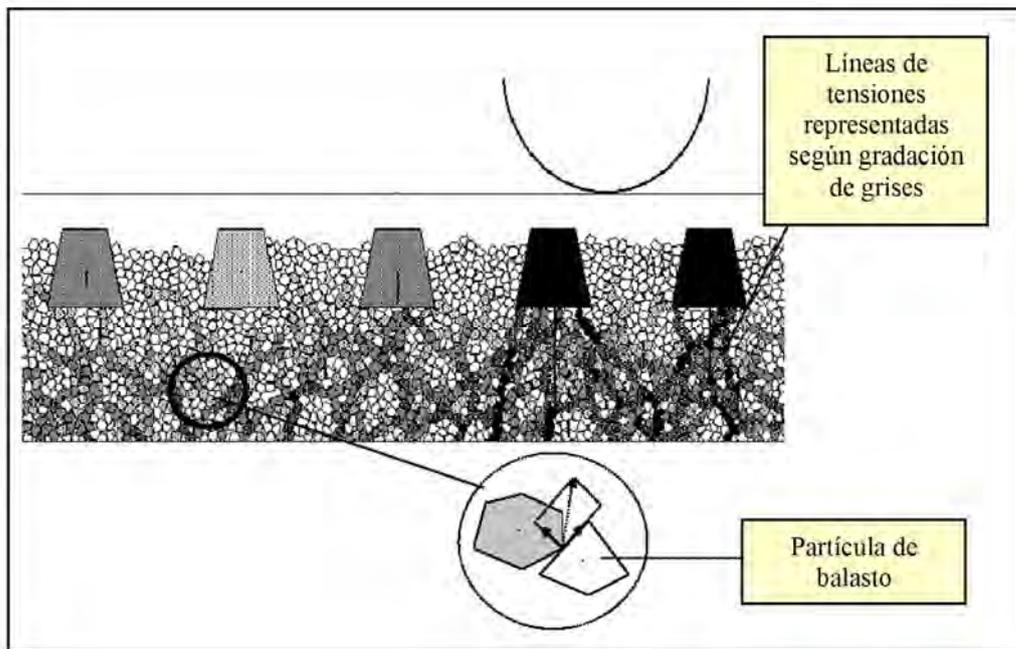


Figura 5.14.- Distribución de tensiones en el balasto, asumiendo un reparto mediante cadenas ramificadas. Fuente: Cholet et al. (2002).

El resultado de todo ello es que la densidad y la rigidez de una misma capa de asiento presentan una relevante heterogeneidad, tanto en el sentido longitudinal de la vía como en su sección transversal. En este sentido, se pueden aportar como datos de interés la distribución irregular de densidades en la capa de balasto bajo una traviesa de acuerdo con las mediciones publicadas por Cabos en 1977, recogidas en la **figura 5.15**, o la evaluación de la rigidez vertical de la vía obtenida por Hunt, en el marco del proyecto EUROBALT (2000), que aparece en la **figura 5.16**. Merece destacarse, en este último ejemplo, el hecho de que, aun disponiendo de una buena infraestructura, las variaciones longitudinales de la rigidez son apreciables en distancias relativamente cortas.

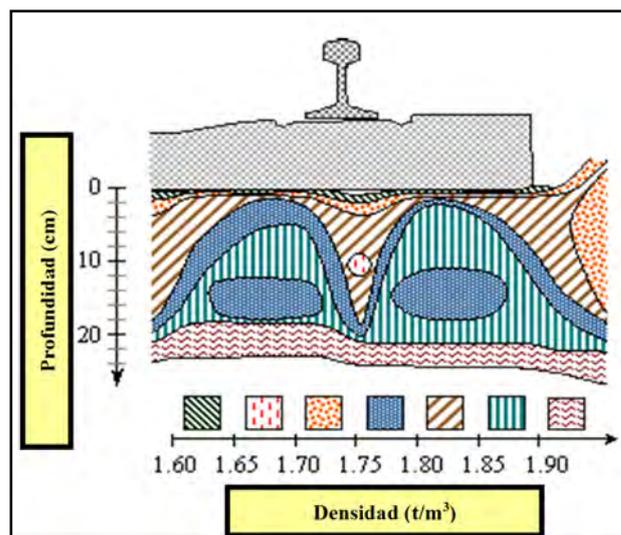


Figura 5.15.- Distribución del grado de compactación del balasto bajo las traviesas según mediciones publicadas por Cabos en 1977. Fuente: López Pita y Estradé (1990).

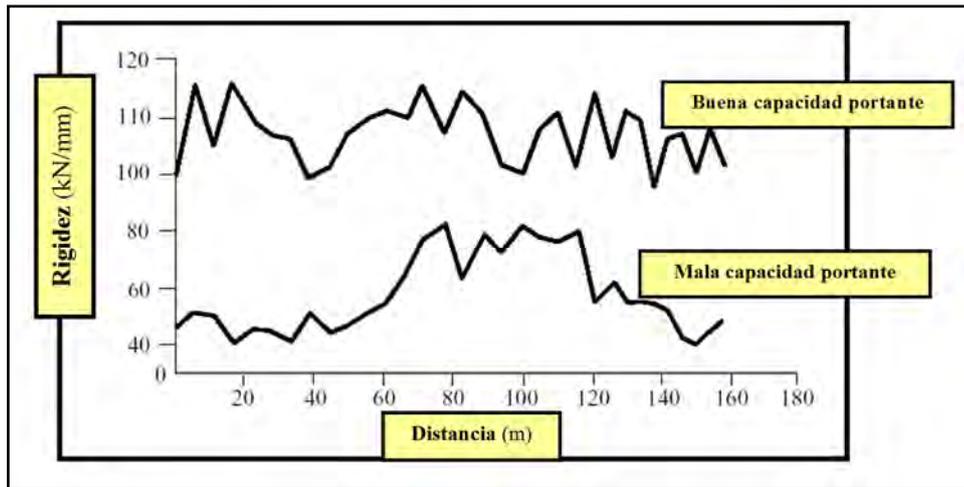


Figura 5.16.- Evaluación aportada por Hunt (2000) de la rigidez vertical de la vía en infraestructuras de mala y buena capacidad portante. Fuente: López Pita (2001b).

La irregularidad, hasta cierto punto inevitable, de las capas de asiento contribuye irremediablemente a que aparezcan asientos diferenciales en la vía y, consecuentemente, defectos de nivelación longitudinal y transversal. Cuanto mayor sea el asiento medio, cabe pensar que más acusada será la desviación típica de los asientos de un tramo, incluso considerándose distancias cortas. En este sentido, en la **figura 5.17**, se representa el desplazamiento vertical de las traviesas al paso de un eje cargado, en un tramo de una línea alemana de alta velocidad. La rigidez desigual de las capas de asiento genera defectos de danza de traviesas, que repercuten de forma muy negativa en la durabilidad del balasto.

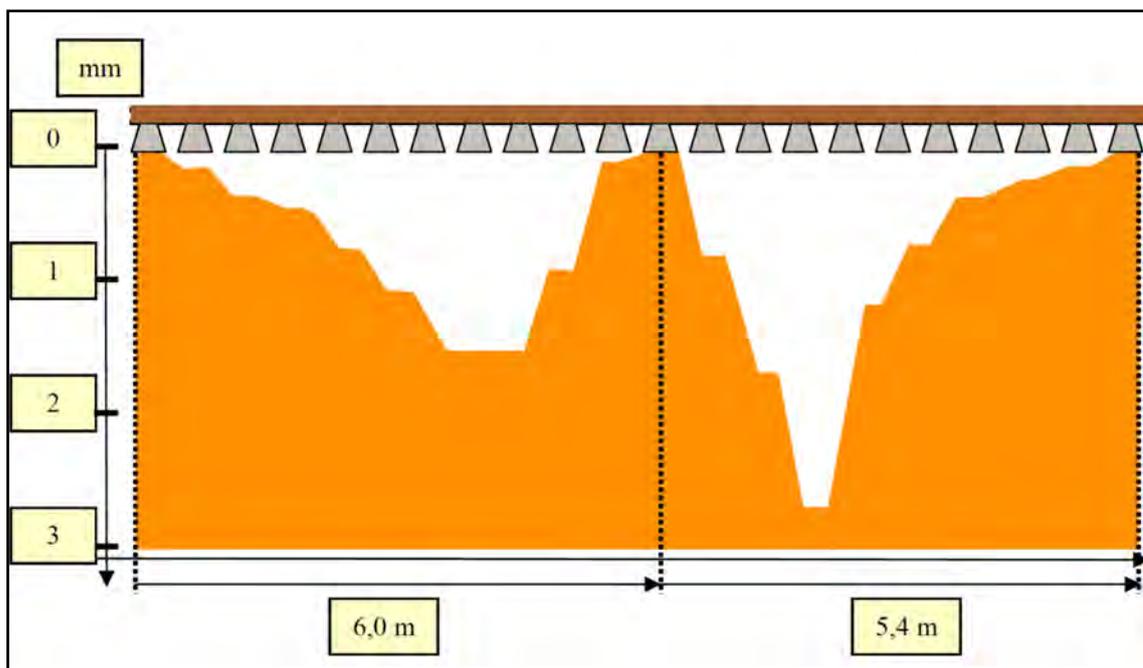


Figura 5.17.- Defectos de danza de las traviesas en la línea de alta velocidad Hannover – Würzburg. Fuente: Eisenmann y Rump (1997).

Por consiguiente, el estudio de los costes de mantenimiento de una vía sobre balasto, o simplemente la evaluación de sus necesidades de mantenimiento, ha de fundamentarse en el conocimiento de las leyes de deformación plástica de las capas de asiento y de la plataforma, en función de las características de las mismas y en función de las sollicitaciones dinámicas ejercidas por los vehículos.

Es necesario, sin embargo, tener en cuenta que la deformación del camino de rodadura se debe en gran parte al asiento de la capa de balasto. En la **figura 5.18** se representan los datos obtenidos por Henn en 1978, en relación con el asiento de vía asignado a cada uno de los elementos que la conforman, en infraestructuras de distinta naturaleza. Se puede comprobar que, a excepción de infraestructuras de muy mala calidad –donde el balasto apenas supera un 30% del asiento total de la vía–, en general su participación supera el 50% y alcanza incluso el 70% en infraestructuras muy rígidas. Estos valores son corroborados por los resultados divulgados por Selig y Waters (1994), y Guérin (1996). Sobre plataforma de hormigón, Birmann en el año 1955 cifró el asiento del balasto en un 70% del asiento total, lo que concuerda con lo apuntado en la referida figura.

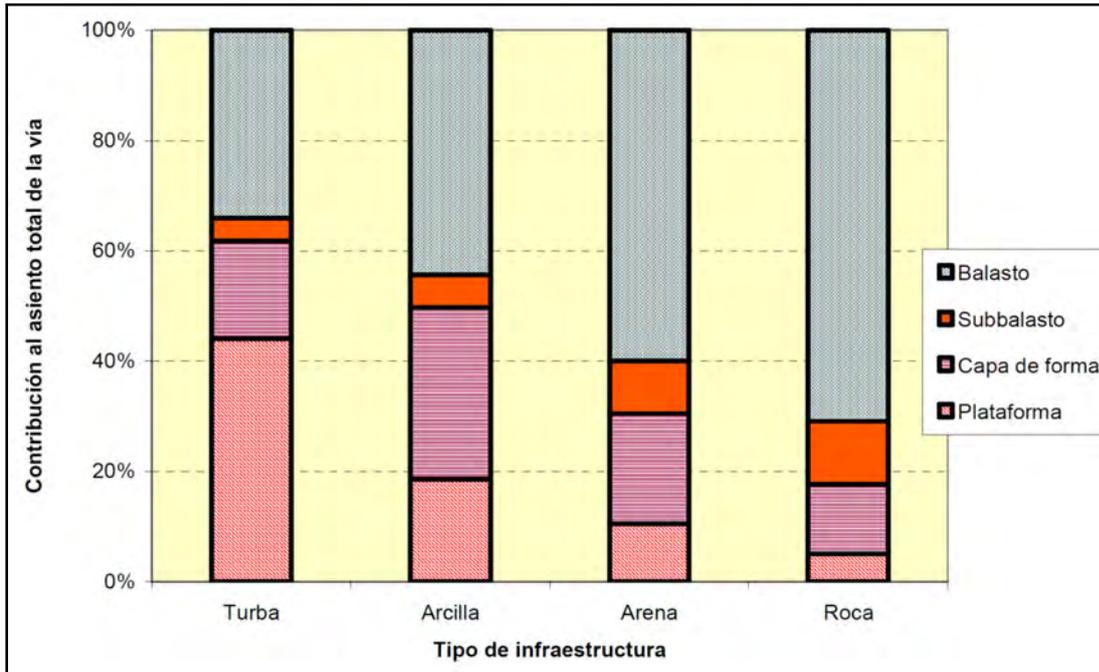


Figura 5.18.- Contribución al asiento de la vía por parte de los diferentes estratos que la componen, a partir de datos experimentales. Fuente: Henn (1978).

Las diferentes contribuciones al asiento de la vía debidas al balasto o a la plataforma se justifican en parte porque, mientras la infraestructura ha soportado en cualquier línea que no sea de nueva construcción un tráfico elevado que hace que su asiento avance de forma lenta, el balasto, que es alterado en las operaciones de nivelación y bateo, presenta un asiento más rápido. Además suele ocurrir que los asientos de la infraestructura se compensan con aumentos de espesor de balasto, lo que contribuye al efecto diferenciador respecto al comportamiento de la infraestructura.

Como consecuencia de estos resultados y de estas reflexiones, se entiende que el estudio del deterioro de la calidad geométrica de la vía se centre en gran medida en el análisis del asiento de la capa de balasto. Es por ello que gran parte de los estudios que se citan en los siguientes sub-apartados, ya sean ensayos de laboratorio, ya sean mediciones efectuadas en líneas en servicio, conciernen exclusivamente a esta capa de la superestructura.

### 5.3.2. Primeros ensayos de laboratorio y estudios teóricos

Consecuentemente con las reflexiones anteriores, los primeros ensayos de laboratorio destinados a cuantificar la pérdida de la calidad geométrica de la vía escogieron el balasto como objeto de análisis. De hecho, el planteamiento general consistía en asumir, para el asiento de la plataforma, las leyes establecidas para las carreteras<sup>3</sup>, y

<sup>3</sup> En especial los ensayos de la AASHO (*American Association of State Highway Officials*) realizados en Estados Unidos entre 1958 y 1960.

complementar esas leyes con las particularidades introducidas por la capa de balasto.

Esos ensayos partieron esencialmente de las características geotécnicas de los áridos, del número de ciclos de carga y de la tensión asociada a cada uno de esos ciclos. En este contexto, se pueden citar en primer término los ensayos realizados por Kjellman y Jacobson en 1955 utilizando un compresómetro —aparato de forma cilíndrica con un diámetro de 50 cm y una altura variable de 15 a 40 cm— a diferentes muestras. Los resultados aparecen sintetizados en la tabla 5.4. Merece destacarse la gran diferencia constatada entre la deformación plástica obtenida para el balasto granítico y el calcáreo, que son utilizados ampliamente en las líneas de alta velocidad (si bien, entre ambos es recomendable el uso del primero).

*Tabla 5.4. Resultados de Kjellman y Jacobson de 1955 sobre la deformabilidad del balasto. Fuente: López Pita et al. (1977)*

NATURALEZA	Diámetro (mm)	Forma	Módulo de elasticidad (kp/cm <sup>2</sup> )	Deformación plástica (%)
Escoria	25/60	Normal	2400-2700	4·10 <sup>-2</sup>
Calcárea	---	Normal	2100-2400	5·10 <sup>-2</sup>
Granítica	---	Normal	2000-2200	2,8·10 <sup>-2</sup>
Basáltica	25/50	Extremadamente cúbica	1900-2200	2,5·10 <sup>-2</sup>
Calcárea	25/50	Extremadamente plana	1600-2000	4,5·10 <sup>-2</sup>
Basáltica	25/50	Extremadamente plana	1200-1400	4,5·10 <sup>-2</sup>

Uno de los primeros ajustes del asiento del balasto con el paso del tráfico, a partir de resultados de laboratorio, fue el propuesto en 1961 por Schultze y Cofseld en el Congreso de Mecánica del Suelo de París. Concretamente se trataba de una relación entre la deformación unitaria del balasto ( $\varepsilon$ ) y la presión aplicada ( $p$ ) mediante la ecuación:

$$\varepsilon = a \cdot p^k \quad \text{(e-5.26)}$$

donde  $a$  y  $k$  eran factores que tenían en cuenta los ciclos de carga y, el primero además, la influencia de la porosidad inicial. Sin embargo, esta ecuación no tuvo demasiada repercusión.

En 1969, el Laboratorio de Derby de la British Rail (BR), en el marco del Comité D-71 ORE, estudió en profundidad la influencia de la porosidad de la capa de balasto en su deformación. Los ensayos practicados con una prensa triaxial permitieron ajustar la siguiente expresión matemática:

$$e_1 = K \cdot (100 \cdot n - 38,5) \cdot (\sigma_1 - \sigma_2)^\alpha \quad \text{(e-5.27)}$$

donde:

$K$  es un factor de ajuste;

$e_1$  es la deformación permanente correspondiente al primer ciclo de carga;

$n$  es la porosidad inicial;

$\sigma_1$  es la tensión principal aplicada al balasto en la célula triaxial;

$\sigma_2$  es la tensión de confinamiento lateral en la célula triaxial; y

$\alpha$  es un exponente que adopta valores comprendidos entre 1 y 2 cuando las tensiones son reducidas, y entre 3 y 4 para tensiones elevadas.

Los mencionados ensayos de Derby establecieron también la relación entre la deformación permanente correspondiente al  $N$ -ésimo ciclo de carga ( $e_N$ ) y la ocasionada por el primer ciclo ( $e_1$ ):

$$e_N = e_1 \cdot (1 + 0,2 \cdot \log N) \quad (\text{e-5.28})$$

Admitiendo la validez de las ecuaciones de Prud'Homme para el cálculo de las sobrecargas dinámicas (ecuaciones 5.7, 5.8 y 5.12), se definió posteriormente un coeficiente de fatiga de la vía ( $K_f$ ) representativo del deterioro causado por una carga determinada (Alias y Valdés, 1990):

$$K_f = Q_N^3 \cdot \left[ 1 + 3 \cdot \left( \frac{\sigma}{Q_N} \right)^2 \right] \quad (\text{e-5.29})$$

donde:

$Q_N$  es la carga nominal por rueda en t; y

$\sigma$  es la desviación estándar de las sobrecargas dinámicas debidas a las masas suspendidas y a las no suspendidas.

Aplicando esta expresión a distintos vehículos convencionales de los ferrocarriles italianos, Pandolfo en 1977 obtuvo los resultados que se resumen en la tabla 5.5.

Alias y Valdés en 1990 usaron este mismo criterio para comparar la agresividad del TGV respecto a los vehículos convencionales. A modo de ejemplo, se puede citar que el valor de  $K_f$  correspondiente al TGV, circulando a 300 km/h sobre una línea clásica, es un 51% del valor relativo a la locomotora BB 9100 de la SNCF circulando a 200 km/h. Cuando el TGV circula por la vía de la LGV Sud-Est, el mencionado porcentaje se reduce al 44%.

Tabla 5.5. Variaciones del coeficiente de fatiga  $K_f$  asociado a distintos vehículos de los ferrocarriles italianos. Fuente: López Pita (1998b).

Tipo de vehículo	Carga por eje (t)	Velocidad de circulación (km/h)	Índice relativo de $K_f$
Vagón viejo	20,0	70	1,152
Vagón moderno de ejes	20,0	100	1,097
	20,0	120	1,120
Vagón moderno de bogies	20,0	100	1,051
	20,0	120	1,085
Coches de viajeros	13,0	140	0,222
	13,0	200	0,231
Locomotoras			
E428	20,0	100	1,188
E646	18,5	140	0,835

E444	20,0	180	1,055
E444	20,0	200	1,068
Automotor eléctrico Ale 601	17,0	200	0,640
	17,0	220	0,660

En relación con las ecuaciones de asiento, la continuación de trabajos experimentales permitió introducir nuevos parámetros definitorios. En el mismo laboratorio de Derby anteriormente mencionado, se realizaron ensayos en un tramo de vía de 15 m de longitud, donde mediante un vehículo especialmente diseñado se reproducían sucesivas aplicaciones de carga. El resultado de estas pruebas desembocó en la fórmula presentada por Pennycook en 1976:

$$S = 0,113 \cdot (0,308 \cdot P - 0,84) \cdot L^{0,207} \cdot N^{0,183} \quad (\text{e-5.30})$$

donde:

S es el asiento de vía en mm;

P es la carga por eje en t;

L es la elevación que se le da a la vía en las operaciones de conservación en mm; y

N es el número de ciclos de carga.

Es destacable en esta fórmula la introducción de una variable representativa del levante dado a la vía en las operaciones de corrección. Es razonable que estas operaciones, aparte de su efecto correctivo, produzcan una cierta aceleración del proceso de asiento como consecuencia de un mayor desgaste de los áridos, al actuar los bates de la maquinaria, y de una menor estabilidad del balasto incorporado para elevar la vía.

Por otra parte, desde la Universidad Técnica de Munich, se procedió a ensayar, mediante una prensa especial (**figura 5.19**), un sistema bicapa formado por grava y balasto bajo la acción de cargas repetidas. Este ensayo reproducía más fielmente las condiciones reales de la vía en comparación con el ensayo triaxial. La expresión deducida por Henn a partir de estos trabajos fue la siguiente:

$$S = 1,47 + 3,8 \cdot \sigma_b + 3,41 \cdot \sigma_b^{1,21} \cdot \log N \quad (\text{e-5.31})$$

donde:

S es el asiento de vía en mm;

$\sigma_b$  es la tensión aplicada sobre la capa de balasto (N/mm<sup>2</sup>); y

N es el número de ciclos de carga.

En esta ecuación, a diferencia de la establecida por Pennycook, se manifiesta la influencia de la velocidad a través del cálculo de la tensión sobre el balasto, que depende a su vez de las cargas dinámicas, ligadas como ya se ha visto con la velocidad. Asimismo, los dos primeros términos están relacionados con la fase de consolidación inicial de la vía, mientras que el tercero corresponde al asiento posterior.

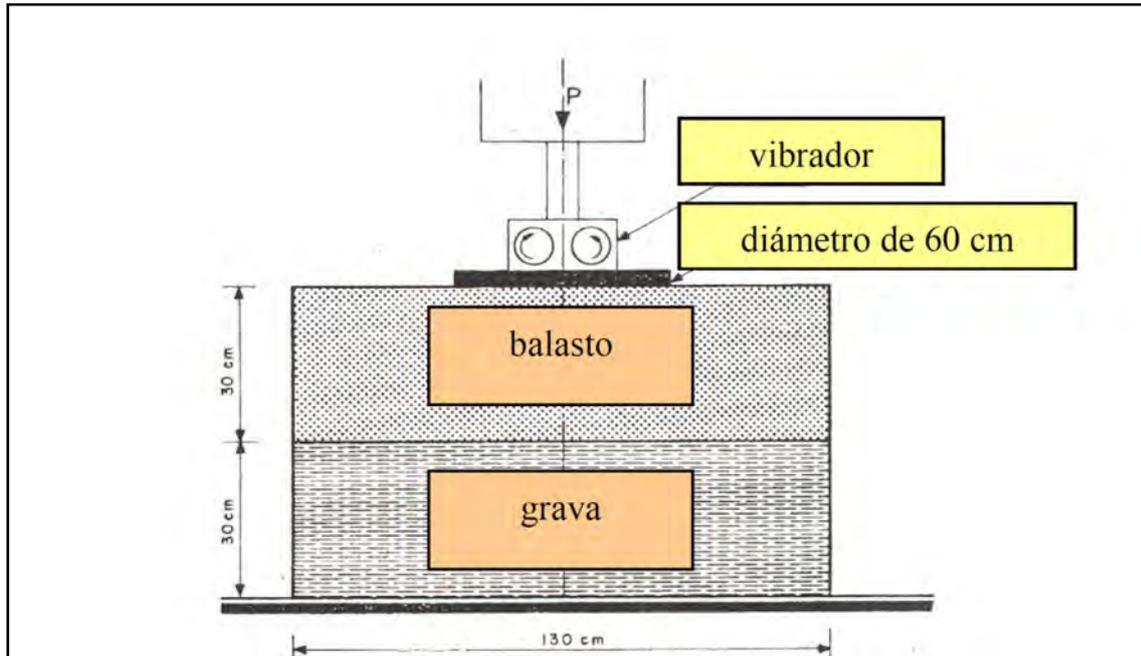


Figura 5.19.- Prensa utilizada en los ensayos llevados a cabo por Henn en la Universidad Técnica de Munich para modelizar el asiento de la vía. Fuente: López Pita (1981).

Si se comparan las expresiones de Pennycook y Henn resulta que la segunda conduce a unos resultados manifiestamente inferiores a los deducidos a través de la primera. Ello se debe fundamentalmente a que el ensayo en que se basa Henn solamente recoge el efecto asociado a una traviesa aislada, cuando en realidad la propia onda de levante, que se genera en el carril a ambos lados del punto de aplicación de una carga, ocasiona un fuerte impacto de la traviesa contra el balasto según se produce el desplazamiento de dicha carga.

Siguiendo la línea trazada por las investigaciones de Pennycook, Shenton en 1985 publicó una serie de conclusiones respecto a los ensayos que había realizado en el banco de pruebas del laboratorio de Derby. De forma sinóptica estableció los siguientes enunciados:

- ❖ En los ensayos efectuados a velocidades bajas, el asiento de la capa de balasto es directamente proporcional a la carga por eje, lo que coincide con los resultados obtenidos en ensayos triaxiales. Sin embargo, la experiencia en las líneas comerciales no puede confirmar esta suposición.
- ❖ Sólo tienen influencia en el asiento del balasto las cargas más pesadas; las que se hallan por debajo del 50% de la carga máxima no tienen influencia. Este hecho es cierto incluso cuando las cargas pequeñas suponen un porcentaje muy elevado del número de ciclos (concretamente, se garantiza la bondad de la afirmación hasta el 90%).
- ❖ La carga equivalente ( $P_e$ ) a un conjunto de cargas aplicadas sucesivamente sobre la vía se puede obtener mediante la siguiente expresión:

$$P_e = \left( \frac{\sum P_i^5 \cdot N_i}{\sum N_i} \right)^{0,2} \quad (\text{e-5.32})$$

siendo:

$P_i$  la carga por eje; y

$N_i$  el número de ejes.

A partir de esa carga equivalente, se define la siguiente ley de deterioro:

$$S = K_s \cdot \frac{P_e}{20} \cdot [(0,69 + 0,028 \cdot L) \cdot N^{0,2} + 2,7 \cdot 10^{-6} \cdot N] \quad (\text{e-5.33})$$

donde:

S es el asiento de la vía en mm;

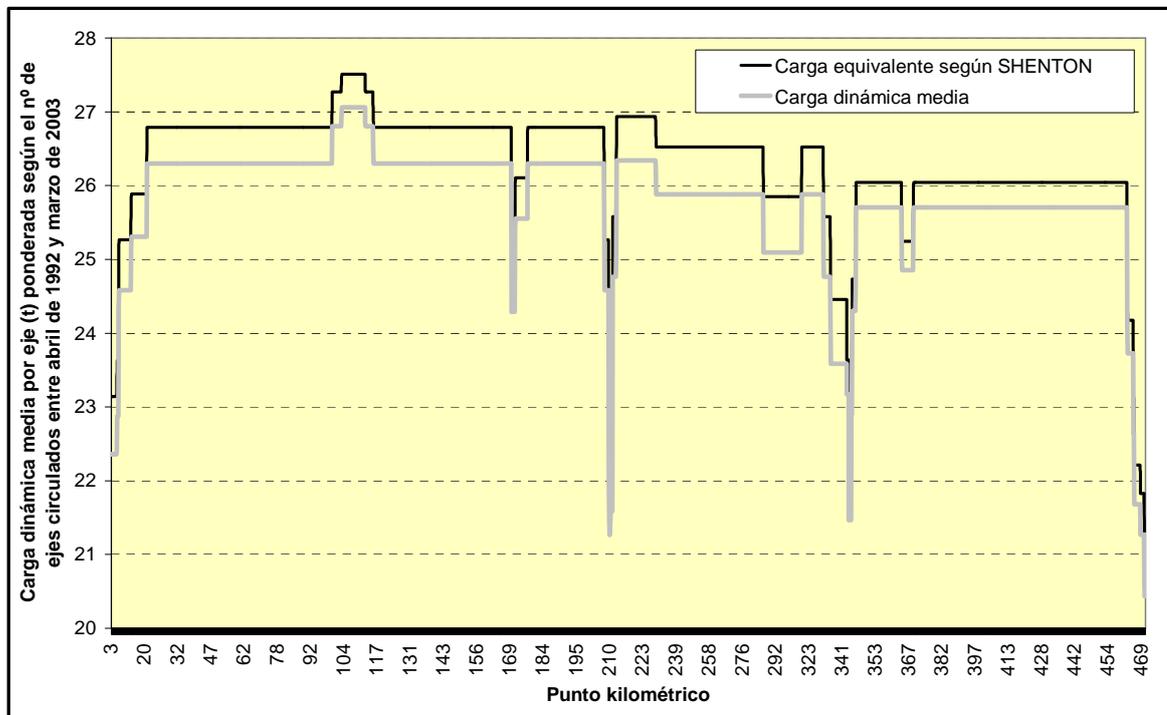
$K_s$  es un factor dependiente de las características del sistema balasto-plataforma que para el tipo de vía usado por la BR es equivalente a 1;

L es el levante dado en el proceso de nivelación y bateo en mm;

N es el número de ejes que han circulado por la línea; y

$P_e$  es la carga por eje en t.

La ecuación 5.33 aportada por Shenton recoge en su primer término el movimiento de la capa de balasto inmediatamente después de la nivelación y el bateo de la vía; y en su segundo término el asiento residual de la vía a partir de un millón de ciclos. Hay que destacar la relevancia de la fórmula de la carga equivalente, que es un parámetro ampliamente utilizado por la literatura técnica. Precisamente en la **figura 5.20** se ha calculado la distribución, a lo largo de la línea del AVE Madrid – Sevilla, de la carga dinámica media por eje (resultado de hacer el promedio aritmético de todos los ejes que han utilizado la línea) y de la carga equivalente por eje según Shenton.



*Figura 5.20.- Distribución de la carga dinámica a lo largo de la línea del AVE Madrid – Sevilla, considerando una rigidez constante de la vía de 15 t/mm. Fuente: elaboración propia.*

En el cálculo del gráfico anterior se ha supuesto una rigidez de 15 t/mm, que corresponde al valor intermedio definido en el apartado 4.4.1. para vía sobre plataforma natural. La carga dinámica ha sido calculada de acuerdo con la expresión de Prud'Homme. Bajo esta hipótesis, se puede ver en la **figura 5.21** la variación de la carga dinámica equivalente en términos relativos al tramo de la base de Mora<sup>4</sup> donde se circula a 270 km/h. Según el gráfico, resulta que entre Córdoba y Sevilla, circulando a 250 km/h, la carga equivalente es un 97% de la correspondiente al tramo entre Madrid y Ciudad Real, circulando a 270 km/h. Por contra, el tramo en que se alcanzan los 300 km/h supone un incremento del 3%.

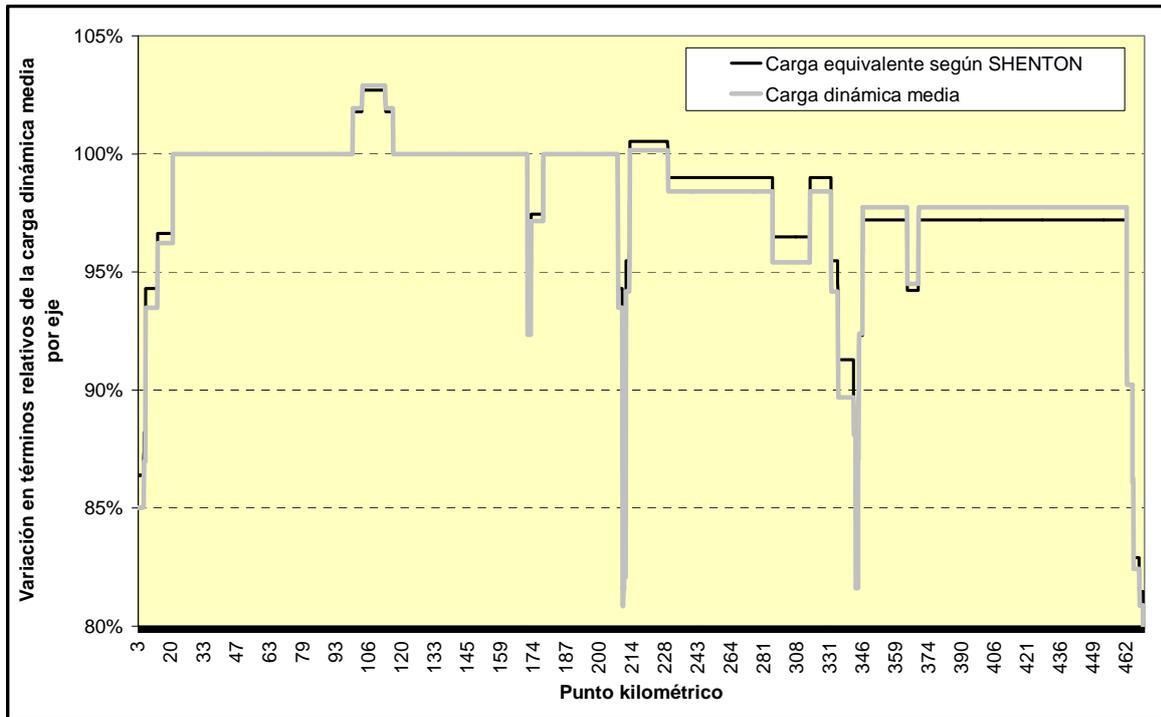


Figura 5.21.- Variación relativa de la carga dinámica a lo largo de la línea del AVE Madrid – Sevilla, considerando una rigidez constante de la vía de 15 t/mm. Fuente: elaboración propia.

Finalmente, en lo que se refiere a este sub-apartado, deben destacarse también las leyes de asiento obtenidas por Selig en 1981, del tramo de pruebas sito en Colorado. A diferencia de los estudios anteriores, este autor deduce leyes para la capa de balasto, la de sub-balasto y la plataforma:

$$S_{\text{vía}} = S_b + S_s + S_p \tag{e-5.34}$$

donde:

$$S_b = 0,026 \cdot h_b \cdot T^{0,21} \tag{e-5.35}$$

$$S_s = 0,017 \cdot h_s \cdot T^{0,16} \tag{e-5.36}$$

$$S_p = 1,4 \cdot T^{0,52} \tag{e-5.37}$$

<sup>4</sup> La identificación de las estaciones y de los tramos correspondientes a las bases de mantenimiento de la línea del AVE Madrid – Sevilla aparecen de forma explícita y detallada en el **capítulo 6**.

siendo:

- $S_{vía}$  el asiento total de la vía en mm;
- $S_b$  el asiento total de la capa de balasto en mm;
- $S_s$  el asiento total de la capa de sub-balasto en mm;
- $S_p$  el asiento total de la plataforma en mm;
- $h_b$  el espesor de la capa de balasto en mm;
- $h_s$  el espesor de la capa de sub-balasto en mm; y
- T el tráfico en millones de toneladas brutas.

La evaluación de estas fórmulas en cualquier caso pone en evidencia la mayor magnitud del asiento de la capa de balasto en detrimento del sub-balasto y especialmente de la plataforma, como ya se había apuntado anteriormente.

### **5.3.3. Ensayos de laboratorio basados en modelos a escala reducida**

A pesar de la gran difusión y aceptación de las ecuaciones expuestas por Shenton, Hettler en 1986 planteó una nueva expresión semejante a la que definió la ORE en 1969, amparándose en los resultados experimentales obtenidos de ensayos a escala 1/3 sobre 8 traviesas. Dicha expresión es la siguiente:

$$e_N = e_1 \cdot (1 + c_a \cdot \ln N) \quad (\text{e-5.38})$$

donde:

- $e_N$  es la deformación plástica del balasto en mm, después de N ciclos de carga;
- $c_a$  es una constante de proporcionalidad comprendida entre 0,25 y 0,55;
- N es el número de ciclos de carga; y
- $e_1$  es la deformación plástica del balasto en mm, después del primer ciclo de carga y se calcula de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$e_1 = c_e \cdot F^\alpha \quad (\text{e-5.39})$$

siendo:

- $c_e$  es un factor de escala equivalente a  $9,5 \cdot 10^{-4} \text{ mm/kN}^{1,6}$ ;
- F es la fuerza vertical transmitida por la traviesa al balasto en kN; y
- $\alpha$  es un exponente que habitualmente adopta el valor de 1,6.

Los ensayos de laboratorio a escala reducida han tenido desde entonces una creciente proliferación auspiciada por su concordancia con otros resultados ya existentes y por la identificación fidedigna del comportamiento de las partículas de balasto. En este sentido, los trabajos publicados por Sato en 1989 o, sobre todo, la deducción de la “Ley de Microbalasto” aportada por Guérin desde 1996 son referentes de esta línea de trabajo. Concretamente, esta última ley se basa en ensayos realizados sobre modelos a escala 1/3 (como en el caso de Hettler), donde se evalúa el asiento de la vía en función de la deformación elástica que experimenta el sistema balasto-plataforma durante un ciclo de carga. La expresión matemática es la siguiente:

$$\frac{d(e_{\text{balasto}})}{dN} = \eta \cdot (e_{\text{elástica}})^\mu \quad (\text{e-5.40})$$

donde:

$e_{\text{balasto}}$  es la deformación permanente de la capa de balasto;

$N$  es el número de ciclos de carga;

$e_{\text{elástica}}$  es la deformación elástica que experimenta el sistema balasto-plataforma durante un ciclo de carga; y

$\eta$  y  $\mu$  son parámetros de ajuste que, de acuerdo con la calibración hecha utilizando las cargas asociadas a un TGV, adoptan los valores  $1,437 \cdot 10^{-6}$  mm/ciclo y 2,51, respectivamente (Guérin et al., 1999).

Cabe comentar que a partir de estos ensayos se considera que el asiento del balasto se debe fundamentalmente a las partículas que se encuentran en la parte superior de la capa, a una profundidad no superior a 100 mm. En la parte inferior, ocurre que las partículas experimentan movimientos infinitesimales cuando se aplica una carga a la vía, y retoman su posición inicial cuando desaparece dicha carga, como consecuencia del confinamiento a que se hallan sometidas (Guérin et al., 1999).

Desde los ferrocarriles japoneses se ha perseverado en esta línea de investigación, a través sobre todo de ensayos que utilizan cargas móviles que se desplazan a lo largo de un tramo de vía. Ishikawa y Sekine (2002) han publicado resultados de unas pruebas de laboratorio de este tipo en las que se ha evaluado la influencia de la granulometría del balasto en el asiento de la vía. El ensayo ha consistido en un banco de pruebas a escala 1/5 dotado de distintas células de carga y transductores para medir desplazamientos (**figura 5.22**). Merece destacarse el gráfico representativo de las partículas de balasto (**figura 5.23**), que confirma en gran medida lo apuntado por Guérin et al. (1999).

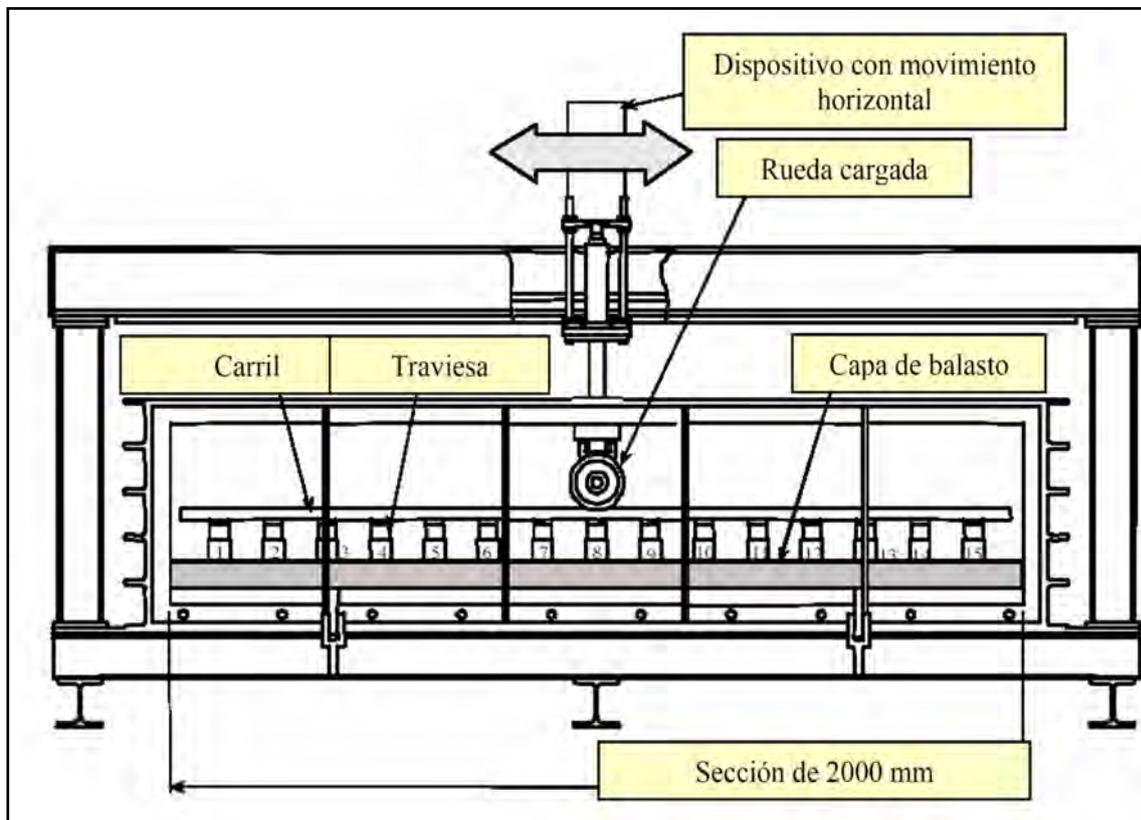


Figura 5.22.- Esquema del ensayo de aplicación de carga móvil en un banco de pruebas a escala 1/5. Fuente: Ishikawa y Sekine (2002).

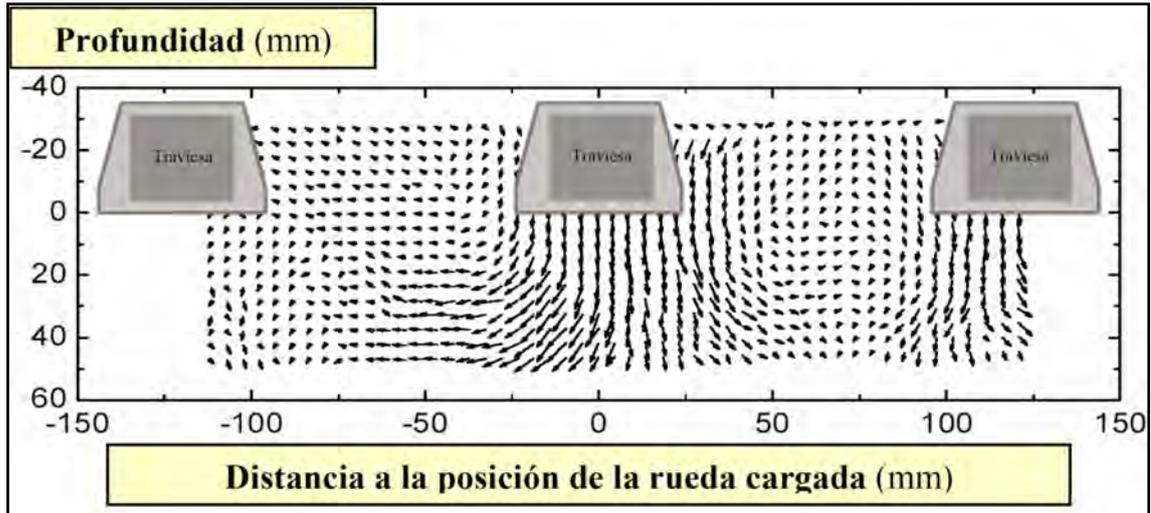


Figura 5.23.- Movimiento de las partículas de balasto cuando se aplica una carga móvil vertical sobre la vía en el banco de pruebas a escala 1/5. Fuente: Ishikawa y Sekine (2002).

#### 5.3.4. Resumen de las leyes de deterioro de la calidad geométrica de la vía y reflexiones para su extrapolación a la alta velocidad

En la tabla 5.6, se presentan sinópticamente leyes de asiento en función del tráfico, la carga por eje o la velocidad de circulación, recogidas por López Pita (1984a) y Teixeira (2003). El listado no pretende ser exhaustivo, sino representativo de la dispersión existente y de los márgenes establecidos de forma general por la literatura técnica.

Tabla 5.6. Influencia de las características del tráfico en el deterioro de la calidad geométrica de la vía según diversos autores. Fuente: López Pita (1984a) y Teixeira (2003).

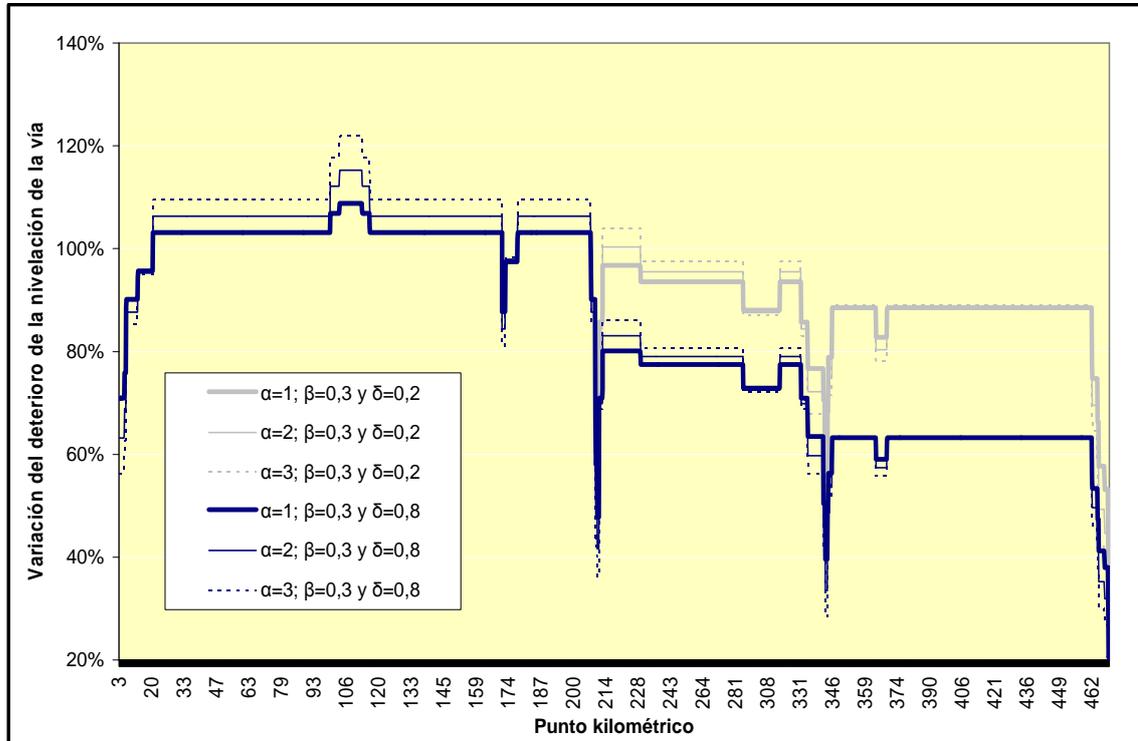
AUTOR	Influencia del peso por eje $(P_i/P_j)^\alpha$ VALOR DE $\alpha$	Influencia de la velocidad $(v_i/v_j)^\beta$ VALOR DE $\beta$	Influencia del tráfico $(T_i/T_j)^\delta$ VALOR DE $\delta$
Leyes de asiento			
Ficha UIC 715 (1963/1979)	$1,6 < \alpha < 1,7$ , si $16 < P < 21$ t $\alpha \approx 1,2$ , si $21 < P < 23$ t	0,6	0,18 a 0,20
Comité D-71 (1970)	1 a 3	---	---
McCullough (1972)	1	---	0,43

Comité D-117 (1972/1975)	1	---	---
Hyland (1974)	0,4	0,33	---
Andreyev (1974)	1	0,3 a 0,4	0,75
Pennycook (1976)	1	---	0,18
Sugiyama (1979)	---	0,98	0,31
Henn (1980)	1,21	---	---
Janin (1982)	1	---	0,25
Sato (1982)	---	0,38 para $110 < v < 160$ km/h 0,86 para $160 < v < 210$ km/h	---
Hettler (1986)	1,6 0,85	Asiento en vías convencionales Asiento en líneas de alta velocidad	
Ishida et al. (2002)	2	Asiento del balasto y de la vía (mediciones en vías convencionales)	
Bruni et al. (2002)	0,85	---	

Utilizando los criterios de la tabla 5.6, se han representado en la **figura 5.24** las variaciones porcentuales relativas del deterioro de la vía en la línea del AVE Madrid – Sevilla, en función de la carga dinámica por eje, la velocidad de circulación y el volumen de tráfico. Concretamente se ha tomado una carga dinámica equivalente ( $P_e$ ), de acuerdo con la ecuación de Shenton.

La dispersión que se constata en la literatura técnica es fiel reflejo de las variaciones que se producen en la vía y que no pueden ser descritas íntegramente mediante los parámetros explicativos que han sido escogidos. En este sentido, se puede aportar la

experiencia de los trabajos del Comité D-161 ORE publicados en 1988: el esfuerzo por determinar factores, mediante regresión lineal múltiple, que pudieran influir en las variaciones de deterioro de la nivelación longitudinal, bajo diferentes condiciones de la vía y del tráfico, resultó infructuoso.



*Figura 5.24.- Variaciones del deterioro de la calidad geométrica de la vía, en la línea del AVE Madrid – Sevilla, de acuerdo con los criterios expuestos en la tabla 5.6, considerando una rigidez constante de la vía de 15 t/mm. Fuente: elaboración propia.*

Consecuentemente, se hace necesario considerar otras características de la vía que inciden de forma notable en el deterioro de su calidad geométrica: una de ellas es sin duda la rigidez de la vía. Prud'Homme, en su formulación de 1970 para evaluar las cargas dinámicas, ya resaltaba el papel preponderante de este factor, como se ha expuesto al inicio de este capítulo. Si se asume la hipótesis de que la línea del AVE Madrid – Sevilla tiene una vía con una rigidez vertical de 15 t/mm sobre plataforma natural, de 28 t/mm sobre grandes obras de fábrica en las que el balasto se apoya sobre hormigón (viaductos, puentes y túneles), y de 22 t/mm sobre pequeñas obras de fábrica (pasos inferiores, pontones, marcos, alcantarillas, tubos y sifones), y se valoran las cargas dinámicas de acuerdo con la expresión de Prud'Homme, el diagrama de la carga equivalente, como aparece en la **figura 5.25**, presenta entonces una serie de incrementos discontinuos de gran magnitud respecto a lo reflejado en la **figura 5.20**.

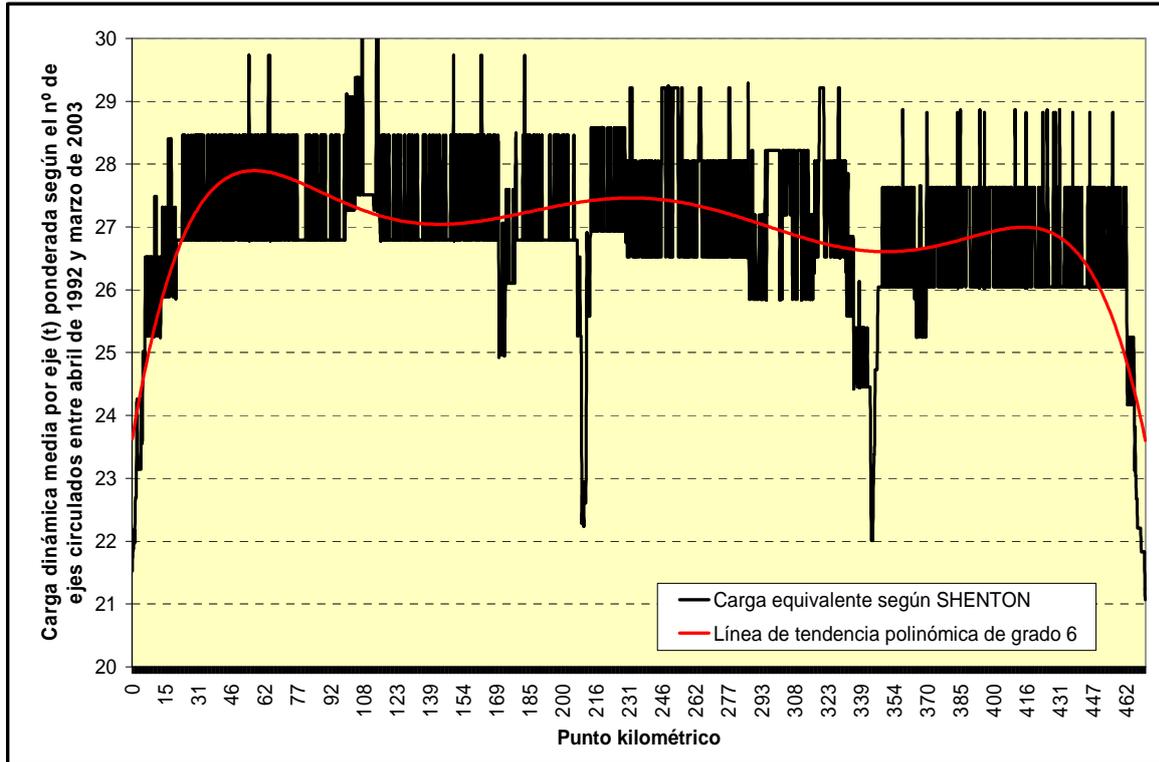


Figura 5.25.- Distribución de la carga dinámica a lo largo de la línea del AVE Madrid – Sevilla, considerando una rigidez variable de la vía en función de la presencia de obras de fábrica. Fuente: elaboración propia.

Ciertamente, estos resultados tienen un carácter aproximado puesto que no parten de valores de rigidez medidos efectivamente sobre la vía a lo largo de toda la línea, sino de unas estimaciones justificadas en el capítulo 4. En cualquier caso, merece destacarse la elevada variabilidad de las cargas dinámicas, lo que sin duda ha de contribuir a una elevada dispersión en el momento en que se relacionan necesidades de mantenimiento con velocidad de circulación, tráfico y carga por eje. En el Anejo I se analiza con mayor detalle la distribución de las cargas dinámicas a lo largo de la línea del AVE Madrid – Sevilla, considerando también las sobrecargas debidas a la circulación en curva.

En cualquier caso, la consideración de diferentes valores de rigidez vertical en función del tipo de infraestructura es un elemento clave en este trabajo para justificar las distribuciones del deterioro de la calidad geométrica de la vía (Anejo II) en la línea objeto de estudio.

## 5.4. FORMULACIÓN DE LOS COSTES DE MANTENIMIENTO DE VÍA

### 5.4.1. Estudios generales

Con la voluntad de poder precisar los costes de mantenimiento, el Comité D-141 ORE propuso en 1982 la siguiente expresión –idéntica a la utilizada en la evaluación del desgaste de los carriles– para cuantificar el deterioro de la vía (E) causado por el tráfico:

$$E(T) - E_0 = k_E \cdot P_D^\alpha \cdot T^\beta \cdot v^\gamma \quad (\text{e-5.41})$$

donde:

E(T) es el deterioro de la vía para un tráfico T, con una velocidad v y una carga dinámica por eje  $P_D$ ;

$E_0$  es el deterioro inicial de la vía;

$k_E$  es una constante de proporcionalidad; y

los exponentes  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\gamma$  son coeficientes positivos, que toman respectivamente los valores de 3, 1 y 3.

A partir de la expresión anterior, resulta que el coste de conservación de la vía ( $C_{vía}$ ) por unidad de tráfico es:

$$C_{vía} = k_c \cdot \left( \frac{1}{T} \right) = k_c \cdot \left( \frac{k_E^{\frac{1}{\beta}} \cdot P_D^{\frac{\alpha}{\beta}} \cdot v^{\frac{\gamma}{\beta}}}{[E(T) - E_0]^{\frac{1}{\beta}}} \right) \quad (\text{e-5.42})$$

Esta ley contrasta con la ley defendida por Eisenmann (1991) deducida a partir de múltiples ensayos realizados en líneas alemanas. Concretamente, estudiando los intervalos entre operaciones de bateo de vía establece que los costes de mantenimiento de la calidad geométrica del camino de rodadura dependen de la tensión de compresión a que se halla sometido el balasto elevada a un cierto exponente:

$$C_{vía} = f[(\sigma_b)^\xi] \quad (\text{e-5.43})$$

donde:

$C_{vía}$  es el coste de conservación de la vía por unidad de tráfico;

$\sigma_b$  es la tensión que ejercen las traviesas sobre el balasto; y

$\xi$  es un determinado exponente.

El valor de  $\xi$ , según el propio Eisenmann, puede oscilar entre 2 (“Regla de la 2ª potencia”), correspondiente a las previsiones más optimistas frente a un aumento de las solicitaciones dinámicas sobre la vía, y 4 (“Regla de la 4ª potencia”), correspondiente a las previsiones más estrictas. De esta manera, a título ilustrativo, el empleo de carril UIC 60 en lugar del UIC 54 en las líneas de alta velocidad permite, a igualdad de los restantes parámetros de la vía y de las condiciones de tráfico soportadas, una reducción comprendida entre el 12,4% y el 23,2%.

En efecto, la inercia del carril UIC 60 es de 3055 cm<sup>4</sup> y la del carril UIC 54 es de 2346 cm<sup>4</sup>. A partir de la ecuación 5.23, resulta que al utilizar el carril UIC 60 las tensiones quedan reducidas a un 93,6% de las tensiones originales. Luego el coste de mantenimiento de la vía deducido cuando se utiliza el carril más pesado es el 87,6% (0,936<sup>2</sup>) o el 76,8% (0,936<sup>4</sup>) del coste original, según las leyes de la 2ª y la 4ª potencia respectivamente.

En las líneas de alta velocidad, partiendo de la suposición de que la calidad geométrica del camino de rodadura se encuentra bajo unos estándares muy estrictos, López Pita (2003) estima que los costes de mantenimiento de la geometría de la vía dependen de la tensión en el balasto elevada a un exponente comprendido entre 1 y 2. La “Regla de la 4ª potencia”, sugerida por Eisenmann, sólo se puede justificar desde la elevada rigidez de las líneas que fueron evaluadas en sus estudios.

En relación con la influencia que ejerce la rigidez vertical de la vía, debe citarse la expresión deducida por Sato (1997a), en la que se cuantifican los costes de mantenimiento en términos relativos, teniendo en cuenta el valor del mencionado parámetro:

$$C_m = K_{vía} \cdot v_{máx} \cdot \sum_i P_i^2 \cdot \zeta_i \cdot v_i \cdot \sqrt{1 + \zeta_i^2 \cdot v_i^2} \quad (\text{e-5.44})$$

siendo:

$$\zeta_i = \frac{2}{P_i} \cdot \sqrt{\frac{A}{\pi \cdot g} \cdot \frac{m_i}{2} \cdot K_T \cdot (1 + Q_i)} \quad (\text{e-5.45})$$

$$Q_i = \frac{\sqrt{\frac{K_T \cdot m_i}{2 \cdot g}}}{C_T} \quad (\text{e-5.46})$$

donde:

$C_m$  es el coste de mantenimiento;

$K_{via}$  es un factor de proporcionalidad que depende de las características de la vía;

$v_{m\acute{a}x}$  es la velocidad máxima de circulación;

$P_i$  es la carga por eje del tren  $i$ ;

$v_i$  es la velocidad del tren  $i$ ;

$A$  es un coeficiente representativo de la rugosidad del carril;

$g$  es la aceleración de la gravedad;

$m_i$  es la masa no suspendida por eje;

$K_T$  es la rigidez de la vía por carril; y

$C_T$  es un coeficiente representativo de los trabajos de bateo sobre la vía.

Sin embargo, no solamente la rigidez vertical de la vía en términos absolutos es vinculante al deterioro de la calidad geométrica, sino que su variación relativa implica modificaciones importantes de la distribución de tensiones en el balasto (López Pita, 2002c). En este sentido, se debe reseñar la aplicación del cálculo informático mediante métodos numéricos. A mediados de los años 60, los primeros estudios de este tipo, encaminados a determinar el comportamiento del sistema balasto-plataforma, se basaron en el modelo de espacio semi-infinito de Boussinesq (Estradé y López Pita, 1993). Más adelante, en 1974, Eisenmann propuso simplificar el sistema balasto-plataforma mediante un modelo de dos o tres capas, siguiendo un esquema ya utilizado en el dimensionamiento de firmes de carretera.

Con carácter sinóptico, en la tabla 5.7 se resumen las principales fórmulas de costes de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía, en su mayoría descritas en este apartado.

Tabla 5.7. Influencia de las características del tráfico en los costes de mantenimiento de la vía según diversos autores. Fuente: elaboración propia a partir de Teixeira (2003).

AUTOR	Influencia del peso por eje $(P/P_i)^\alpha$ VALOR DE $\alpha$	Influencia de la velocidad $(v_i/v_j)^\beta$ VALOR DE $\beta$	Influencia del tráfico $(T_i/T_j)^\delta$ VALOR DE $\delta$
Costes de mantenimiento			
Comité D-141 (1982)	3	3	1
Eisenmann (1991)	2 a 4	---	
Sato (1997)	2	1	--
López Pita (2000)	1 a 2	---	
Dahlberg (2001)	1 5	Para valores moderados de presión sobre el balasto Para valores muy elevados de presión sobre el balasto	

### 5.4.2. Experiencia recogida de las líneas convencionales y extrapolación a las líneas de alta velocidad

La ausencia de un conocimiento preciso acerca de la aparición de los defectos de nivelación y alineación en la vía condujeron a la recogida de datos de auscultación de distintas administraciones ferroviarias. En este contexto, el Comité D-117 ORE, buscando una relación entre el tráfico y el asiento de la vía, propuso en 1975 esta expresión, que tenía una gran concordancia con los datos recogidos en las líneas en explotación (**figura 5.26**):

$$S = a_1 + a_0 \cdot \log\left(\frac{T}{T_R}\right) \quad (\text{e-5.47})$$

donde:

S es el valor medio del asiento vertical de la vía después de un tráfico T;

$a_1$  y  $a_0$  son constantes de ajuste, estando relacionado el primero con el asiento inicial y el segundo con la velocidad de asiento de la vía; y

$T_R$  es un tráfico de referencia equivalente a  $2 \cdot 10^6$  t.

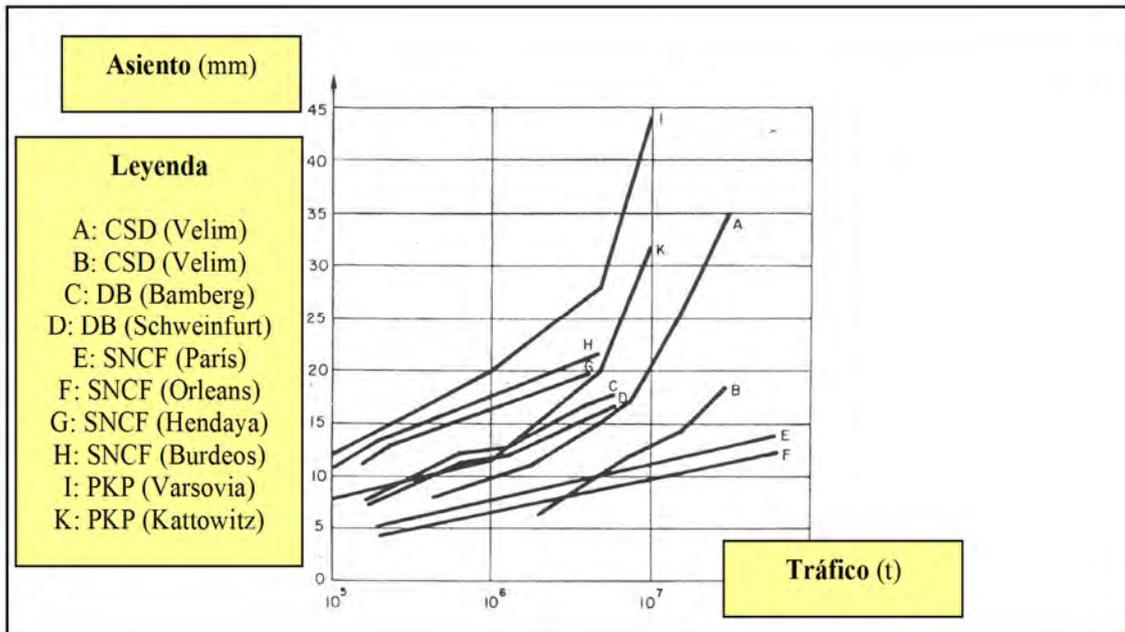


Figura 5.26.- Evolución del asiento medio de la vía con el tráfico según distintas administraciones ferroviarias (datos utilizados en la investigación del Comité D-117 ORE). Fuente: López Pita (1981).

De forma análoga, se dedujo que la desviación estándar del asiento de vía ( $\sigma_{\text{asiento}}$ ) –parámetro más representativo de los defectos de vía– se podía ajustar mediante la siguiente expresión:

$$\sigma_{\text{asiento}} = b_1 + b_0 \cdot \log\left(\frac{T}{T_R}\right) \quad (\text{e-5.48})$$

donde:

$b_1$  y  $b_0$  son constantes de ajuste, estando relacionada la primera con el asiento inicial y la segunda con la velocidad de deterioro de la vía (tabla 5.8).

Tabla 5.8. Valores de los coeficientes  $b_1$  y  $b_0$  de las ecuaciones 5.48 y 5.49. Fuente: López Pita (2002d).

PARÁMETRO	$b_1$	$b_0$
Nivelación longitudinal y transversal	0,5 a 2,5	0,1 a 0,50
Alineación	0,7 a 6,0	0,01 a 1,57
Alabeo	0,3 a 3,0	0,08 a 0,65
Ancho	0,8 a 2,2	0,03 a 0,45

Si se considera que  $\sigma_{\text{asiento}}^{\text{máx}}$  es la desviación máxima de los asientos de la vía que se puede admitir, entonces el tráfico  $T$  entre dos trabajos de intervención en la vía se obtiene de este modo:

$$T = T_R \cdot 10^{\frac{\sigma_{\text{asiento}}^{\text{máx}} - b_1}{b_0}} \quad (\text{e-5.49})$$

Conociendo los costes unitarios de cada trabajo de intervención, se pueden deducir entonces los costes de mantenimiento de vía para un determinado periodo de tiempo.

Ciertamente, la experiencia disponible hasta el momento parece aconsejar, en cuanto a la influencia del tráfico, una evolución de tipo logarítmico o incluso de tipo potencial. En este segundo caso, exponentes con valores próximos a 0,5 están avalados por la evolución de la calidad geométrica registrada en la LGV Sud – Est (**figura 5.27**), quedando en un segundo plano la propuesta de Esveld (2001) a favor de un comportamiento lineal en relación con el tráfico circulado o el tiempo entre operaciones consecutivas de mantenimiento. Estas leyes no se deben aplicar a la fase inicial de consolidación ni a la fase última de rotura de los materiales que conforman la superestructura de la vía (Estradé, 1989).

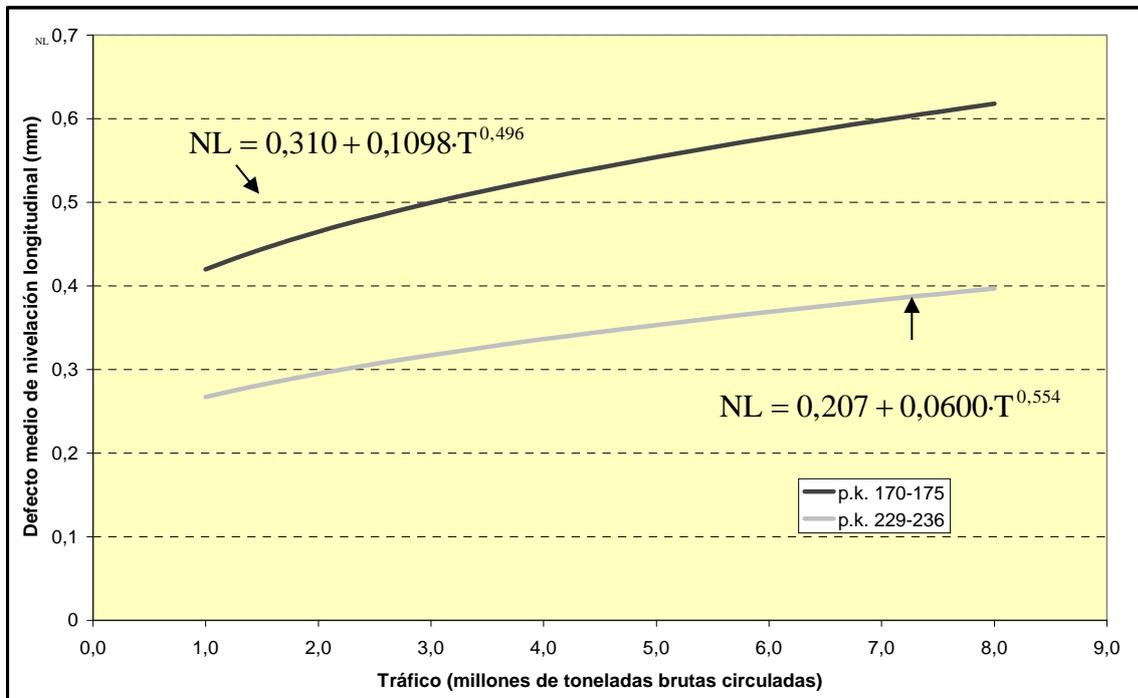


Figura 5.27.- Evolución de la nivelación longitudinal de la vía en función del tráfico en dos secciones de la LGV Sud – Est. Fuente: Jourdain (1991) en López Pita (1998b).

Bajo otro planteamiento, utilizando la teoría de Prud'Homme para evaluar las cargas dinámicas, Teixeira (2003) ha establecido la siguiente ley para evaluar los costes de mantenimiento de vía de una línea de alta velocidad:

$$\frac{(C_{vía})_i}{(C_{vía})_j} = \left( \frac{(Q_D)_i \cdot d_i \sqrt[3]{\frac{K_i}{E_i \cdot I_i}}}{(Q_D)_j \cdot d_j \sqrt[3]{\frac{K_j}{E_j \cdot I_j}}} \right)^\Phi \cdot \left( \frac{T_i}{T_j} \right)^\Gamma \cdot \left( \frac{(Q_{Dmáx})_i}{(Q_{Dmáx})_j} \right)^\Omega \quad (e-5.50)$$

donde:

$C_{vía}$  es el coste de mantenimiento de la vía debido a las actividades correctoras de su geometría;

$Q_D$  es la carga dinámica media o equivalente por rueda;

$Q_{Dmáx}$  es la carga dinámica máxima por rueda;

$d$  es la distancia entre traviesas;

$K$  es la rigidez de la vía;

$E$  es el módulo de elasticidad del carril;

$I$  es la inercia del carril;

$T$  es el tráfico acumulado soportado por la línea;

$\Phi$ ,  $\Gamma$  y  $\Omega$  son exponentes, cuyos valores propuestos son para el primero de 1 a 2; para el segundo 0,21; y finalmente para el tercero 1. El valor del exponente  $\Gamma$  está basado en los resultados de Selig y Waters (1994). Los subíndices  $i$  y  $j$  de cada parámetro corresponden a dos vías distintas.

La ecuación aportada por Teixeira explica adecuadamente la diferencia entre los costes de mantenimiento de las líneas francesas de alta velocidad y los costes de las líneas alemanas; diferencia que es atribuible, como ya indicaban otros autores (Eisenmann y Rump, 1997), a la mayor rigidez vertical de la vía de estas últimas.

De forma genérica, la investigación llevada a cabo recientemente desde la Universidad Técnica de Berlín (Holtendorff y Gerstberger, 2001), en relación con el deterioro causado por los trenes ICE en las líneas alemanas, pone de relieve que el asiento de la vía y, consecuentemente, los costes de mantenimiento dependen del logaritmo del número de ciclos de carga, de la tensión equivalente en el balasto como resultado de aplicar la fórmula de Shenton (1985), y de tres índices que están relacionados separadamente con los fenómenos de vibración, con la rigidez de la plataforma y con el desgaste de las partículas de balasto. Respecto a este último índice, se considera que el balasto experimenta cambios significativos en su comportamiento cuando alcanza entre un 50 y un 70% de degradación, definiéndose esta degradación, de acuerdo con el ERRI<sup>5</sup>, como el porcentaje de material que pasa el tamiz de 22,4 mm. De hecho es habitual que la renovación de balasto en las líneas de alta velocidad se realice antes de superar un 30% de degradación.

En cualquier caso, la dispersión de los datos de auscultación en tramos que aparentemente tienen las mismas características en cuanto a infraestructura, superestructura y tráfico invita a pensar en la necesidad de considerar nuevos parámetros descriptivos que permitan explicar la pérdida diferencial de la calidad geométrica de la vía. En esta línea se han planteado desde 1992, en el marco de la

---

<sup>5</sup> ERRI son las siglas de *European Rail Research Institute*.

Unión Europea, los programas de investigación de 3 años EUROBALT I y EUROBALT II (“*EUropean Research for an Optimised BALLasted Track*”). Los resultados deducidos de estos estudios destacan el papel predominante de la variación de la rigidez vertical de la vía –como ya destacó López Pita a finales de la década de los 70–; a partir de ellos se han podido realizar recomendaciones, aunque los modelos propuestos no pueden explicar todavía algunos aspectos de la realidad (por ejemplo, el comportamiento de la vía en su periodo inicial). El proyecto SUPERTRACK iniciado en 2002 pretende contribuir de forma decisiva en este punto a partir del conocimiento del comportamiento de la plataforma de vía en las líneas de alta velocidad.

### 5.5. EXPERIENCIA DE LA EVOLUCIÓN DEL DETERIORO DE LA VÍA Y DE LOS COSTES DE MANTENIMIENTO EN LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD EXISTENTES

Como consecuencia de todo lo comentado en este capítulo –especialmente en lo que se refiere a las acciones dinámicas que ejercen los vehículos de alta velocidad en comparación con los vehículos convencionales–, se ha obtenido una perfecta compatibilidad entre el mantenimiento de una vía sobre balasto y la explotación a alta velocidad económicamente factible.

Como se puede comprobar en las figuras 5.28 y 5.29, después de una fase inicial marcada por un deterioro acusado, la calidad de la vía se estabiliza, dándose la circunstancia de que los trabajos de mantenimiento se reducen.

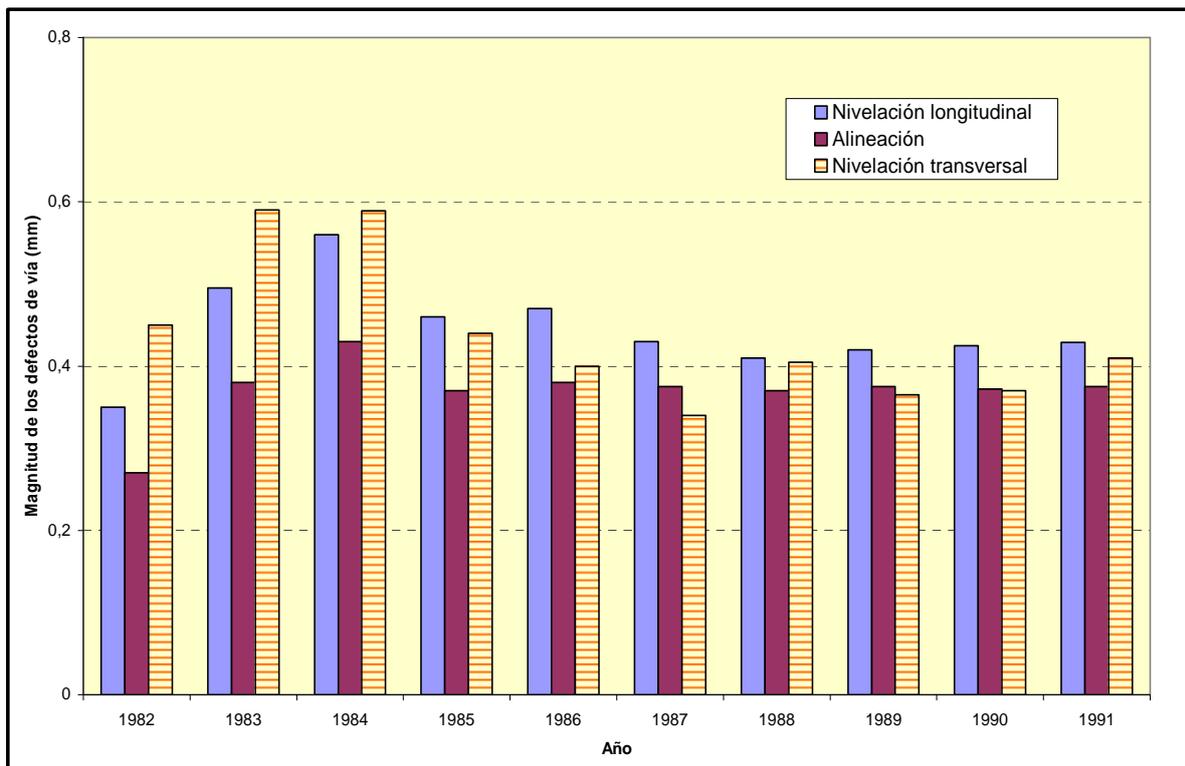
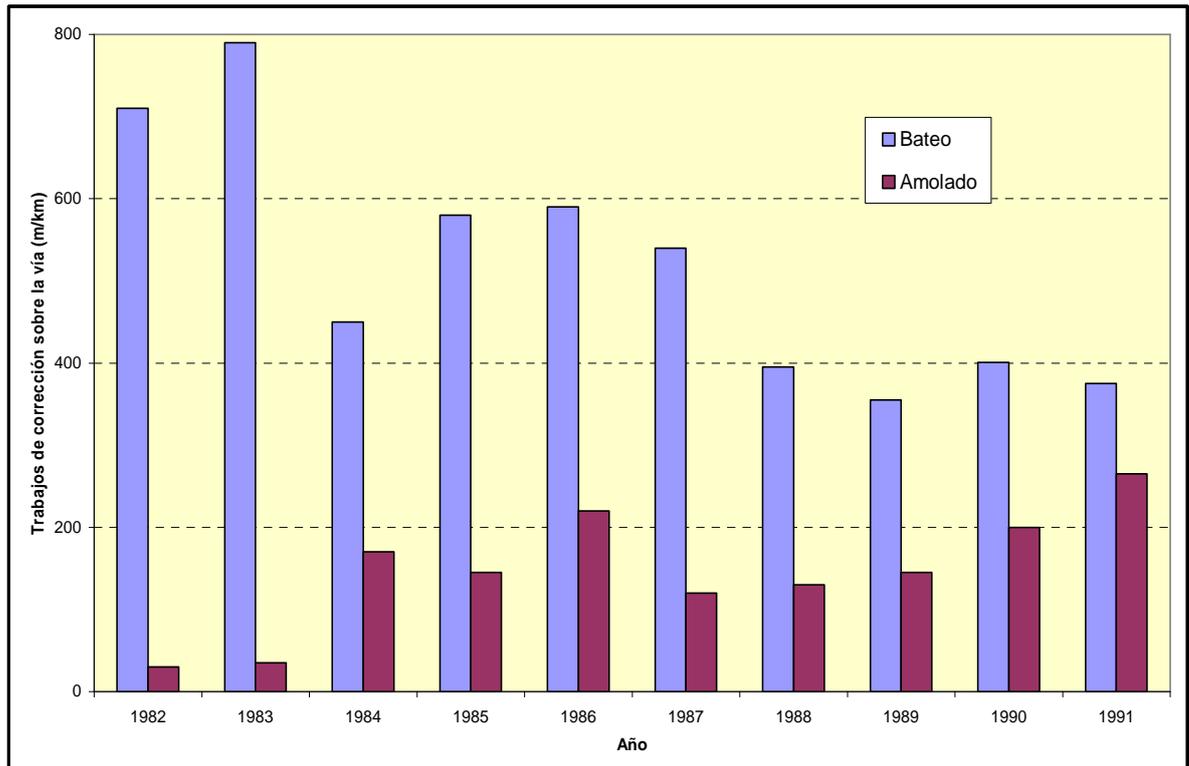


Figura 5.28.- Evolución de la calidad geométrica de la vía 1 de la LGV Sud – Est.  
Fuente: Berrin (1992).



*Figura 5.29.- Evolución de los trabajos de mantenimiento en la vía 1 de la LGV Sud – Est (longitud de vía afectada por trabajos/longitud de vía). Fuente: Berrin (1992).*

A título informativo, Berrin (1996) recoge el recuento de trabajos de mantenimiento llevados a cabo en las líneas francesas de alta velocidad en el año 1994 (**tabla 5.9**). Estos datos están en la misma línea respecto a los que aparecen en la **figura 5.29** anteriormente mostrada.

*Tabla 5.9. Recuento de trabajos de mantenimiento de vía (bateo y amolado) en las líneas francesas de alta velocidad durante el año 1994. Fuente: elaboración propia a partir de datos de Berrin (1996).*

LÍNEA	LGV Sud – Est	LGV Atlantique	LGV Nord Europe
Longitud de vía de la línea	2x410 km	2x280 km	2x332 km
Longitud amolada	165 km	55 km	90 km
Long. amolada/Long. línea	20%	10%	14%
Longitud bateada	425 km	225 km	265 km
Long. bateada/Long. línea	52%	40%	40%

La reflexión expuesta en relación con la línea francesa de alta velocidad es perfectamente extensible a la línea del AVE Madrid – Sevilla, a tenor tanto de la evolución de los registros de auscultación como de los trabajos de bateo requeridos para satisfacer las necesidades de mantenimiento.

Efectivamente, en las **figuras 5.30, 5.31 y 5.32** se muestran las tendencias percibidas en los resultados de la auscultación dinámica. Estos valores tienen una alta representatividad de la evolución de la calidad del camino de rodadura, por cuanto provienen de trabajos de auscultación realizados con una alta frecuencia (periodos de tiempo del orden de 3 a 4 semanas). En el capítulo 7 se analizan con mayor profundidad y se aportan más datos relevantes respecto a este tipo de auscultación. Simplemente se quiere poner de relieve en este apartado la tendencia claramente a la baja del número de puntos que superan los umbrales de vigilancia y que, por consiguiente, obligan a realizar trabajos de corrección sobre la vía.

Debe destacarse asimismo que dicha tendencia se produce a la vez que ha aumentado el número de circulaciones, tanto de ramas AVE como de trenes Talgo (véase la **figura 6.18** del capítulo 6); y además sin que se haya producido un aumento significativo de los trabajos de bateo. La razón de esta circunstancia cabe buscarla en la estabilización progresiva de la infraestructura, después de haber superado el periodo de juventud a que se hacía referencia al inicio de este capítulo.

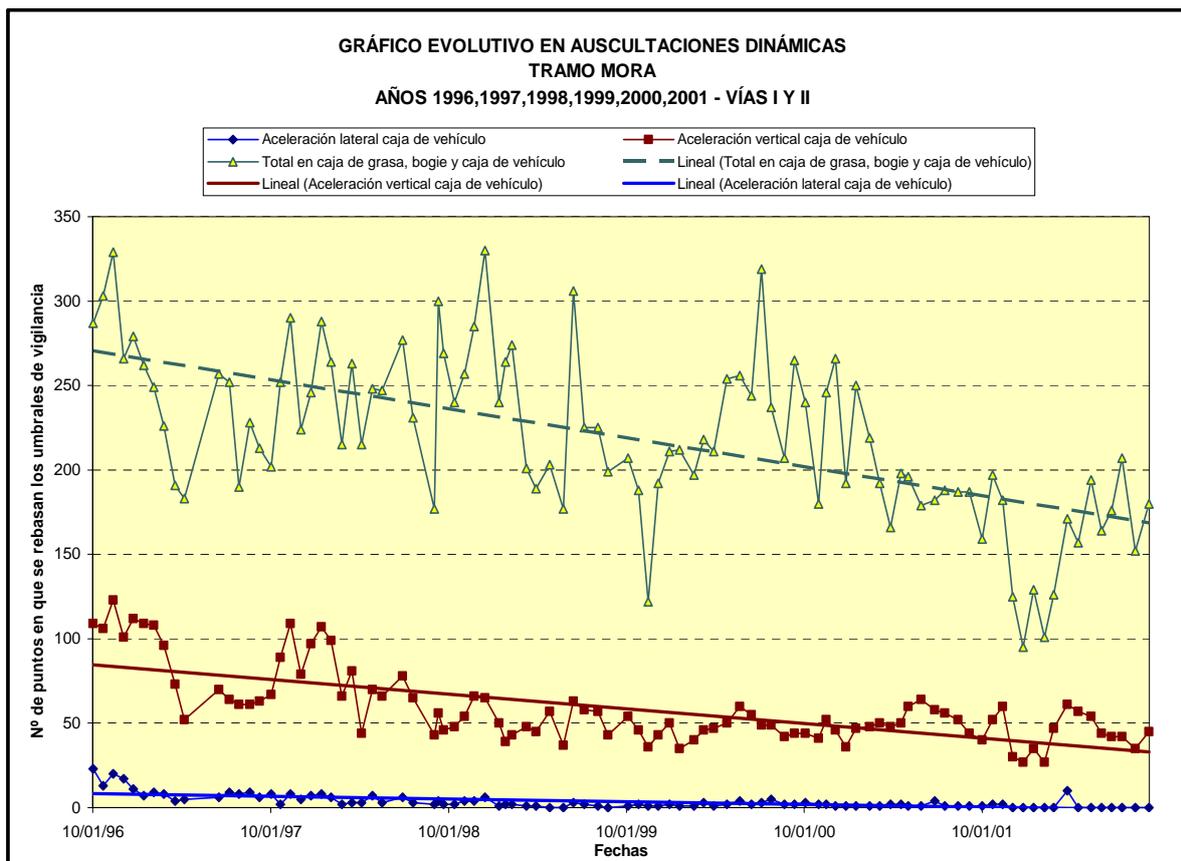


Figura 5.30.- Evolución de los registros de auscultación dinámica en el tramo de Mora de la línea del AVE Madrid – Sevilla y líneas de tendencia. Fuente: Ladrón (2001a).

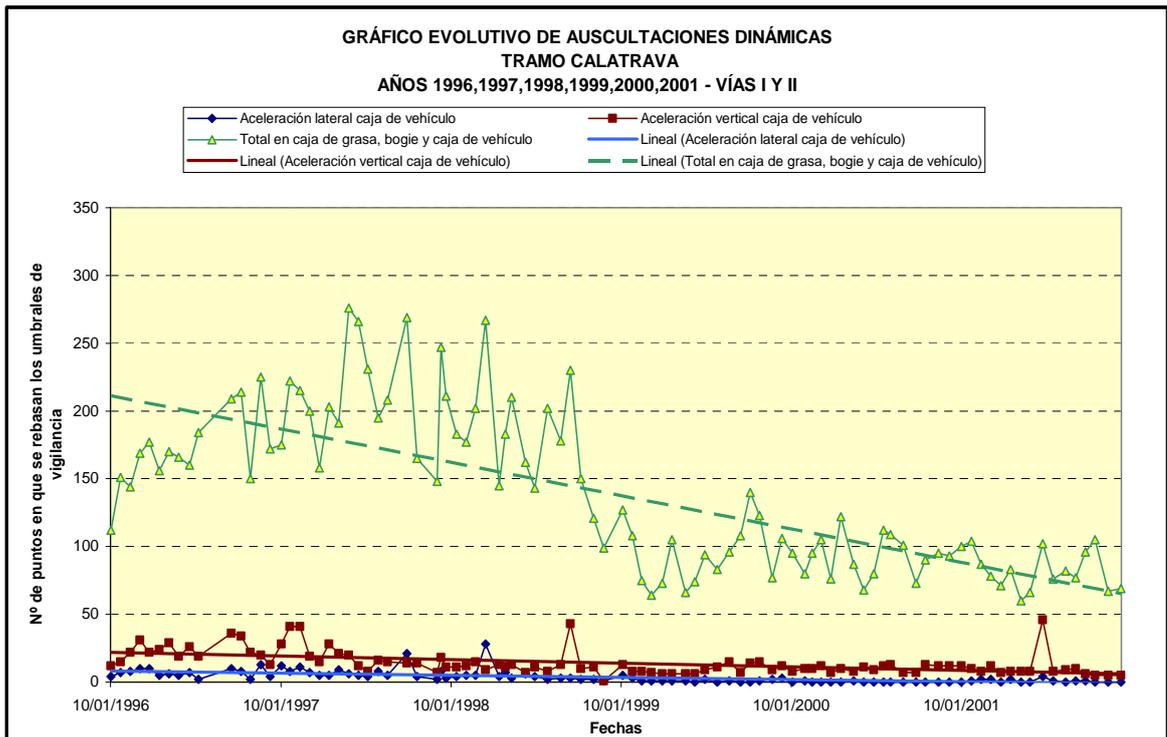
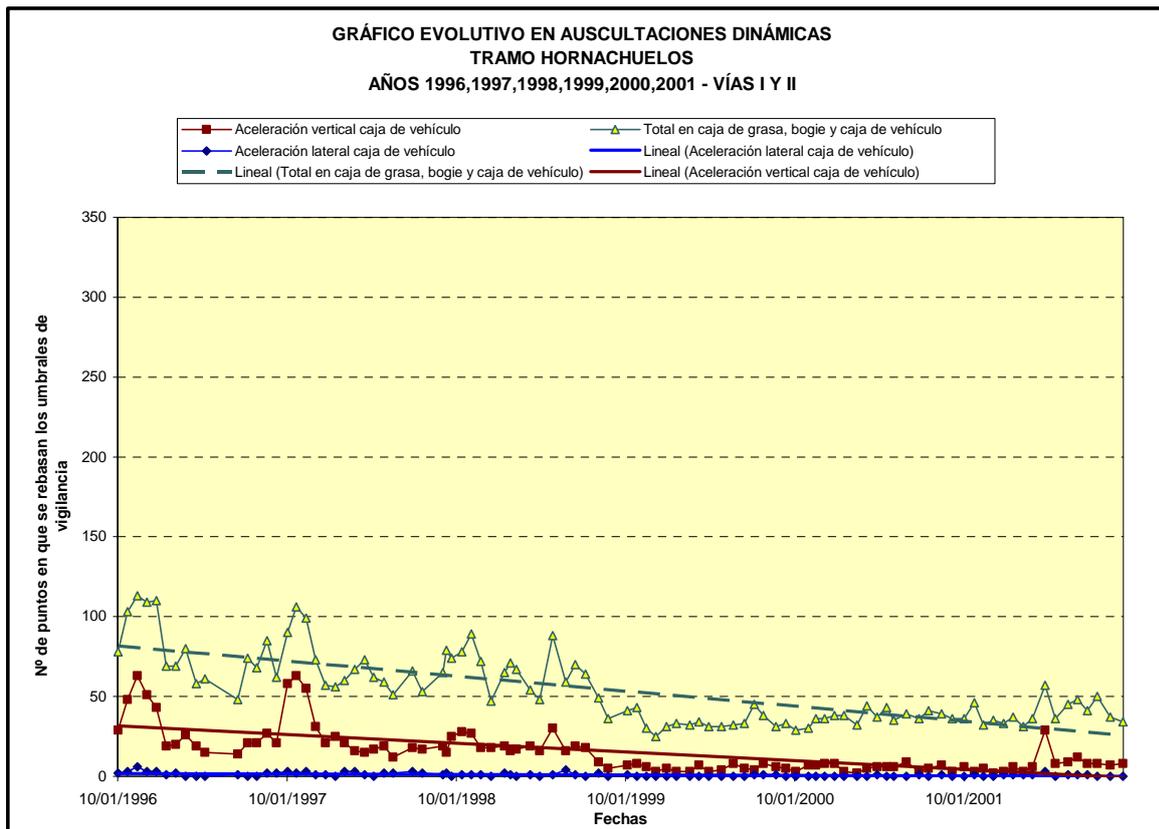


Figura 5.31.- Evolución de los registros de auscultación dinámica en el tramo de Calatrava de la línea del AVE Madrid – Sevilla y líneas de tendencia. Fuente: Ladrón (2001b).

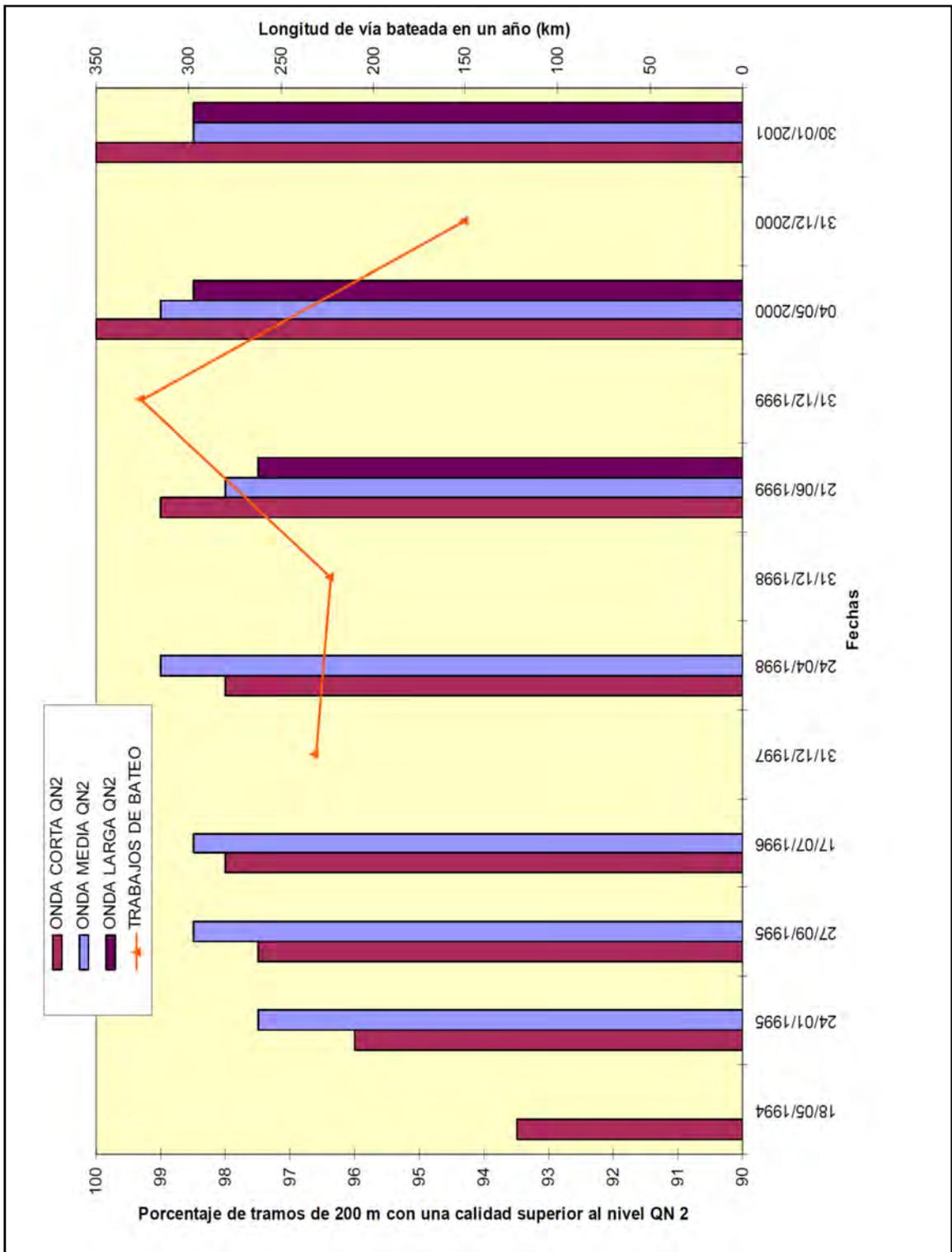
La mejora de los resultados de auscultación, a pesar del mayor tráfico de la línea no justifica que se desconsidere el volumen de tráfico como factor decisivo para cuantificar las necesidades de mantenimiento de vía. Antes al contrario, los gráficos correspondientes a los tramos de Calatrava y Hornachuelos (ambos con longitudes de aproximadamente 150 km) muestran valores muy distintos, aunque la tendencia sea análoga en los dos casos. En efecto, en el tramo de Hornachuelos el cómputo de puntos en los que se rebasan los umbrales de intervención es claramente más reducido; ello se debe a que en gran parte de este tramo no circula la mayoría de los trenes Talgo, que se desvían en Córdoba.

En las **figuras 5.33, 5.34 y 5.35** se recoge la evolución de los registros de auscultación geométrica y se compara directamente con el recuento de los trabajos de bateo de vía. Se observa en los tres casos una mejora inicial rápida de la calidad de vía, seguida de una fase de mayor estabilidad, semejante a la constatada en la LGV Sud – Est. En los Anejos III, IV y V se estudian en detalle las evoluciones en el tiempo de los registros de auscultación dinámica, auscultación geométrica y cómputo de trabajos de conservación de vía respectivamente, llevados a cabo en la línea del AVE Madrid – Sevilla. En capítulos posteriores, esta información es analizada y comentada convenientemente. Asimismo, los niveles de calidad que se mencionan en las figuras 5.33, 5.34 y 5.35 son definidos en detalle en el Anejo VI, donde se describen los requisitos que debe cumplir la geometría de una vía de una línea de alta velocidad.



*Figura 5.32.- Evolución de los registros de auscultación dinámica en el tramo de Hornachuelos de la línea del AVE Madrid – Sevilla y líneas de tendencia. Fuente: Ladrón (2001c).*

Las líneas de alta velocidad dotadas de una superestructura de vía sobre balasto, a tenor de lo expuesto en este apartado, son perfectamente viables desde el punto de vista de mantenimiento, si la vía dispone de una calidad geométrica inicial adecuada y su rigidez no es excesiva, y además los vehículos tienen un correcto diseño en cuanto a distribución de masas y elementos de suspensión. Cuando se superan los 300 km/h, estos mismos criterios deben seguir observándose, obligando a reducir más las cargas nominales y las masas no suspendidas. La solución a ello viene dada fundamentalmente por la introducción de las ramas de alta velocidad con tracción distribuida, con unas cargas por eje por debajo de las 15 t, cuando en los vehículos que circulan hasta 300 km/h se permite llegar a las 17 t. Tanaka (2002) ilustra esta reflexión con los valores medidos en las ramas de las series 300 y 300 X de los ferrocarriles japoneses. En la primera de ellas, con una carga por eje de 17 t, resulta una carga dinámica por eje de 25 t circulando a 300 km/h; mientras que en la segunda, con una carga por eje de 11 t y una masa no suspendida un 30% inferior, la carga dinámica es de 22 t circulando a 350 km/h. Según este autor, la reducción de las masas no suspendidas es 10 veces más efectiva, desde el punto de vista de la calidad geométrica de la vía, que la reducción de la carga nominal por eje.



*Figura 5.33.- Comparación entre la calidad geométrica de la nivelación de la vía y los trabajos de bateo en el tramo de Mora de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia a partir de datos recogidos por Ladrón (2001a).*

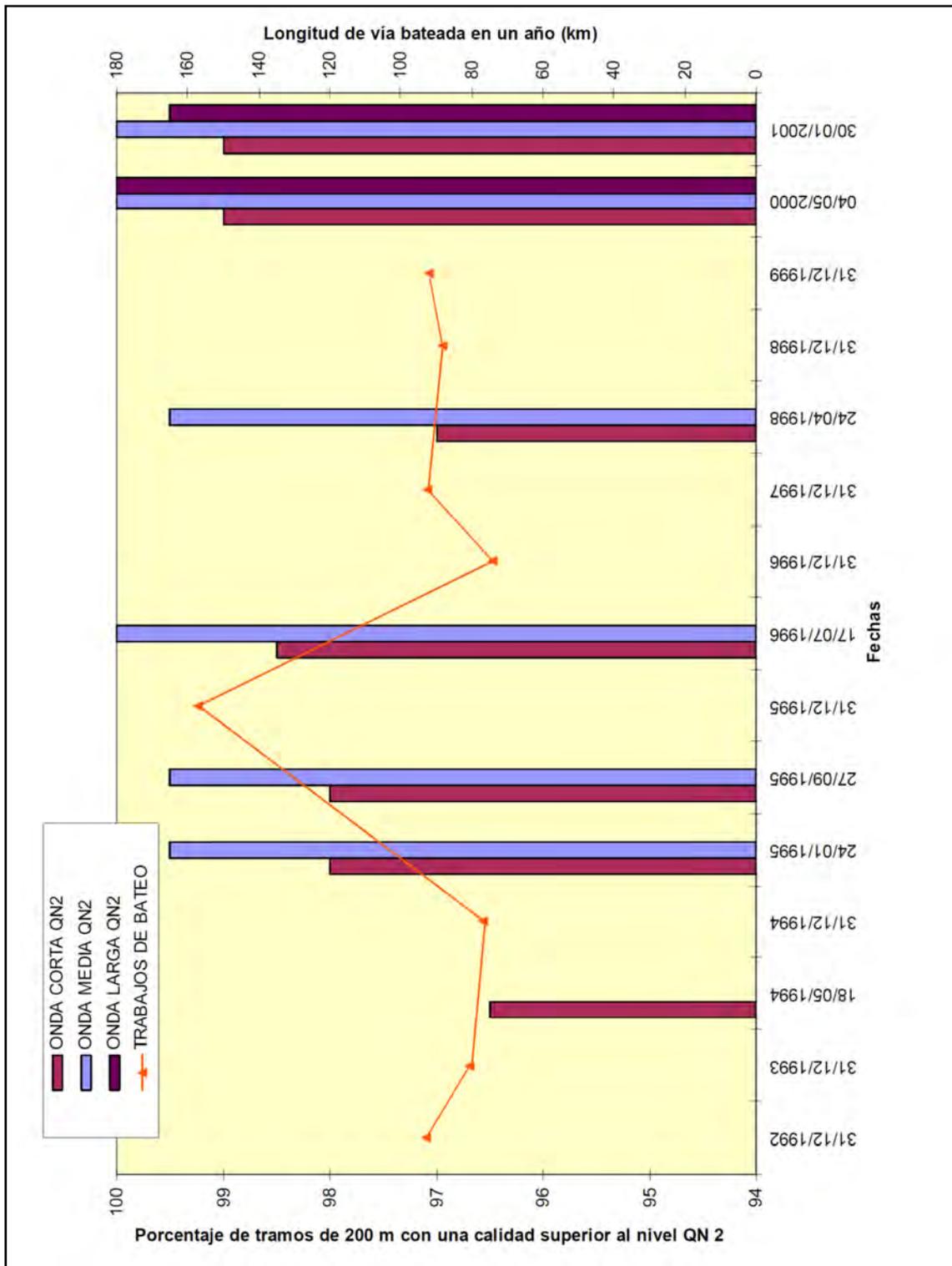
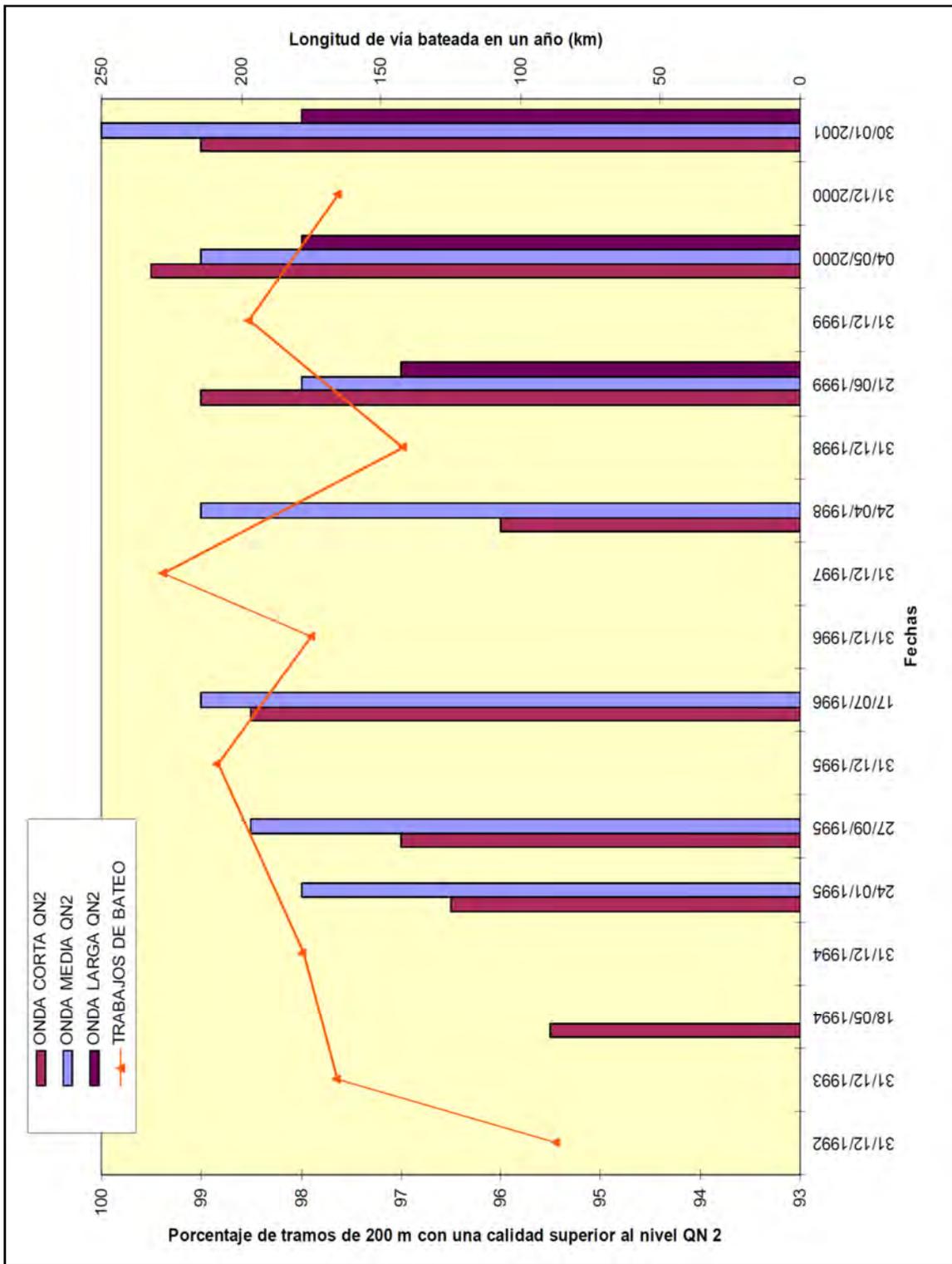


Figura 5.34.- Comparación entre la calidad geométrica de la nivelación de la vía y los trabajos de bateo en el tramo de Calatrava de la línea del AVE Madrid – Sevilla.  
Fuente: elaboración propia a partir de datos recogidos por Ladrón (2001b).



*Figura 5.35.- Comparación entre la calidad geométrica de la nivelación de la vía y los trabajos de bateo en el tramo de Hornachuelos de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia a partir de datos recogidos por Ladrón (2001c).*

En cualquier caso, la limitación de las masas de los vehículos no solamente se debe a la dinámica vertical, sino también al cumplimiento de los requerimientos en cuanto a sollicitaciones horizontales sobre la vía. En relación con este aspecto, Prud'Homme (1970) determinaba la validez de un modelo empírico que acotaba superiormente los esfuerzos transversales producidos por vehículos modernos. En este modelo empírico los esfuerzos transversales en recta,  $H_r$ , dependen de las características del vehículo, de la calidad geométrica de la vía (nivelación, alineación y ancho de vía) y de las características mecánicas de la misma en el sentido vertical y en el horizontal. Sus valores máximos están mayorados por la siguiente expresión:

$$H_r = \frac{P \cdot v}{1000} \quad (\text{e-5.51})$$

donde:

$H_r$  se expresa en t;

$P$  es la carga por eje expresada en t; y

$v$  es la velocidad en km/h.

Tomando únicamente las sollicitaciones transversales generadas al circular en recta, dos trenes que circulen por la misma línea generarán los mismos efectos sobre la alineación de la vía si se cumple:

$$P \cdot v = \text{constante} \quad (\text{e-5.52})$$

De la ecuación 5.52, se deduce que para mantener a 350 km/h el mismo esfuerzo horizontal que produce un eje de 17,0 t circulando a 300 km/h la carga nominal se debe reducir a 14,6 t. Bien es cierto, no obstante, que el margen de resistencia lateral de la vía, cuando ésta tiene un correcto diseño, es generalmente amplio y no constituye el factor limitante. En este sentido son relevantes las mediciones efectuadas al Talgo 350 circulando a 360 km/h (López Pita y Teixeira, 2003a): la fuerza lateral que ejercen sus ejes es a lo sumo de 19 kN, mientras que la resistencia lateral de la vía se sitúa en torno a los 56 kN. Refrenda también el anterior comentario el hecho de que las tareas de corrección de la vía sean mayoritariamente de nivelación, en relación con las de alineación.

Sin embargo, no debe obviarse que el deterioro de la vía sobre balasto a muy alta velocidad no depende exclusivamente de los esfuerzos generados por los vehículos. Efectivamente, la vibración a que se someten las partículas de balasto y su arremolinamiento como consecuencia de la succión producida al paso del tren pueden hacer inviable la vía sobre balasto a partir del umbral de los 350 km/h, obligando a disponer vía en placa.

## 6. CARACTERIZACIÓN DEL TRAZADO, DEL TRÁFICO Y DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA

### 6.1. DESCRIPCIÓN DEL TRAZADO DE LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA

Antes de abordar en capítulos posteriores el análisis de los datos de auscultación y de los registros de los trabajos de mantenimiento, se pretende mostrar los datos más representativos del trazado de la línea del AVE Madrid – Sevilla, para poder situar correctamente las referencias geográficas que se mencionan más adelante. De esta manera, en las **figuras 6.1, 6.2 y 6.3** se muestran respectivamente un mapa general de la línea en cuestión, y diversos perfiles longitudinales entre Madrid y Córdoba. Se destacan en ellos, como accidentes geográficos más sobresalientes, el paso a través de Sierra Morena (entre las estaciones de Puertollano y Córdoba), el cruce de los ríos Tajo y Guadiana, y el recorrido a lo largo de la depresión del Guadalquivir.



Figura 6.1.- Mapa de la línea del AVE Madrid – Sevilla con indicación de estaciones y bases de mantenimiento. Fuente: RENFE – AVE (1992).

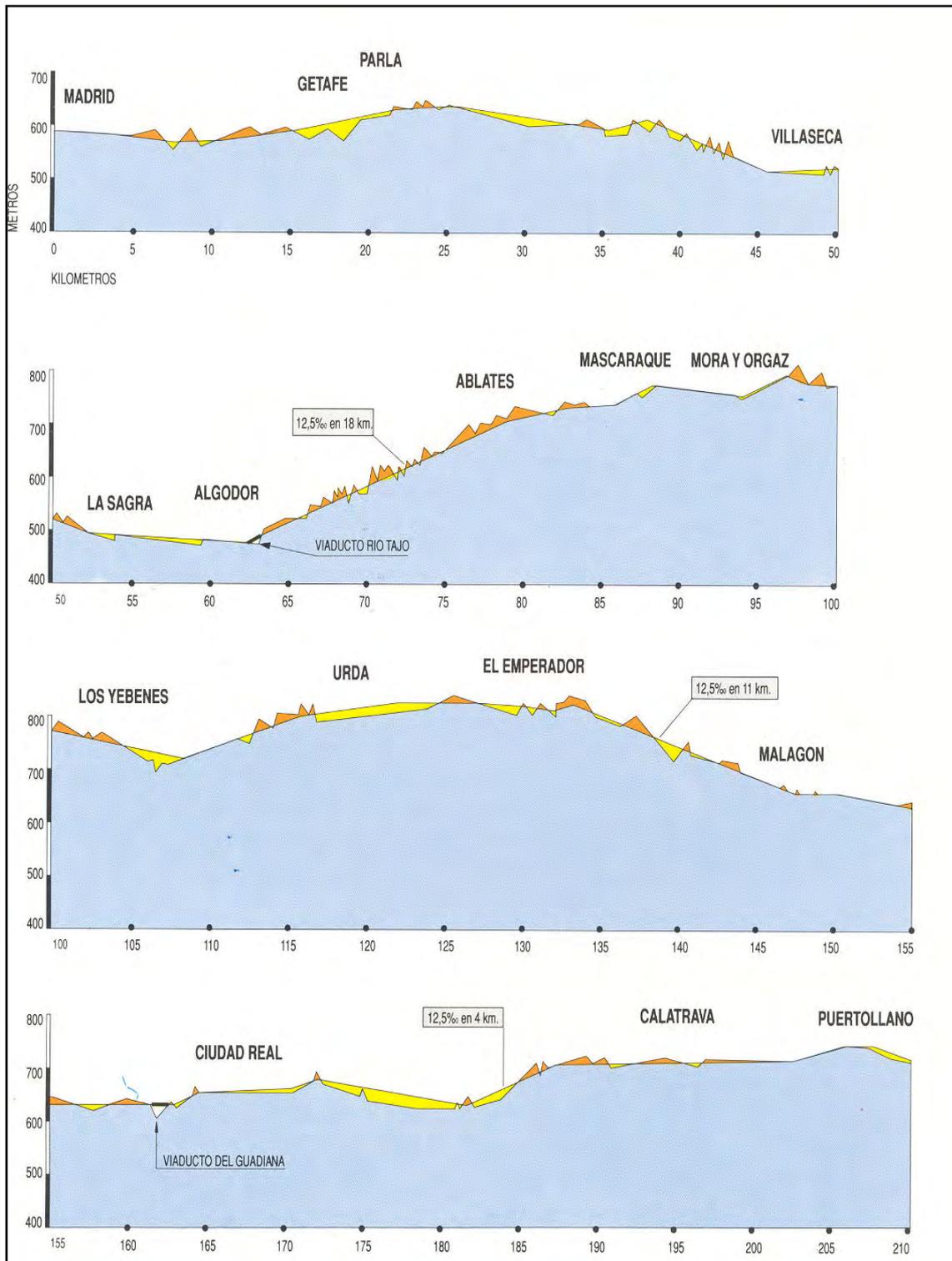
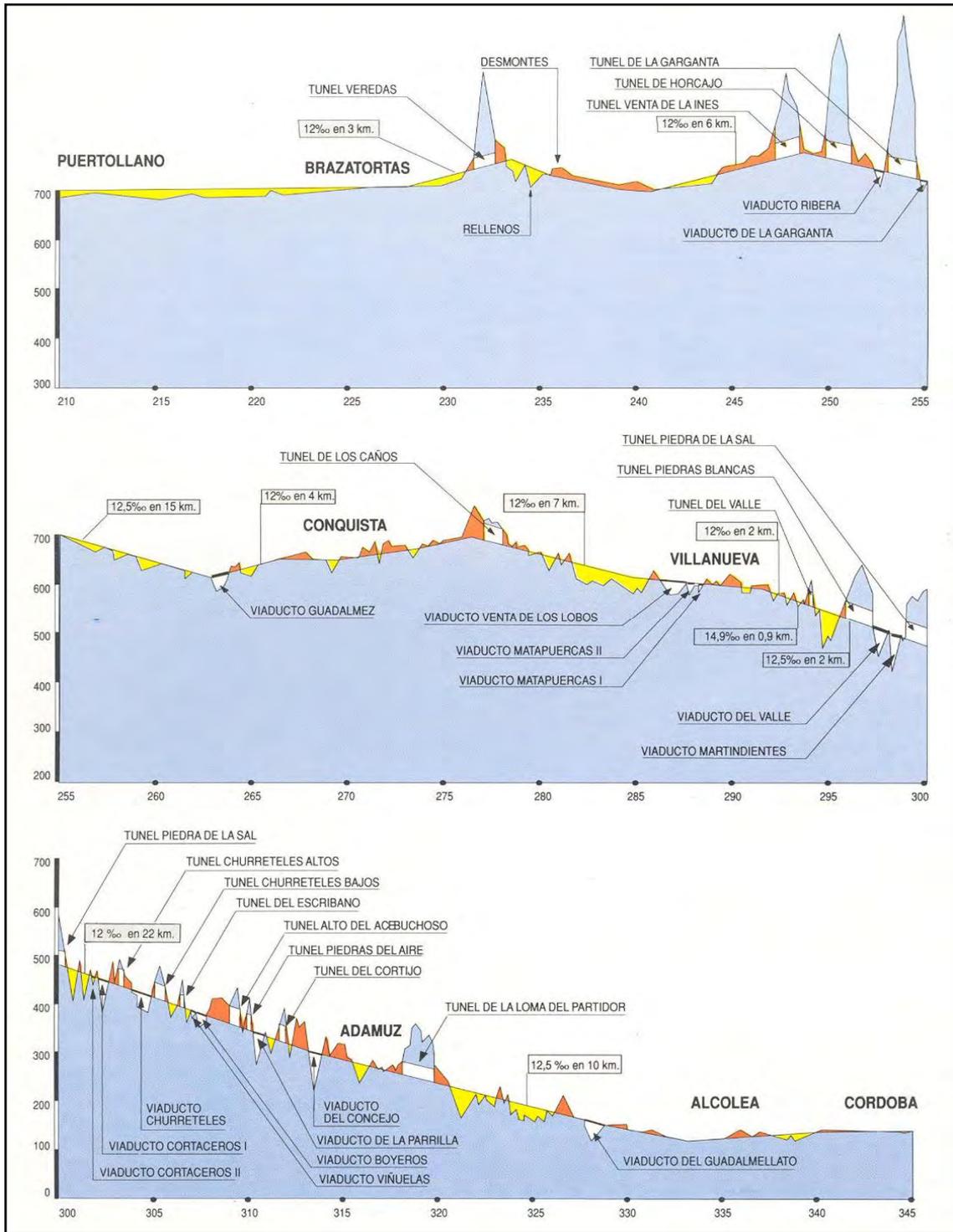


Figura 6.2.- Perfil longitudinal de la línea del AVE Madrid – Sevilla correspondiente al tramo comprendido entre Madrid y Puertollano. Fuente: Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario (1991a).

En este trabajo, se considera la línea dividida en tres tramos: el tramo de Mora (p.k. 0 a p.k. 170); el tramo de Calatrava (p.k. 170 a p.k. 317); y el tramo de Hornachuelos (p.k. 317 a p.k. 471). Estos tramos corresponden con las divisiones definidas en la organización de las tareas de mantenimiento de vía.



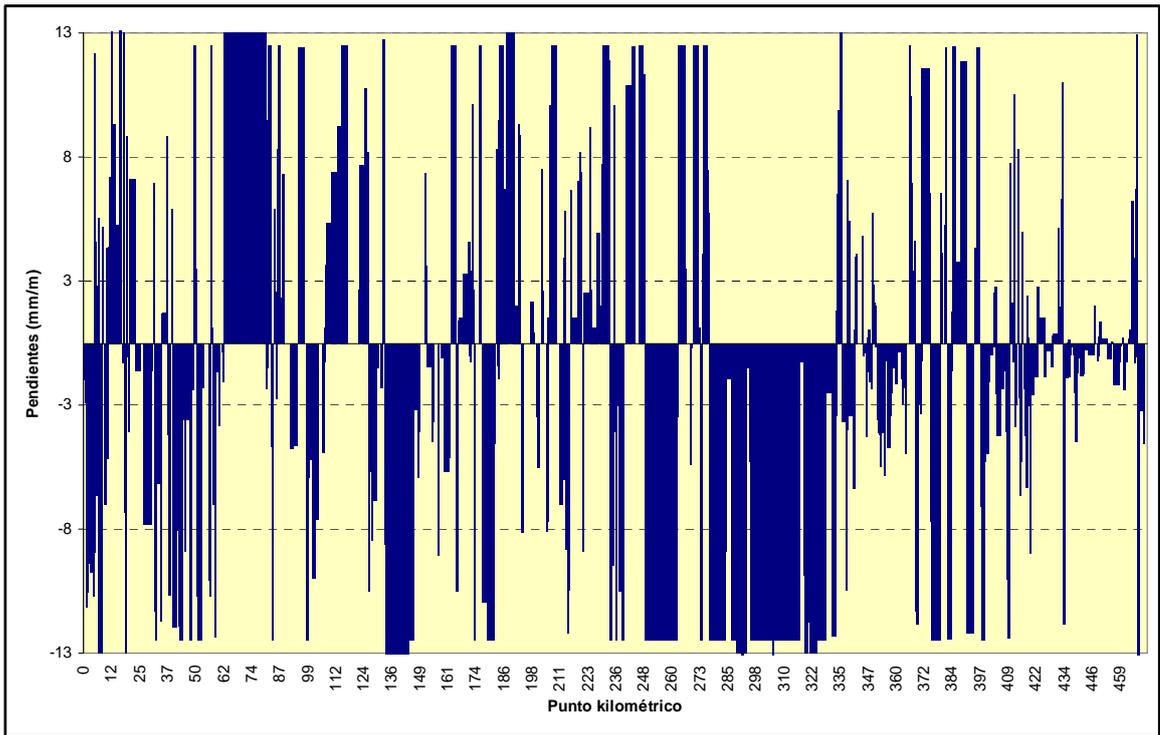
*Figura 6.3.- Perfil longitudinal de la línea del AVE Madrid – Sevilla correspondiente al tramo comprendido entre Puertollano y Córdoba. Fuente: Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario (1991a).*

En la **tabla 6.1** se cuantifican algunos parámetros relevantes de la línea. Se puede apreciar la longitud significativa de grandes obras de fábrica, como consecuencia del carácter montañoso del emplazamiento. El valor de la pendiente máxima coincide con el valor habitual estipulado para las líneas convencionales de tráfico mixto; sin embargo,

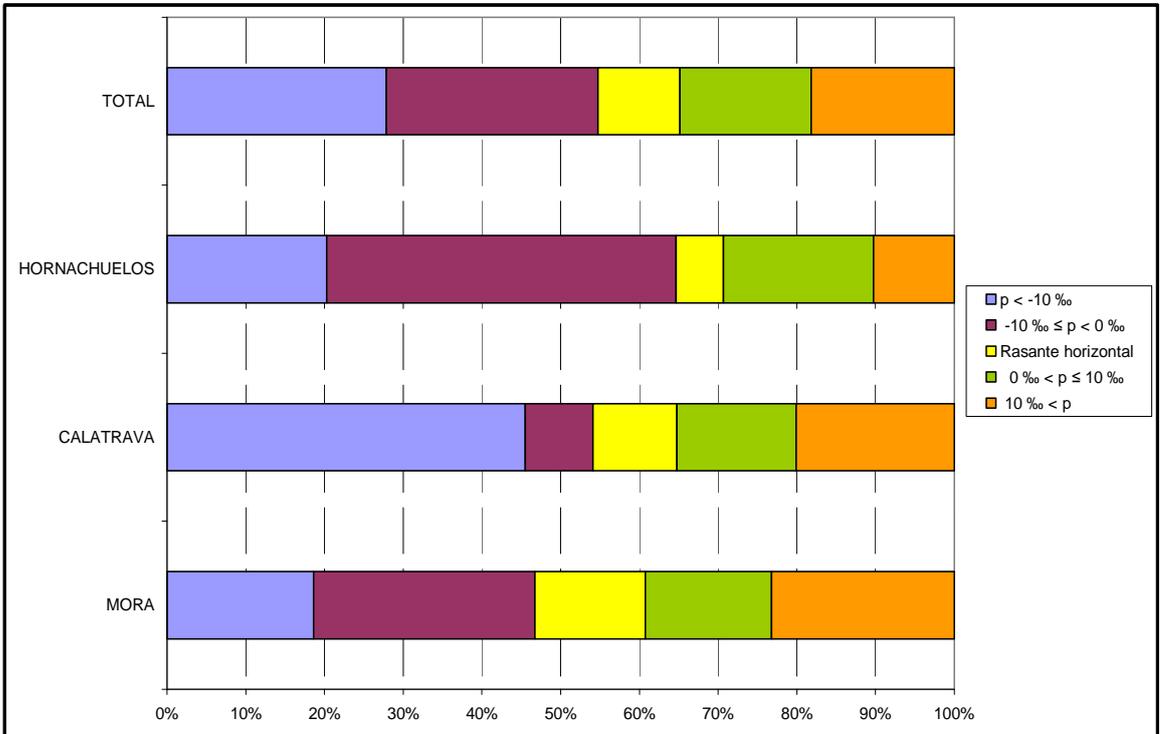
la existencia de pendientes de gran longitud –alguna alcanza hasta los 22 km– hace impracticable la línea para trenes pesados de mercancías. La distribución detallada de los valores de las pendientes a lo largo de la línea está recogida en la **figura 6.4**. Asimismo, las dificultades que impone el relieve se ponen de manifiesto en que en el 46% de la línea aproximadamente se supera en valor absoluto las 10‰ de pendiente (**figura 6.5**).

*Tabla 6.1. Cuadro resumen de los parámetros característicos del trazado de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia a partir de RENFE.*

PARÁMETRO	VALOR
Longitud de la línea	471 km
Punto kilométrico de las estaciones:	
-Madrid (Atocha)	0
-Ciudad Real	170
-Puertollano	210
-Córdoba	343
-Sevilla	471
Vía 1	Sentido Sevilla – Madrid Lado este
Vía 2	Sentido Madrid – Sevilla Lado oeste
Radio mínimo en planta (salvo en zona próxima a estaciones)	4000 m (general) 3250 m (excepcional) 2300 m (tramo Villanueva-Adamuz)
Radio mínimo de acuerdo vertical	24000 m (general) 17000 m (excepcional)
Pendiente máxima	12,5‰
Número de viaductos y puentes	52
Longitud de vía en viaducto o puente	9076 m (1,9% del total de la línea)
Número de túneles	17
Longitud de vía en túnel	16138 m (3,4% del total de la línea)
Número de desvíos en las vías principales	19 puntos intermedios de comunicación entre vías generales

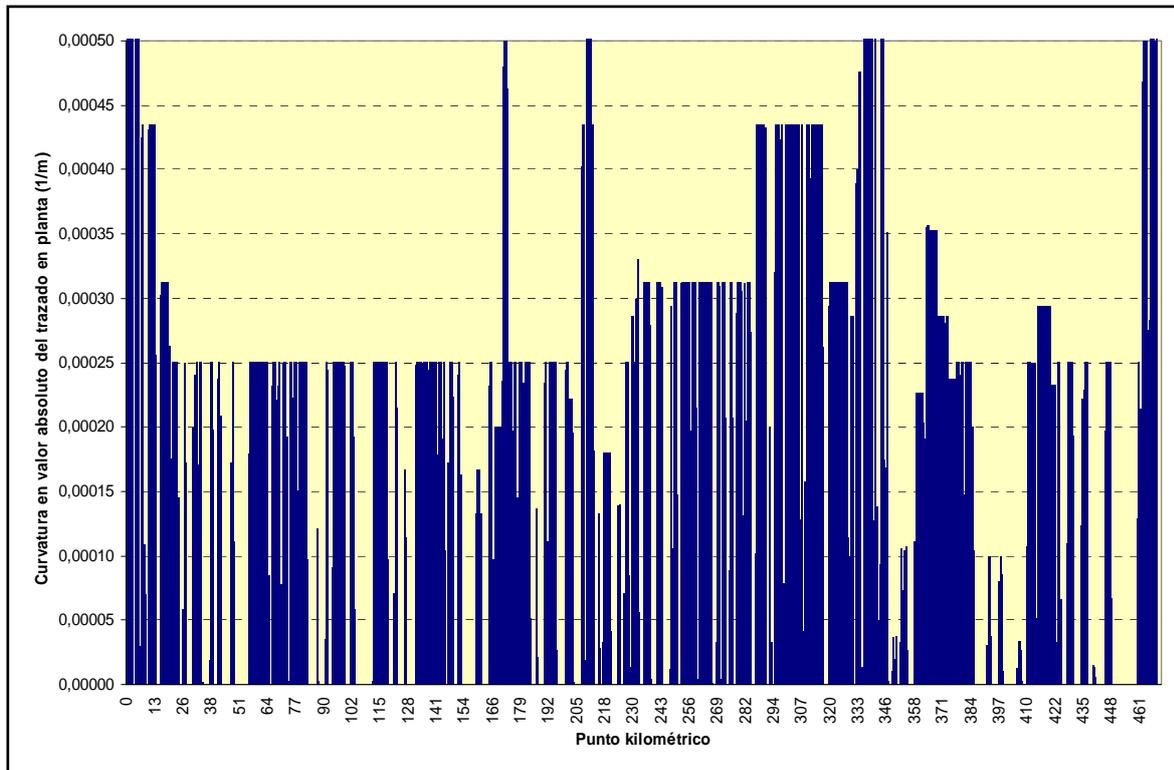


*Figura 6.4.- Diagrama de distribución longitudinal de pendientes. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*



*Figura 6.5.- Diagrama de distribución porcentual de pendientes. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

Los condicionantes de la orografía repercuten también de forma significativa en la sinuosidad de la línea. Así, en la **figura 6.6**, se observa cómo en la zona en que se atraviesa Sierra Morena la curvatura máxima aumenta hasta valores de  $0,31 \text{ km}^{-1}$  y puntualmente hasta de  $0,43 \text{ km}^{-1}$  (equivalentes a radios de 3200 y 2300 m respectivamente). Aproximadamente el 22% de la longitud total de la línea presenta un radio de curvatura inferior a 4000 m (**figura 6.7**).



*Figura 6.6.- Diagrama de distribución longitudinal de la curvatura en planta del trazado (para mayor claridad se han omitido los valores superiores a  $0,0005 \text{ m}^{-1}$ , que se encuentran en las proximidades de las estaciones). Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

Los condicionantes del trazado en planta imponen que la velocidad máxima de circulación se vea reducida en la parte más montañosa de la línea. De esta manera mientras la velocidad máxima para las ramas AVE es de 270 km/h en gran parte del tramo Madrid – Ciudad Real (puntualmente se alcanzan los 300 km/h), sucede que entre Ciudad Real y Sevilla la velocidad máxima más extendida es de 250 km/h (**figuras 6.8, 6.9 y 6.10**). Ello permite que los trenes de alta velocidad hagan el recorrido Madrid – Sevilla en 2 horas y 30 minutos.

En lo que se refiere a los trenes Talgo, su velocidad máxima es de 200 km/h, lo que permite que puedan hacer el recorrido Madrid – Sevilla en 3 horas y 20 minutos.

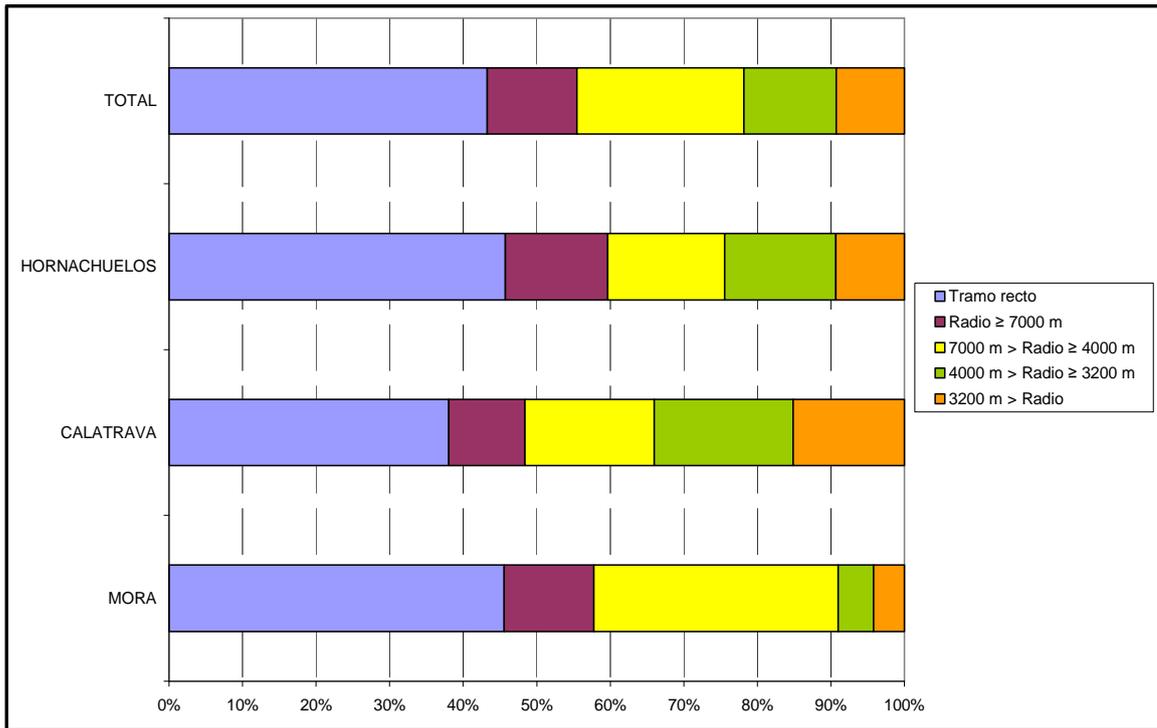


Figura 6.7.- Diagrama de distribución porcentual de radios de curvatura en planta.  
Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

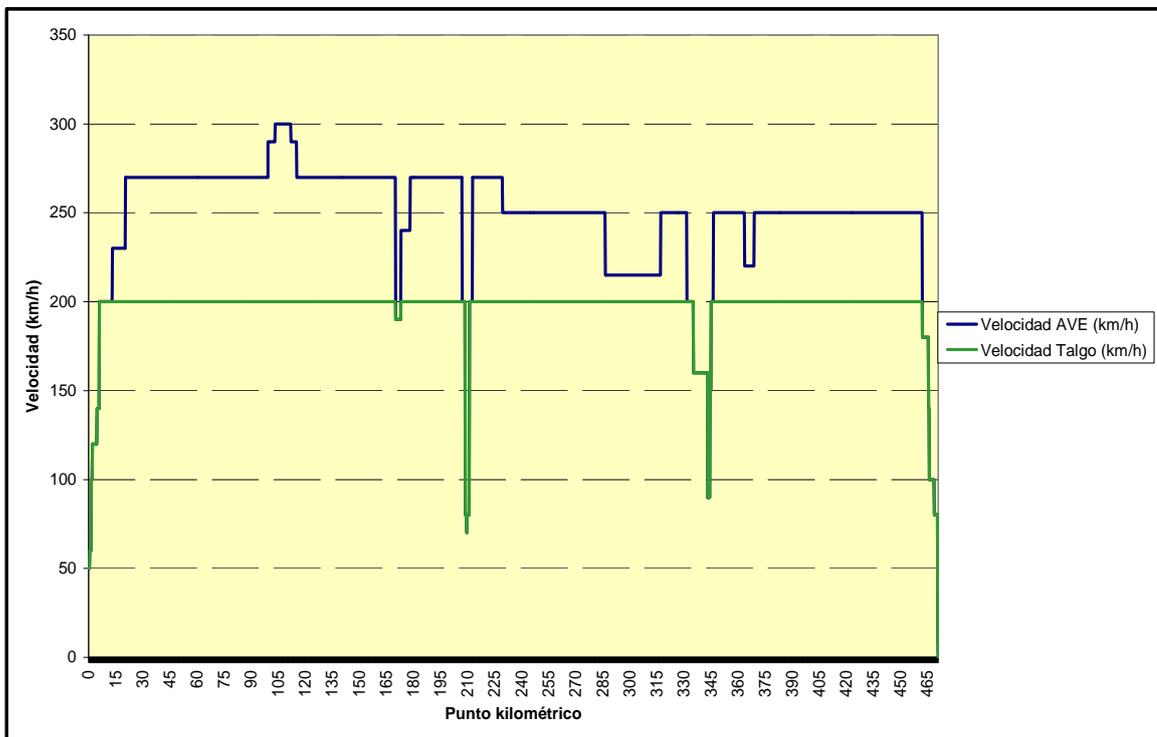


Figura 6.8.- Diagrama de velocidades máximas para las ramas de alta velocidad y los trenes Talgo. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

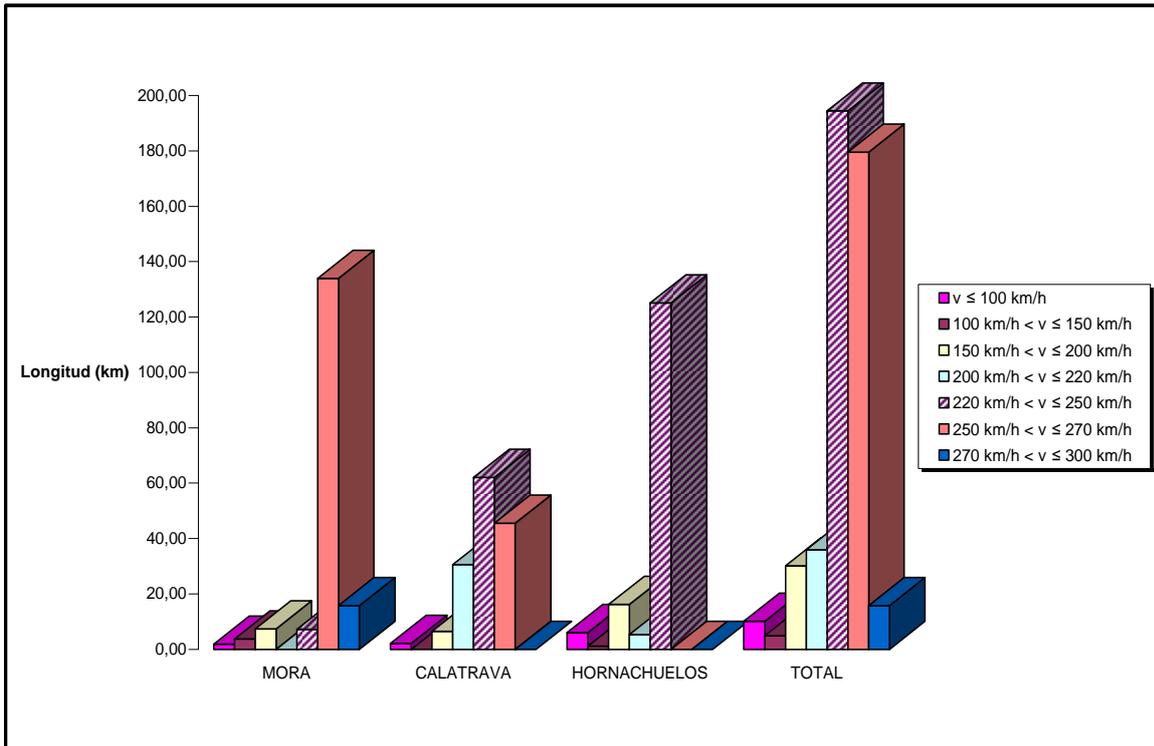


Figura 6.9.- Diagrama de distribución longitudinal de las velocidades máximas. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

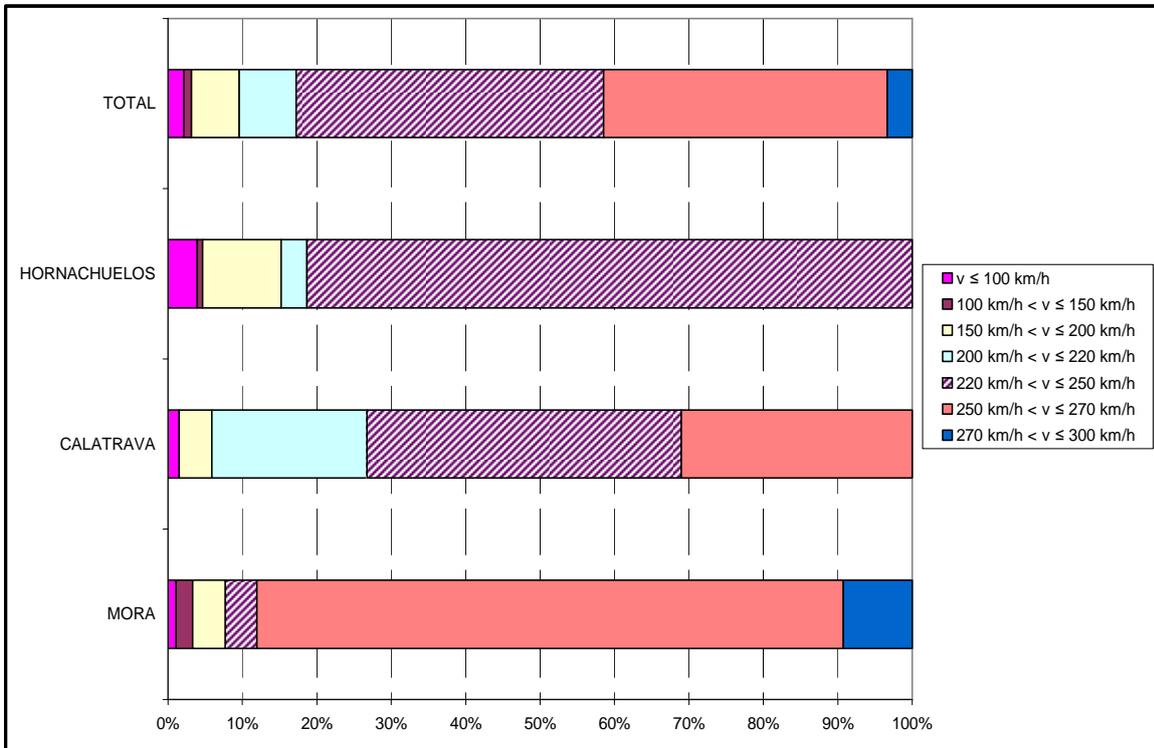
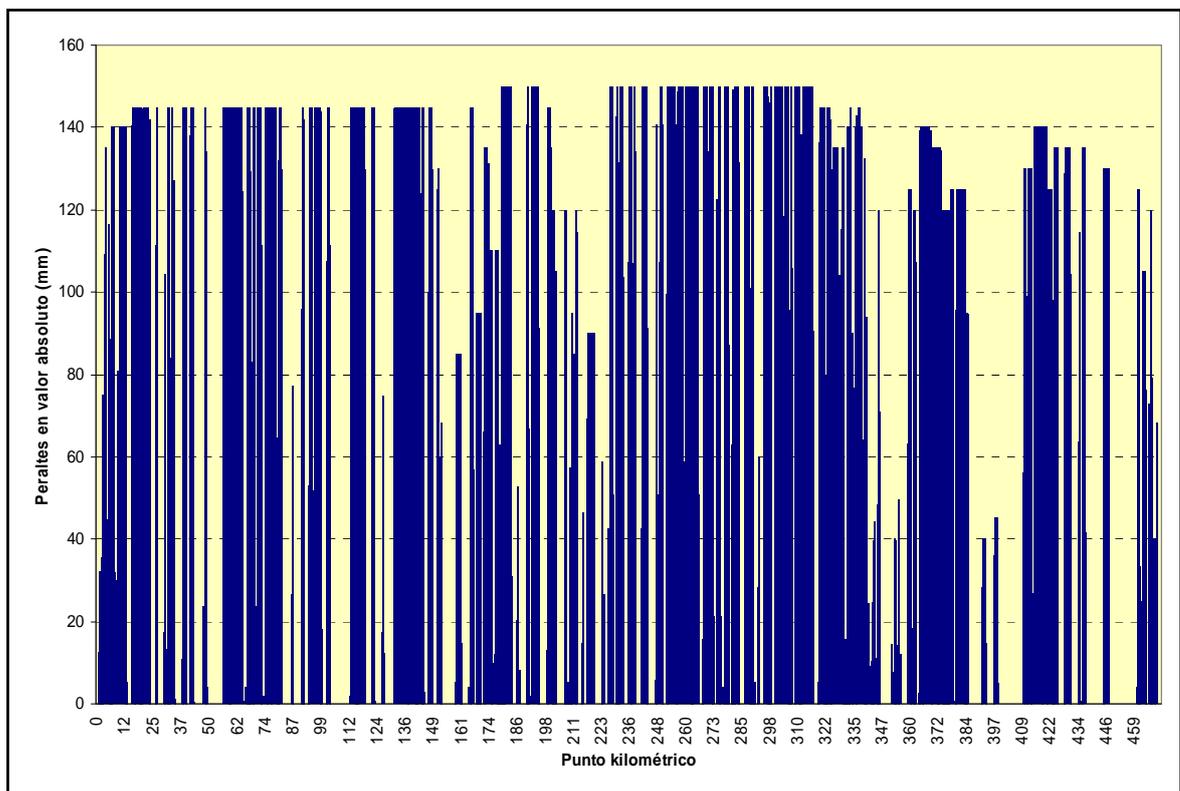


Figura 6.10.- Diagrama de distribución porcentual de las velocidades máximas. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

Los radios de curvatura anteriormente descritos y los peraltes existentes en la línea, con un valor máximo de 150 mm (**figuras 6.11 y 6.12**), conducen a unas insuficiencias de peralte máximas comprendidas en términos generales entre 70 y 90 mm (**figura 6.13**), que suponen unas aceleraciones transversales sin compensar de 0,46 y 0,59 m/s<sup>2</sup> respectivamente. Estas aceleraciones son inferiores al límite de 0,65 m/s<sup>2</sup>, considerado habitualmente en el trazado de líneas de ferrocarril, lo que proporciona al viajero un elevado nivel de comodidad.

En el caso de los trenes Talgo, se produce en algunos tramos exceso de peralte, que en valor absoluto no supera aproximadamente los 30 mm (**figura 6.14**), lo que garantiza las condiciones de comodidad de los viajeros y un desgaste normal de los carriles.

En cuanto al trazado en alzado, en la **figura 6.15** se indica la distribución del radio de los acuerdos verticales. Los valores de este parámetro y los diagramas de velocidades anteriormente expuestos implican aceleraciones verticales inferiores a 0,30 m/s<sup>2</sup> en toda la línea (**figuras 6.16 y 6.17**).



*Figura 6.11.- Diagrama de distribución longitudinal de peraltes. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

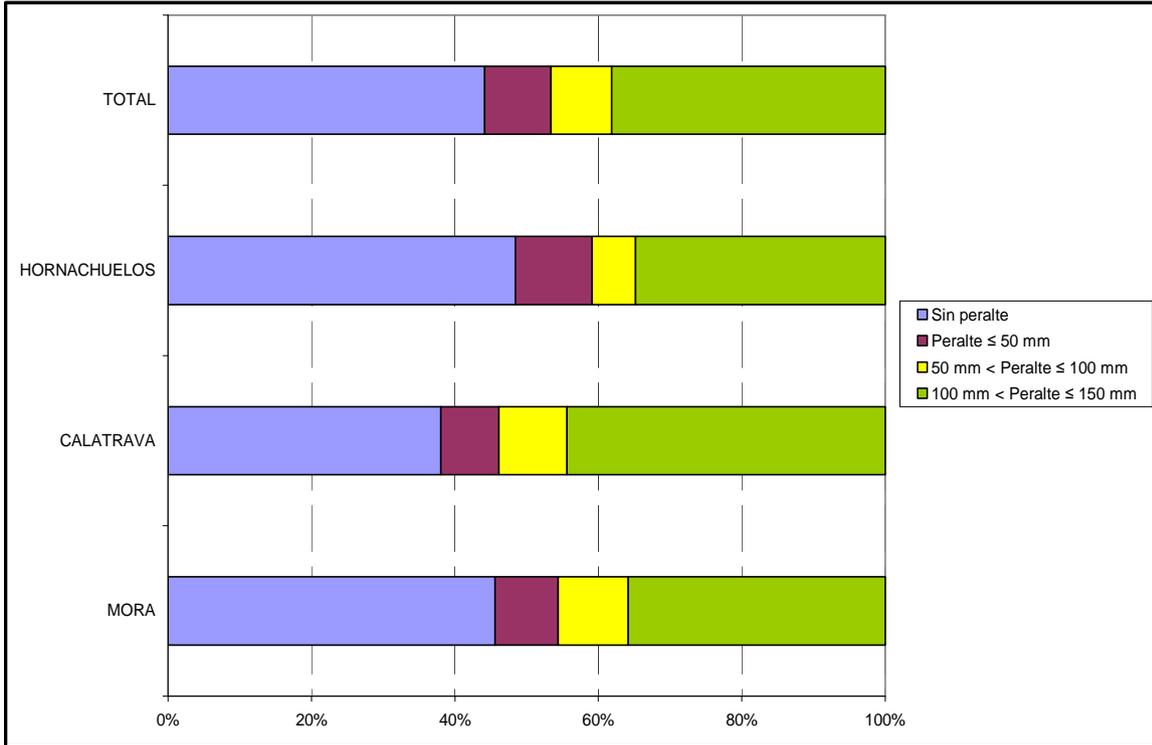


Figura 6.12.- Diagrama de distribución porcentual de peraltes. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

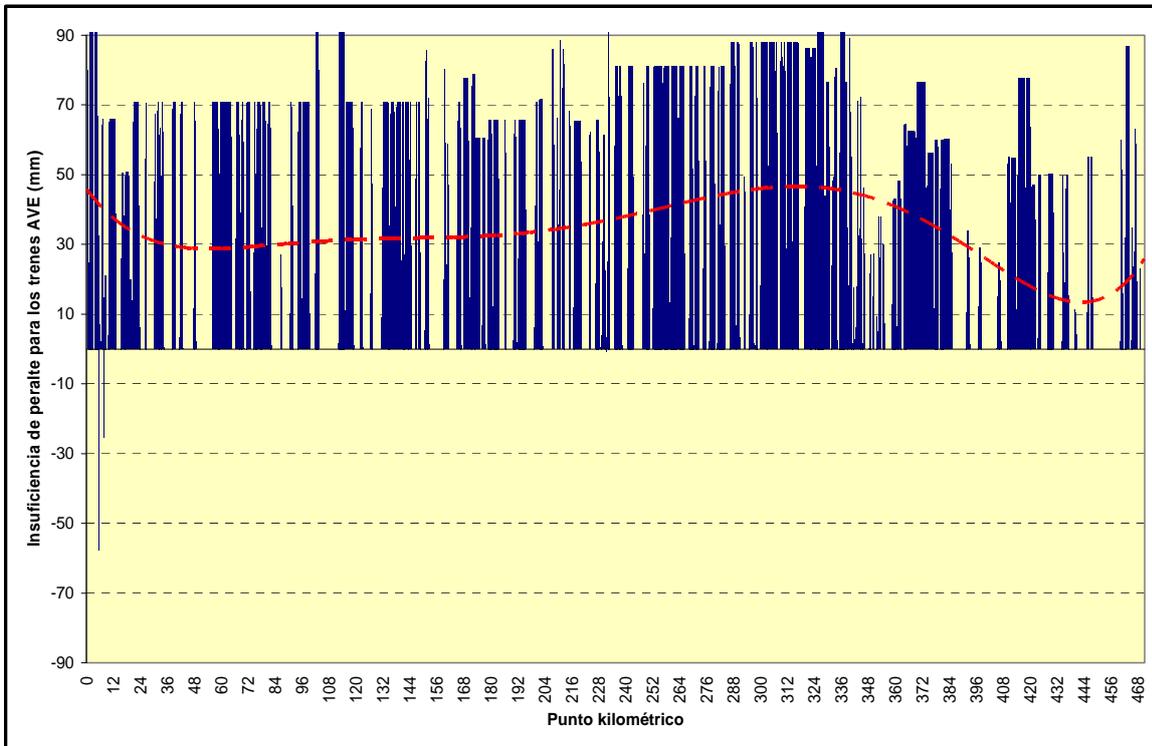
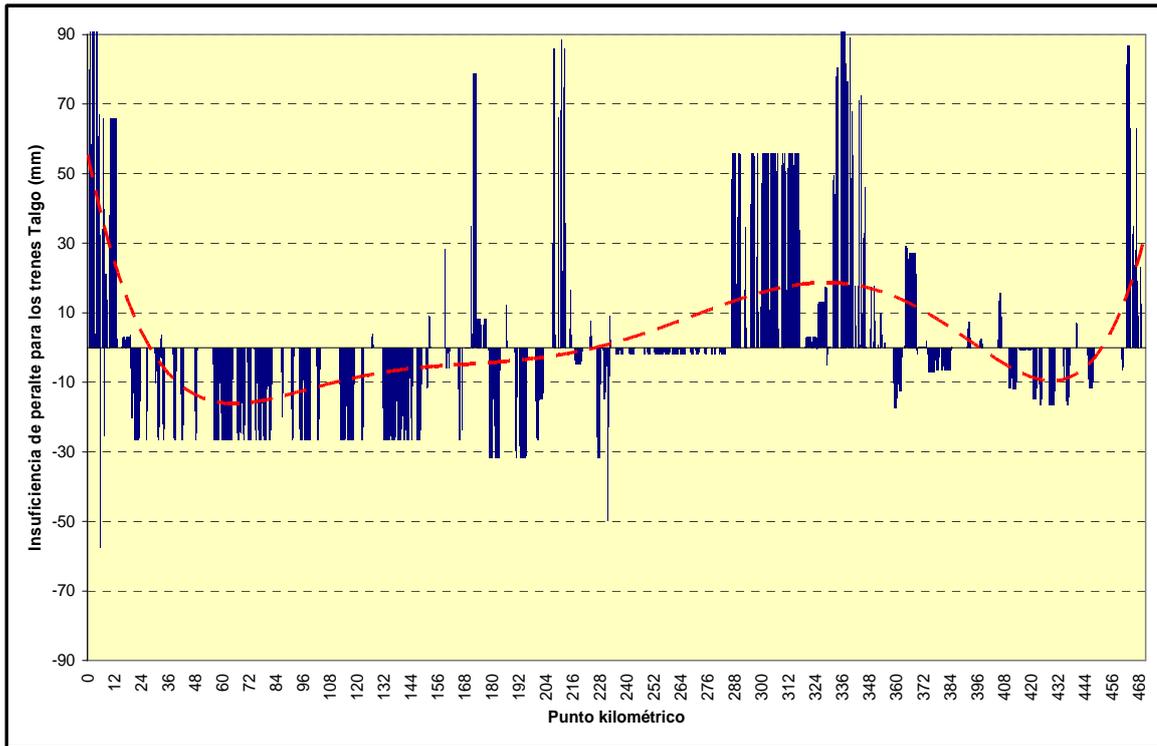
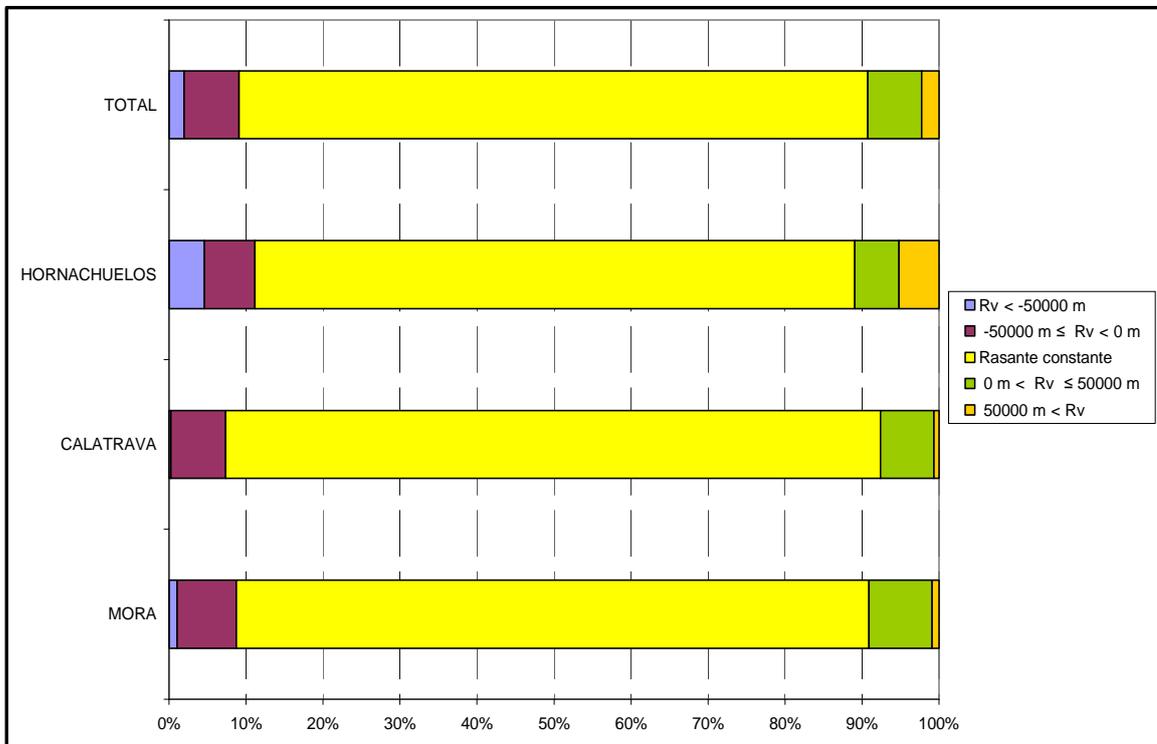


Figura 6.13.- Diagrama de distribución longitudinal de la insuficiencia de peralte para las ramas del AVE circulando a velocidad máxima. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.



*Figura 6.14.- Diagrama de distribución longitudinal de la insuficiencia de peralte para los trenes Talgo circulando a velocidad máxima. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*



*Figura 6.15.- Diagrama de distribución porcentual de radios de acuerdos verticales. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

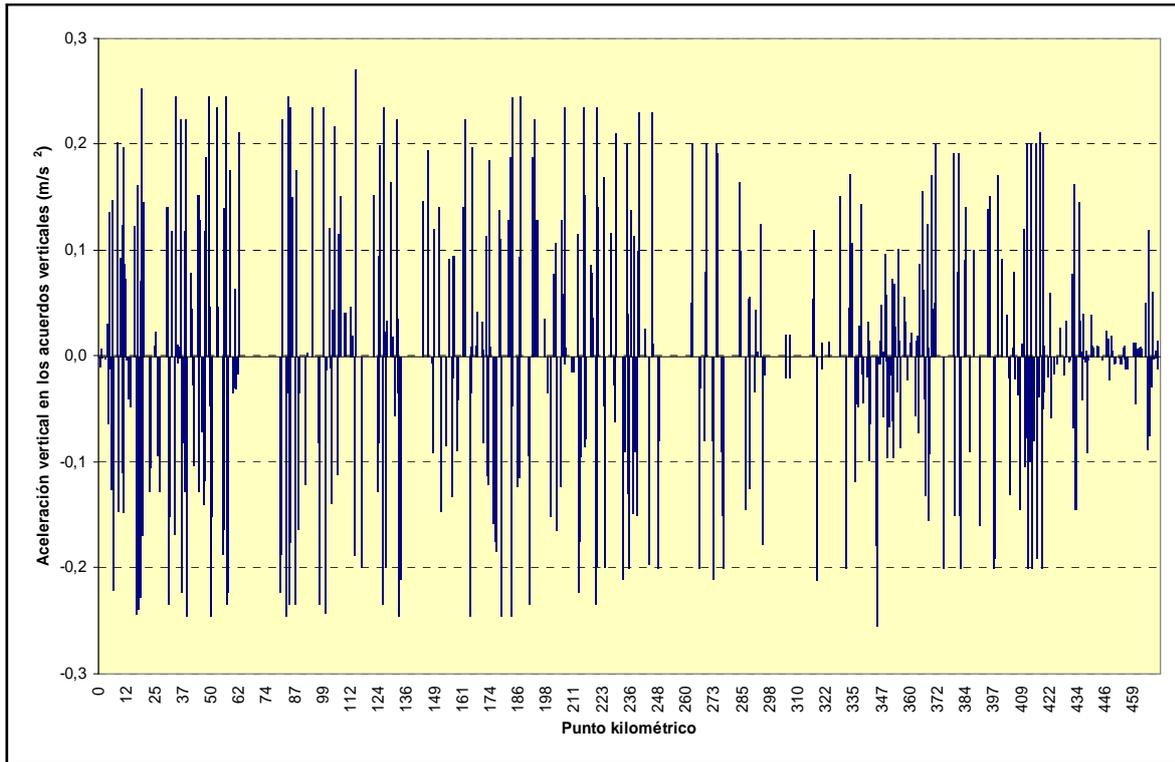


Figura 6.16.- Diagrama de distribución longitudinal de la aceleración vertical que experimentan los trenes AVE circulando a su velocidad máxima en acuerdos verticales. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

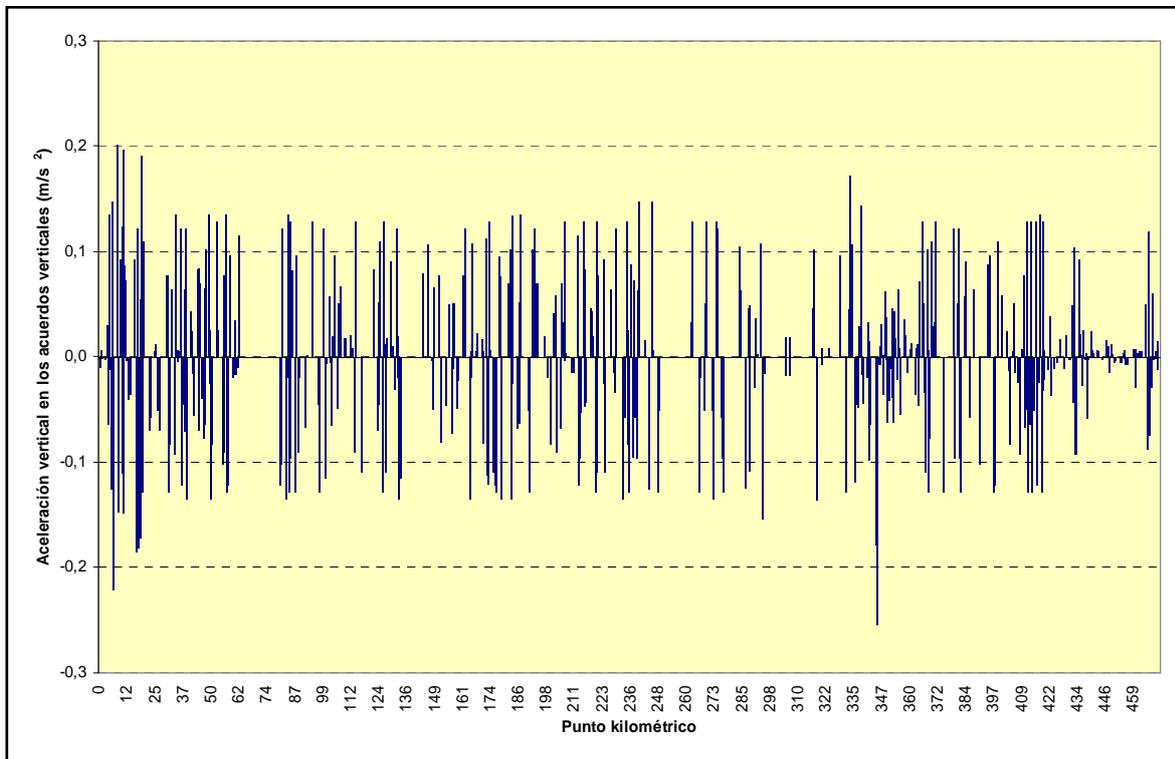


Figura 6.17.- Diagrama de distribución longitudinal de la aceleración vertical que experimentan los trenes Talgo circulando a su velocidad máxima en acuerdos verticales. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

## 6.2. EVOLUCIÓN DEL TRÁFICO DE LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA

Como ya se ha comentado precedentemente, la línea del AVE Madrid – Sevilla soporta un tráfico de tipo T<sub>2</sub>. Este tráfico en términos de circulaciones por día y por sentido consiste (con datos de 2003) en 19 ramas AVE de larga distancia –a las que hay que sumar 9 lanzaderas en el tramo Madrid – Puertollano– y en 10 composiciones de trenes Talgo (servicios Talgo 200, Altaria y Talgo Triana Barcelona – Cádiz), que desde Madrid recorren la línea hasta Córdoba o Sevilla. Efectivamente, los trenes Talgo que unen Madrid con Málaga o Algeciras se desvían en Córdoba, quedando el tramo Córdoba – Sevilla con un tráfico más reducido.

En la **figura 6.18** se representa gráficamente la evolución del tráfico desde la puesta en servicio de la línea en 1992. En dicha figura no se han tenido en cuenta las circulaciones extraordinarias o esporádicas de las Unidades de Negocio de Alta Velocidad y de Grandes Líneas.

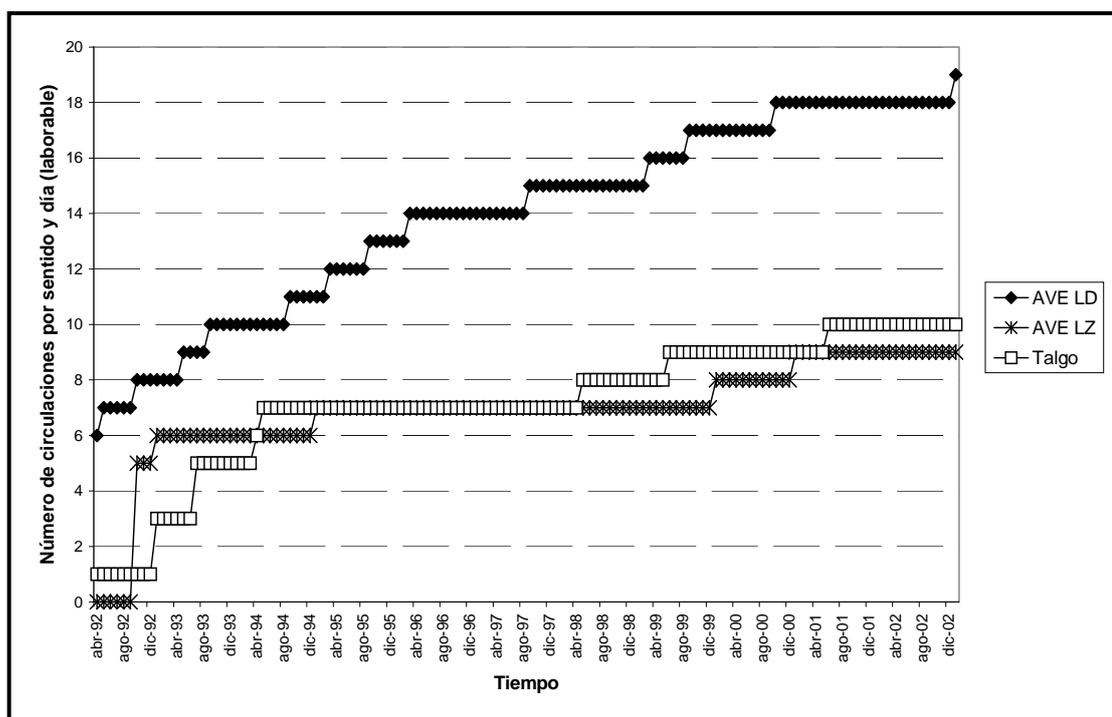


Figura 6.18.- Evolución del número de circulaciones por sentido y día (laborable) de los trenes AVE de larga distancia (Madrid – Sevilla) (AVE LD), los trenes AVE lanzadera (Madrid – Puertollano) (AVE LZ) y los trenes Talgo en la línea Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

## 6.3. DESCRIPCIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA

### 6.3.1. Caracterización de las obras de tierra

De los tres tramos en que se descompone la línea a efectos de mantenimiento, es el tramo de Mora el que presenta un mayor número de terraplenes; sin embargo, es en el tramo de Calatrava donde las alturas son mayores. En efecto, el paso a través de Sierra Morena obligó a construir terraplenes de mayor altura y esbeltez en comparación con el resto de la línea (**figuras 6.19, 6.20 y 6.21**). La altura máxima de alguno de ellos alcanza hasta los 50 m.

En términos generales, más del 40% de la línea se halla en terraplén.

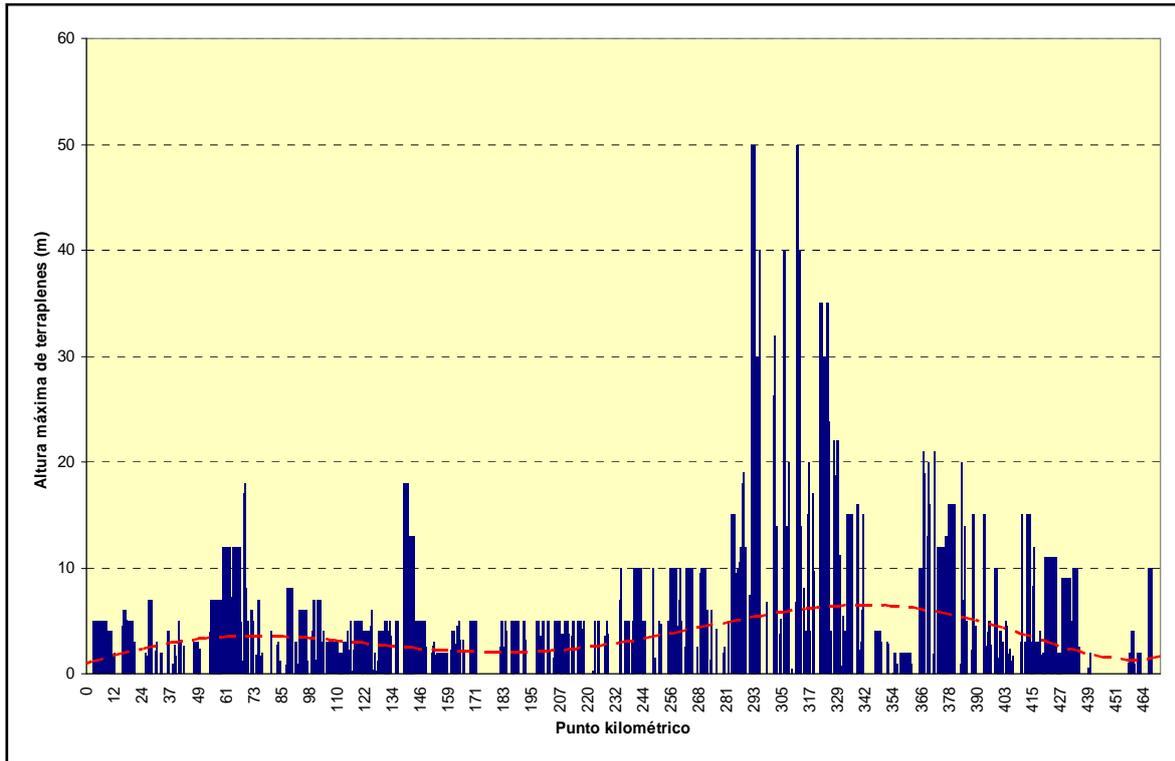


Figura 6.19.- Diagrama de distribución longitudinal de las alturas máximas de terraplén. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

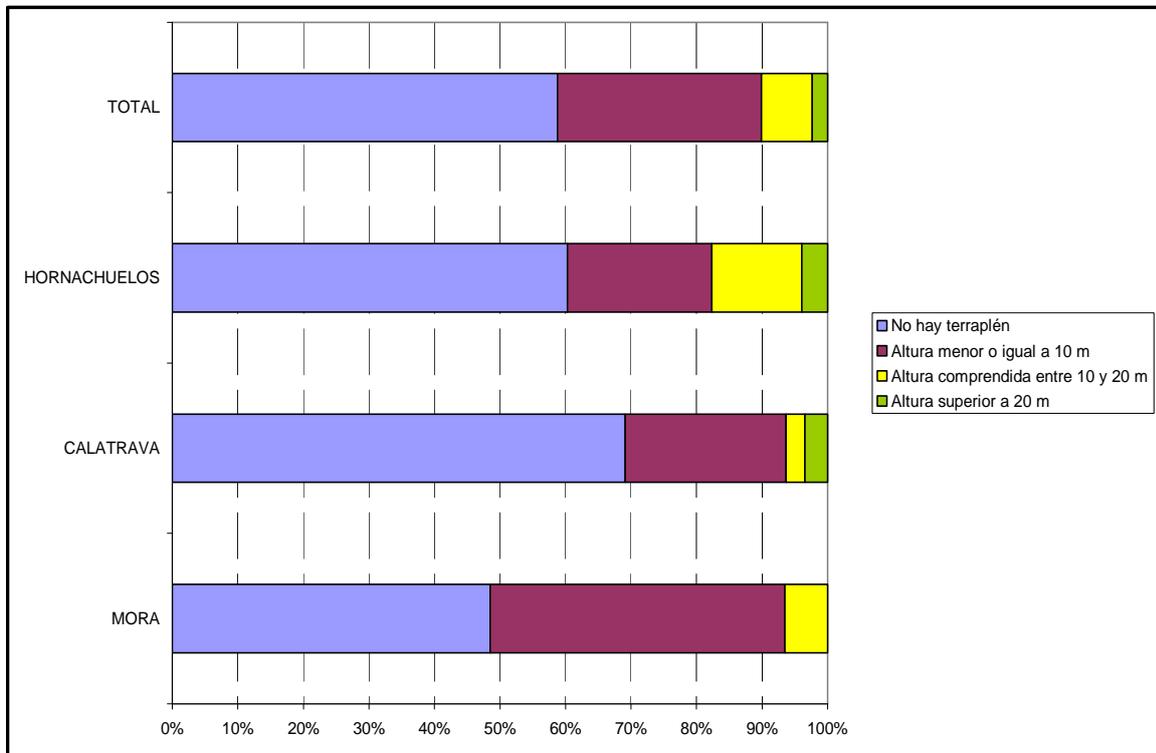


Figura 6.20.- Diagrama de distribución porcentual de las alturas máximas de terraplén. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

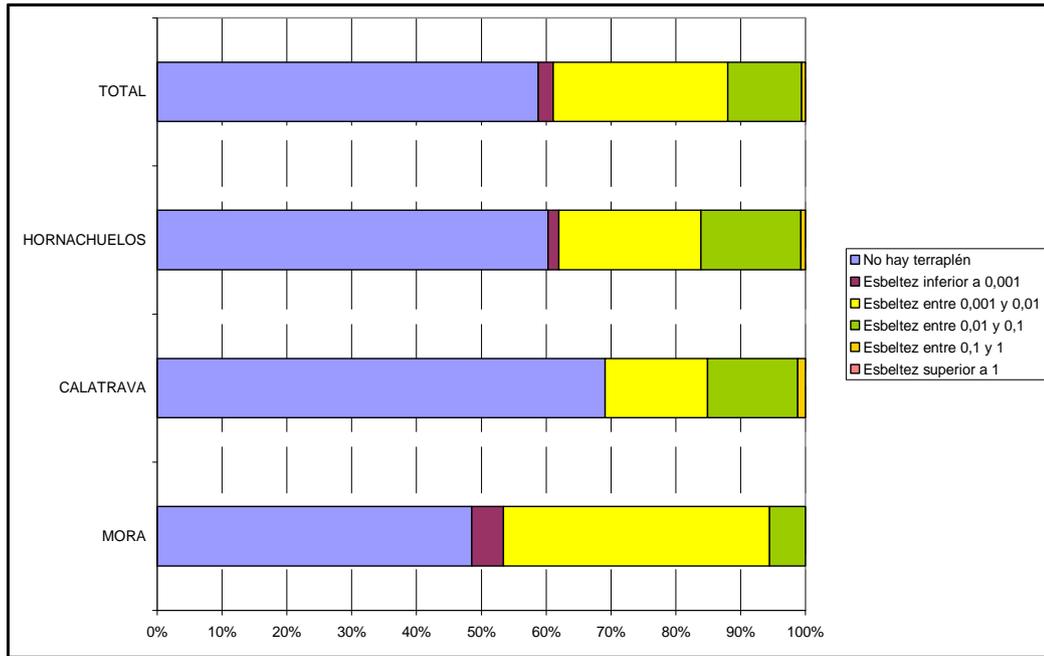


Figura 6.21.- Diagrama de distribución porcentual de la esbeltez (altura/longitud) de los terraplenes. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

### 6.3.2. Caracterización de las obras de fábrica

A diferencia de lo que sucedía con las obras de tierra, el tramo de Mora es el que presenta una menor densidad de obras de fábrica (figura 6.22). En efecto, los viaductos y los túneles se concentran en el tramo de Calatrava, para poder atravesar Sierra Morena sin exceder las 12,5‰ (figuras 6.23 y 6.24); y la mayor parte de puentes se encuentra en el tramo de Hornachuelos para poder salvar los distintos afluentes del río Guadalquivir. Los listados pormenorizados de viaductos, puentes<sup>6</sup> y túneles se recogen respectivamente en las tablas 6.2, 6.3 y 6.4.

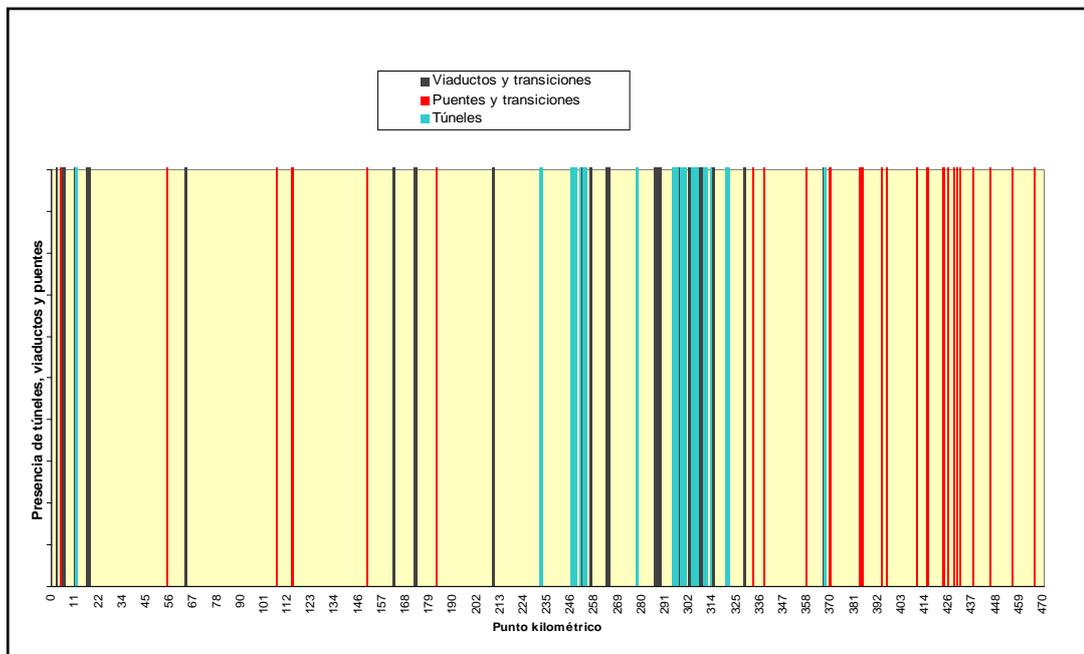


Figura 6.22.- Diagrama de distribución longitudinal de túneles, viaductos y puentes. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

<sup>6</sup> Se ha distinguido entre puentes y viaductos de acuerdo con el criterio utilizado por RENFE.

Finalmente, en la **figura 6.25** se muestra la distribución de las pequeñas obras de fábrica (pasos inferiores, pontones, marcos, alcantarillas, tubos o sifones) a lo largo de toda la línea.

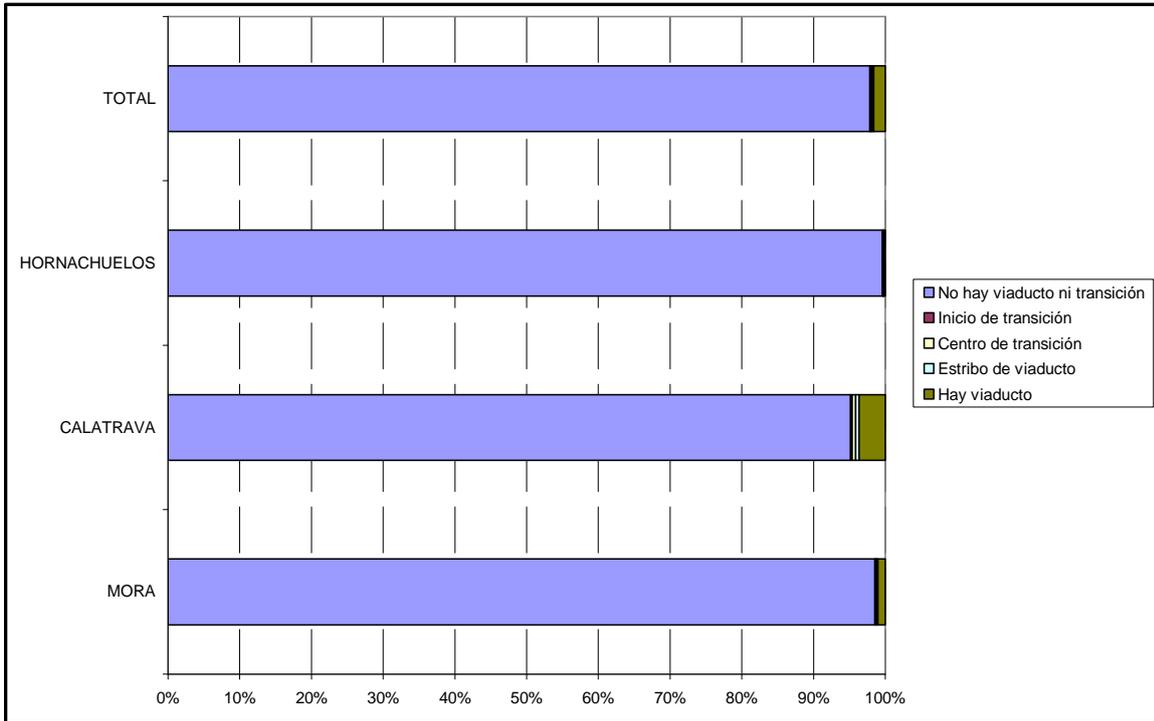


Figura 6.23.- Diagrama de distribución porcentual de viaductos. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

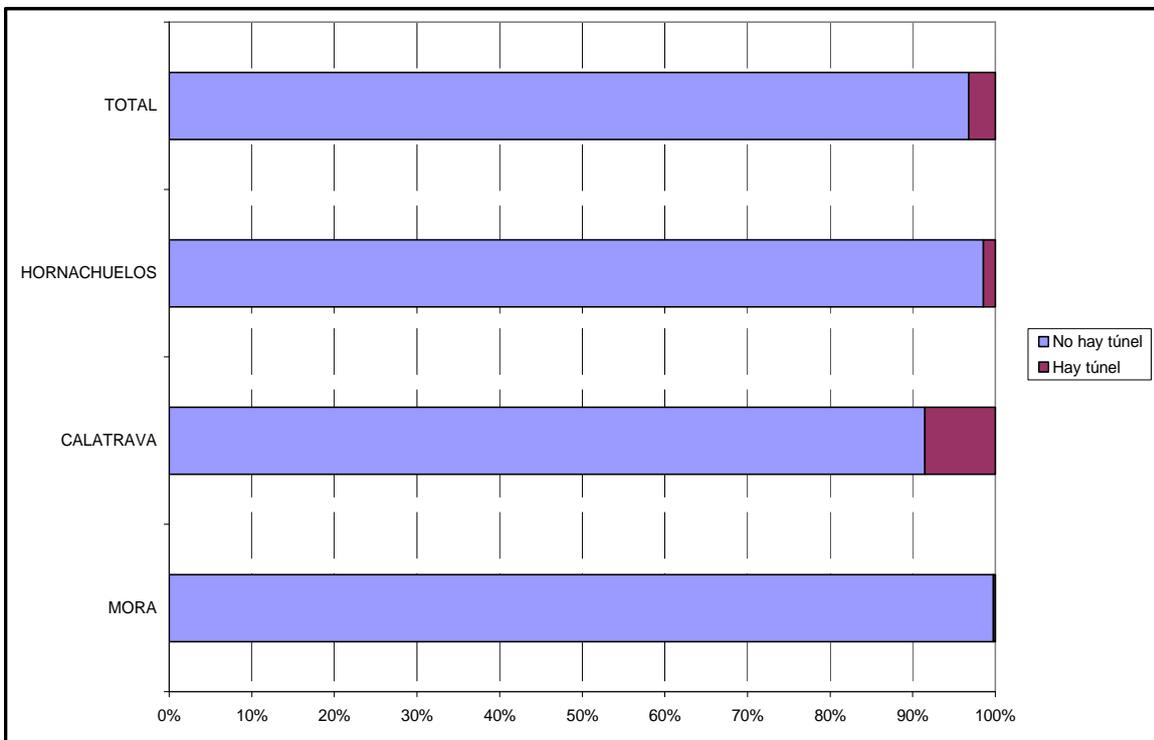


Figura 6.24.- Diagrama de distribución porcentual de túneles. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

Tabla 6.2. Viaductos de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

<b>P.k. inicial</b>	<b>Nombre del viaducto</b>	<b>Longitud (m)</b>
2,004	Viaducto	77
4,986	Viaducto (salto de carnero)	512
10,439	Viaducto Manzanares	68
16,612	Viaducto Nacional IV	93
17,849	Viaducto Ferrocarril Madrid-Badajoz	61
63,120	Viaducto Tajo	704
161,907	Viaducto Guadiana	297
171,667	Viaducto Ciudad Real	930
209,285	Viaducto Puertollano	110
251,388	Viaducto Ribera	346
255,149	Viaducto La Garganta	266
263,315	Viaducto Guadalmez	798
286,251	Viaducto Matapuercas I	80
287,742	Viaducto Matapuercas II	80
288,172	Viaducto Venta Los Lobos	27
296,935	Viaducto El Valle	510
297,578	Viaducto Martindientes	330
302,111	Viaducto Cortaceros II	147
302,370	Viaducto Cortaceros I	240
304,269	Viaducto Churreteles	465
306,858	Viaducto Viñuela	195

307,305	Viaducto Boyeros	510
310,348	Viaducto La Parrilla	265
313,524	Viaducto Concejo	285
328,174	Viaducto Guadalmellato	333
366,000	Viaducto Almodóvar	20
<b>TOTAL</b>		<b>7.749</b>

Tabla 6.3. Puentes de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

P.k. inicial	Nombre del puente	Longitud (m)
4,233	Puente (salto de carnero)	44
54,154	Puente	12
106,798	Puente Río Algodor	30
113,510	Puente Río Bracea I	30
114,120	Puente Río Bracea II	26
149,367	Puente Arroyo Cambrón	5
182,208	Puente Jabalón	82
332,529	Puente Arroyo Guadalbarbo	10
337,767	Puente Arroyo Rabalanes	16
357,875	Puente Arroyo Guarroman	11
369,114	Puente Río Guadiato	140
383,422	Puente Río Bembezar	55
384,675	Puente Arroyo Guadalora	31
393,726	Puente Río Retortillo	28
395,879	Puente Canal del Bembezar	13

410,085	Puente Guadalvacar	58
415,200	Puente Arroyo del Churri	92
422,938	Puente Río Guadalquivir	249
425,115	Puente Cruce sobre canal	26
427,942	Puente Corbones I	59
428,947	Puente Corbones II	31
430,899	Puente Corbones III	32
436,877	Puente Arroyo Garcí-Pérez	33
444,953	Puente Arroyo Culebras	22
455,502	Puente Arroyo Almonazar	18
466,014	Puente Arroyo Tamarguillo	174
<b>TOTAL</b>		<b>1.327</b>

*Tabla 6.4. Túneles de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

<b>P.k. boca norte</b>	<b>Nombre del túnel</b>	<b>Longitud (m)</b>
10,795	Túnel nº 1 Perales	401
231,056	Túnel nº 2 Veredas	1.308
245,868	Túnel nº 3 Venta La Inés	1.681
248,988	Túnel nº 4 Horcajo	1.204
252,001	Túnel nº 5 La Garganta	1.546
277,106	Túnel nº 6 Los Caños	640
294,055	Túnel nº 7 Valle	303
295,118	Túnel nº 8 Piedras Blancas	1.647
298,145	Túnel nº 9 Piedras de la Sal	2.569

303,214	Túnel nº 10 Churreteles Altos	541
304,883	Túnel nº 11 Churreteles Bajos	600
306,177	Túnel nº 12 Escribano	272
309,141	Túnel nº 13 Acebuchoso	482
309,873	Túnel nº 14 Piedras del Aire	425
311,924	Túnel nº 15 Cortijo	340
319,218	Túnel nº 16 Loma del Partidor	1.879
366,020	Túnel nº 17 Castillo de Almodóvar	300
<b>TOTAL</b>		<b>16.138</b>

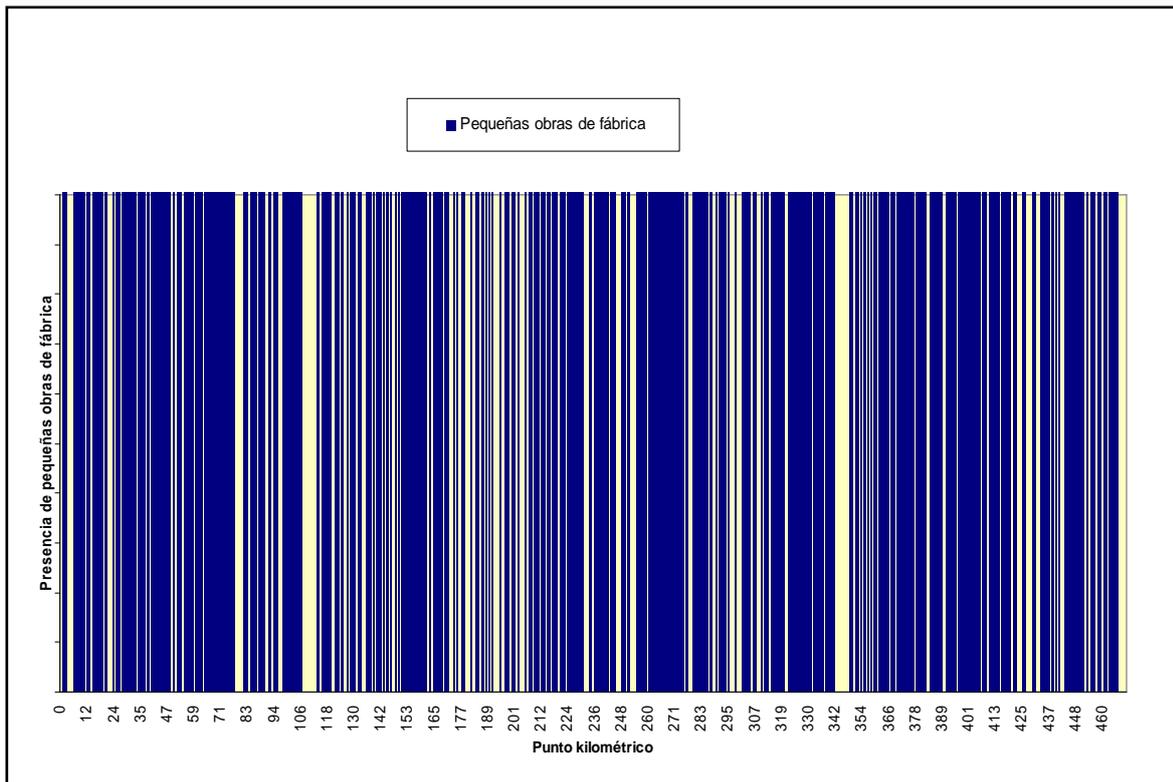


Figura 6.25.- Diagrama de distribución longitudinal de pequeñas obras de fábrica.  
Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

## **7. EXPERIENCIA DEDUCIDA DE LOS REGISTROS DE AUSCULTACIÓN EN LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA**

### **7.1. AUSCULTACIÓN DE VÍA EN LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA**

Los métodos de auscultación, tanto dinámica como geométrica, son descritos con detalle en el **Anejo VII** de este trabajo. Su particularización a la línea del AVE Madrid – Sevilla se aborda a continuación.

#### **7.1.1. Auscultación geométrica de la vía**

En la línea del AVE Madrid – Sevilla, desde su puesta en servicio en 1992 hasta finales del año 1993, la auscultación geométrica se efectuó con un vehículo auscultador de la DB, tanto por carecer RENFE de un vehículo de ancho internacional como por coincidir las tolerancias establecidas en recepción con las de la DB.

La falta de un vehículo propio de ancho internacional y la saturación del vehículo alquilado decidieron a RENFE a adquirir un nuevo vehículo de auscultación de vía apto para los dos anchos (internacional de 1435 mm e ibérico de 1668 mm), escogiendo la tecnología empleada por la BRR (British Rail Research), en un concurso internacional.

A partir del año 1994, antes de disponer del nuevo vehículo, la decisión anterior aconsejó iniciar las auscultaciones con este nuevo sistema, ya que los datos así obtenidos serían comparables con los que se obtendrían con el coche de RENFE, una vez completado su equipamiento con la nueva tecnología, a la vez que permitirían establecer una base de datos para estudiar la evolución de la calidad de la vía. La puesta en servicio del nuevo vehículo de RENFE (coche de control geométrico de vía SIV 1002) se produjo a finales del año 1994, cuando ya se contaba con cuatro auscultaciones completas de la línea mediante un coche de la BRR equipado con la misma tecnología.

El coche en cuestión incorpora un sistema óptico de medida de secciones consecutivas del perfil transversal del carril, compuesto por un láser que ilumina la zona a estudiar. La línea de luz es recogida por cámaras, que la digitalizan e informatizan para su posterior tratamiento. El proceso, al no existir contacto físico, puede realizarse hasta velocidades de 200 km/h. Los datos son comparados informáticamente con la sección teórica, estableciendo de esta manera los desgastes reales. La información que proporciona este vehículo es la que se resume en las **tablas 7.1, 7.2, 7.3, 7.4 y 7.5**. En un principio, este proceso de auscultación se definió con carácter semestral, aunque la tendencia actual es auscultar anualmente. Los valores de control establecidos son los que se han recogido en el **Anejo VI** del presente trabajo.

*Tabla 7.1. Parámetros medidos por el coche de control geométrico de vía SIV 1002 en relación con la geometría del carril (I). Fuente: RENFE.*

<b>PARÁMETROS MEDIDOS</b>	<b>PARÁMETROS CALCULADOS</b>
Perfil transversal de la cabeza del carril	Desgaste vertical del carril
	Desgaste lateral del carril
	Desgaste total

Tabla 7.2. Parámetros medidos por el coche de control geométrico de vía SIV 1002 en relación con la geometría del carril (II). Fuente: RENFE.

PARÁMETROS MEDIDOS	FILTRADO	PARÁMETROS CALCULADOS
Aceleraciones en cajas de grasa	0,03-0,10 m	Desgaste ondulatorio de onda corta
	0,10-0,30 m	Desgaste ondulatorio de onda media
	0,30-1,00 m	Desgaste ondulatorio de onda larga Defectos de nivelación en soldaduras y juntas
Nivelación longitudinal	1,00-3,00 m	Desgaste ondulatorio de onda larga

Tabla 7.3. Parámetros medidos por el coche de control geométrico de vía SIV 1002 en relación con la geometría vertical de la vía. Fuente: RENFE.

PARÁMETROS MEDIDOS	FILTRADO	PARÁMETROS CALCULADOS
Nivelación longitudinal	3-25 m	Nivelación longitudinal de onda corta
	25-70 m	Nivelación longitudinal de onda media
	70-120 m	Nivelación longitudinal de onda larga
Nivelación transversal	3-25 m	Nivelación transversal de onda corta
	25-70 m	Nivelación transversal de onda media
	70-120 m	Nivelación transversal de onda larga
Alabeo	base de 3 m	Alabeo de empate corto
	base de 5 m	Alabeo de empate medio
	base de 9 m	Alabeo de empate largo

Tabla 7.4. Parámetros medidos por el coche de control geométrico de vía SIV 1002 en relación con la geometría horizontal de la vía. Fuente: RENFE.

PARÁMETROS MEDIDOS	FILTRADO	PARÁMETROS CALCULADOS
Alineación	3-25 m	Alineación de onda corta
	25-70 m	Alineación de onda media
	70-120 m	Alineación de onda larga
Ancho de vía	3-25 m	Variación del ancho
	0-70 m	Ancho medio

Tabla 7.5. Parámetros medidos por el coche de control geométrico de vía SIV 1002 en relación con los parámetros de trazado y cuasiestáticos. Fuente: RENFE.

PARÁMETROS MEDIDOS	FILTRADO	PARÁMETROS CALCULADOS
Curvatura	0-70 m	Trazado de la vía en planta – Radios
		Derivada de la curvatura respecto al espacio
		Derivada de la curvatura respecto al tiempo
Peralte	0-70 m	Trazado de la vía en planta – Peralte de las curvas
		Derivada del peralte respecto al espacio
		Derivada del peralte respecto al tiempo
		Insuficiencia o exceso de peralte
Derivada de la insuficiencia o exceso de peralte respecto al tiempo		
Rasante	0-200 m	Trazado de la vía en alzado

En la **figura 7.1** se muestra una descripción general del coche de control geométrico de vía SIV 1002. En la parte central de la zona de laboratorio existe una consola desde la que se controla todo el sistema. Esta consola (**figura 7.2**) dispone de tres pantallas: la primera para el control del sistema; la segunda para visualizar en tiempo real la vía que se está auscultando; y la tercera para visualizar en tiempo real los resultados de la auscultación. En los equipos de instrumentalización, se localizan los monitores que presentan las imágenes del perfil transversal del carril obtenidas mediante el sistema óptico Headline (**figura 7.2**).

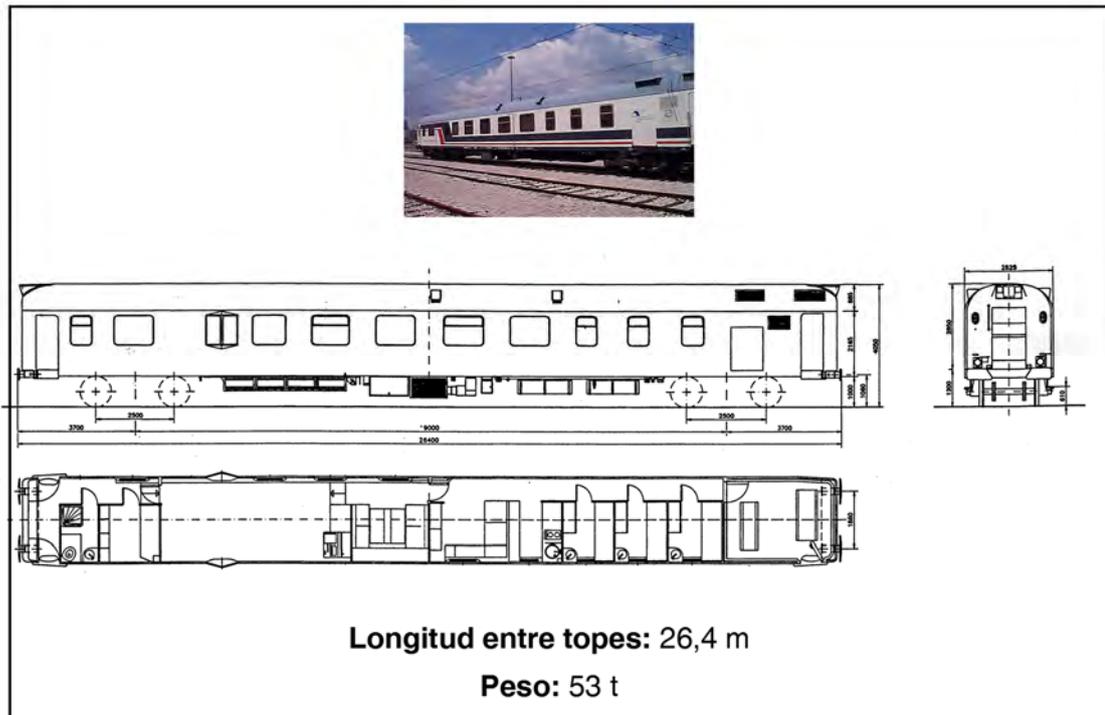


Figura 7.1.- Descripción general del coche de control geométrico de vía SIV 1002 de RENFE, empleado en la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: RENFE.



Figura 7.2.- Laboratorio del coche de control geométrico de vía SIV 1002 de RENFE (consola de control y monitores de los carriles). Fuente: RENFE.

### 7.1.2. Auscultación dinámica de la vía

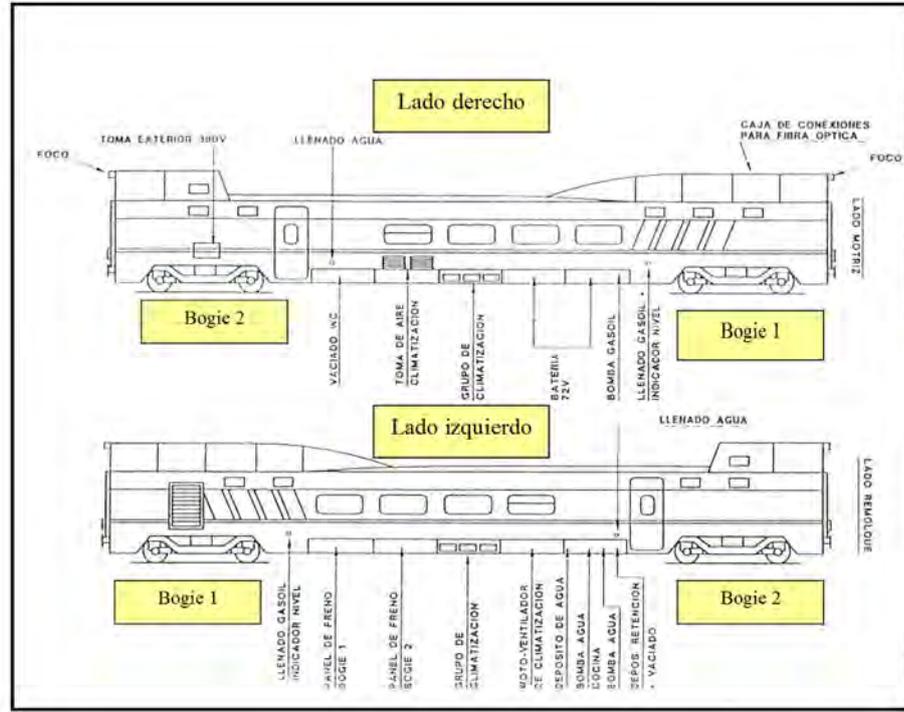
Un coche laboratorio (“Coche AVE de Control”) enganchado a un tren comercial, entre una locomotora y el inmediato remolque, mide las aceleraciones en distintos puntos del vehículo: concretamente, las aceleraciones verticales ( $a_{vv}$ ) y transversales ( $a_{lv}$ ) en la caja del vehículo (para estudiar el grado de comodidad del viajero), las verticales ( $a_{vc}$ ) en la caja de grasa y, por último, las laterales en el bogie ( $a_{lb}$ ). Este proceso se realiza periódicamente cada 3 semanas. En función de la experiencia, se han fijado umbrales para cada aceleración registrada. El sistema proporciona un listado de los puntos kilométricos donde han sido rebasados dichos umbrales.

En la **tabla 7.6** se recogen los valores de control correspondientes a las distintas aceleraciones medidas. Asimismo se indican las acciones recomendadas en cada caso.

Tabla 7.6. Niveles de aceleraciones en la auscultación dinámica de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: RENFE.

Intervalos de aceleraciones (m/s <sup>2</sup> )								Acción recomendada
$a_{lb}$		$a_{vc}$		$a_{lv}$		$a_{vv}$		
0,0	2,0	0	30	0.0	1,5	0,0	1,0	Nivel de control normal
2,0	4,0	30	50	1,5	2,0	1,0	2,0	Nivel de control intenso
4,0	6,0	50	70	2,0	2,5	2,0	2,5	Comprobación y corrección programadas
> 6,0		> 70		> 2,5		> 2,5		Comprobación y corrección inmediatas

En la **figura 7.3** se recoge un esquema de este vehículo de auscultación dinámica. La dotación de un generador propio de energía le confiere independencia respecto a la composición en la que se integre. De esta manera puede ser remolcado por cualquier locomotora de forma aislada o dentro de una composición (tren AVE, tren Talgo...). En la **tabla 7.7** se sintetizan las características técnicas más relevantes del vehículo en cuestión.



*Figura 7.3.- Esquema del Coche AVE de Control. Fuente: RENFE.*

*Tabla 7.7. Características técnicas más relevantes del Coche AVE de Control. Fuente: RENFE.*

Parámetro	Valor
Velocidad máxima en servicio comercial	300 km/h
Longitud	24,13 m
Altura	4,10 m
Altura del observatorio de catenaria	3,75 m
Tara	51000 kg
Peso en orden de marcha	52400 kg

Este tipo de auscultación tiene las ventajas de que los datos que se obtienen ofrecen una idea bastante fiel a la percepción del propio viajero y, por otra parte, se puede realizar de forma compatible con el servicio normal de trenes. Sin embargo, en este control, tienen una influencia muy clara la velocidad y el estado del vehículo; asimismo, la información proporcionada no permite aislar la causa concreta de las posibles deficiencias en comodidad y seguridad, por lo que es necesario el uso de sistemas complementarios de auscultación, especialmente de auscultación geométrica.

Además de estos controles, cada jefe de parque hace, con una periodicidad más o menos semanal, un **recorrido completo de su tramo en cabina**, lo que supone un control semejante a la auscultación dinámica. Se trata, en definitiva, de disponer de las percepciones de expertos, capaces de localizar con precisión defectos en la vía. Esta labor, aunque con menor atención, es desempeñada también por los propios maquinistas en cada viaje realizado. En ocasiones, fruto de estas observaciones, se prescriben limitaciones de velocidad, aunque debe tenerse en cuenta que, en cualquier caso, la validez de este método es meramente cualitativa.

### **7.1.3. Otro tipo de auscultaciones**

Con periodicidad anual la Dirección de Infraestructura AVE realiza una auscultación por ultrasonidos de los carriles. Asimismo, la misma Dirección de Infraestructura realiza una auscultación de desgaste ondulatorio con carácter semestral, mediante el coche de auscultación geométrica.

Finalmente, al menos dos veces al año, personal especializado de empresas contratadas realiza una inspección a pie de la superestructura de la vía en todo el tramo, en la que se revisan todos aquellos aspectos que pudieran tener incidencia en el normal desarrollo de la explotación. En particular se comprueban los siguientes aspectos:

- En el balasto: estado, contaminación, presencia de hierbas, dimensiones de la banqueta, etc.
- En las traviesas: presencia de fisuras o grietas, daños producidos por maquinaria de vía, escuadre, etc.
- En las sujeciones: correcta colocación y funcionamiento de la sujeción, etc.
- En el carril: aparición de defectos superficiales, fisuras o grietas, etc.

### **7.1.4. Proceso de gestión de los trabajos de mantenimiento**

La información obtenida en los trabajos de auscultación permite programar las actuaciones preventivas sobre la vía. El proceso de gestión y los distintos agentes vinculados en la línea del AVE Madrid – Sevilla se esquematizan mediante los diagramas de flujos que aparecen en las **figuras 7.4, 7.5, 7.6, 7.7 y 7.8**.

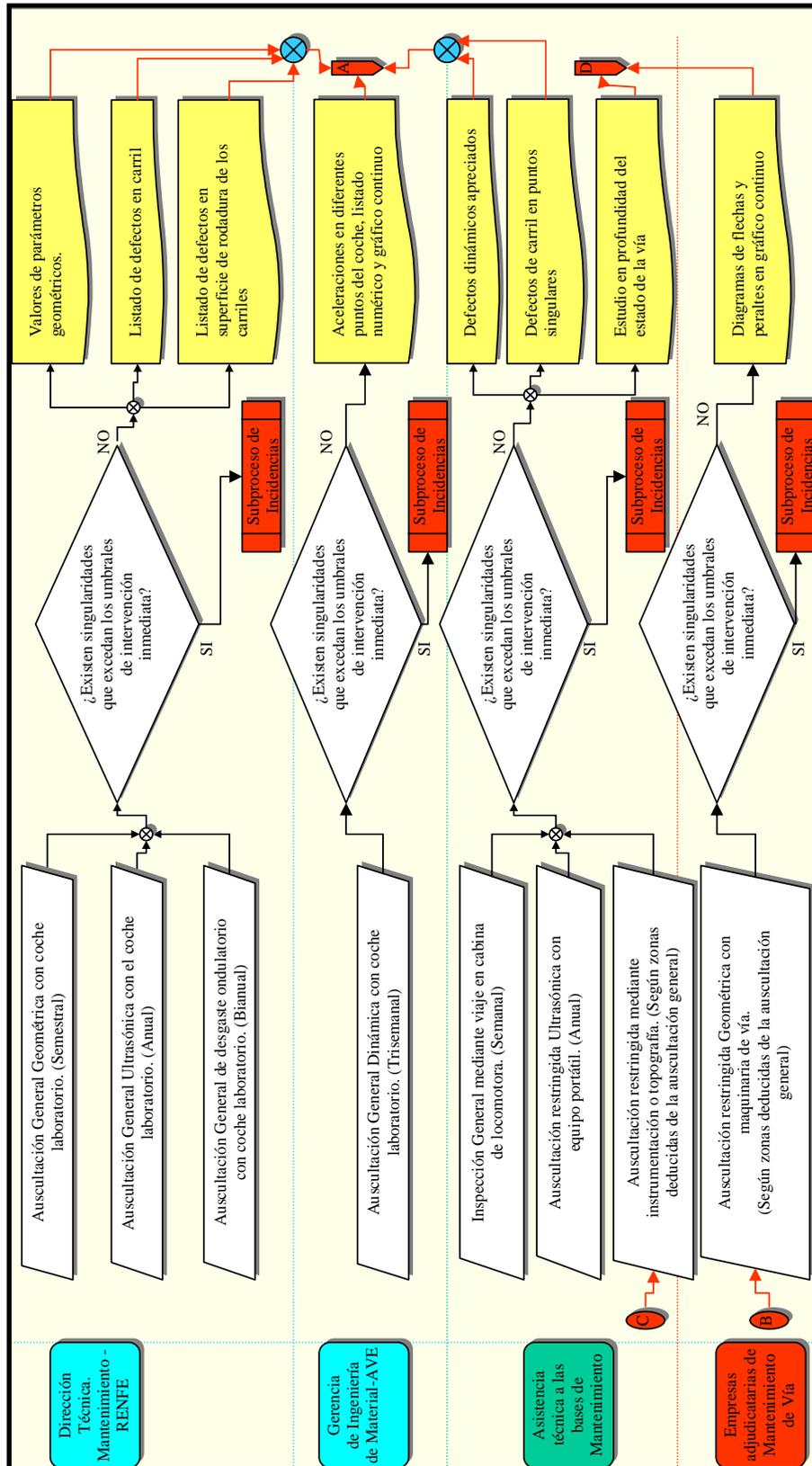


Figura 7.4.- Gestión de los trabajos de mantenimiento a partir de los datos de auscultación (I): proceso de auscultación. Fuente: RENFE.

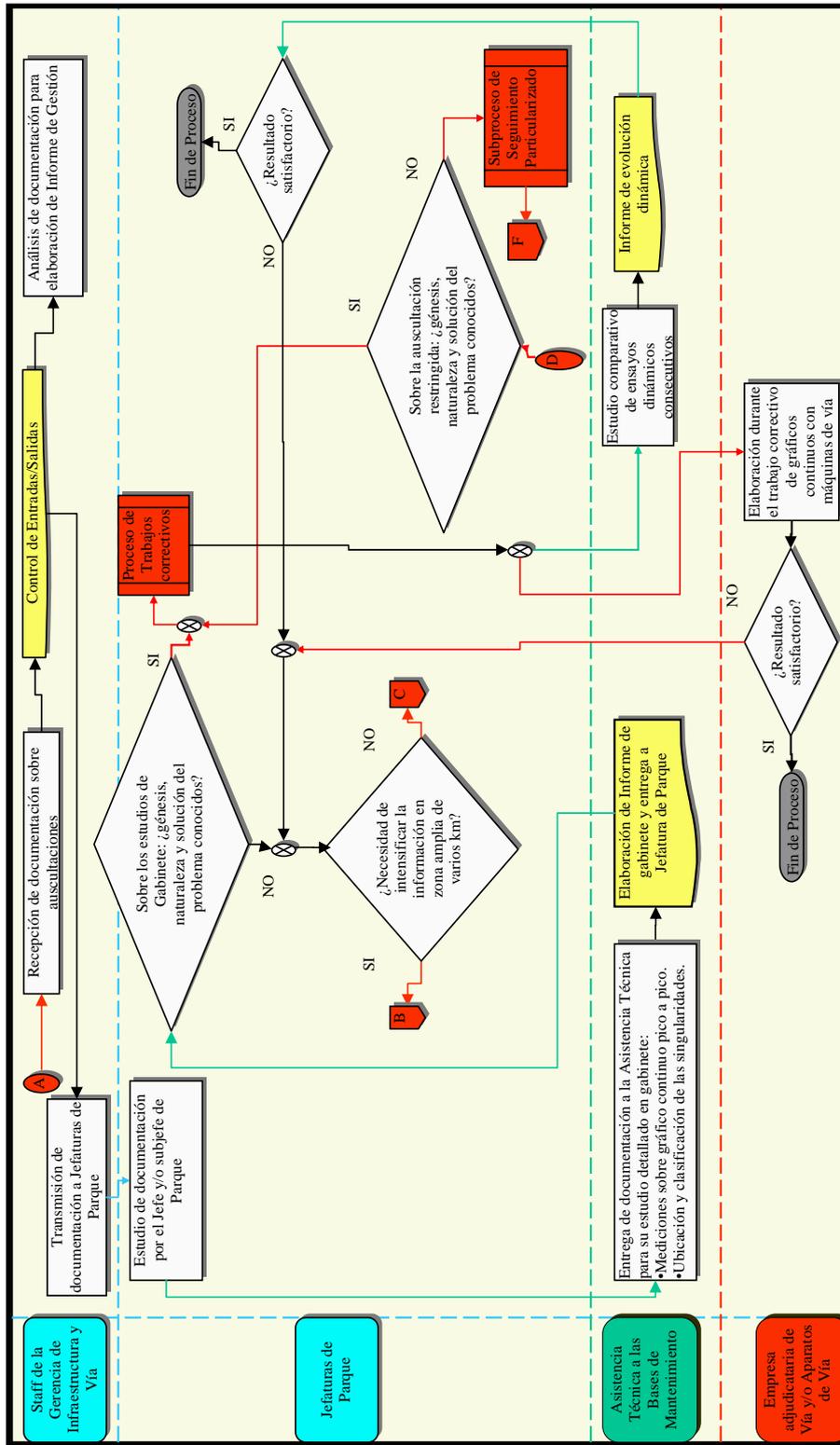


Figura 7.5.- Gestión de los trabajos de mantenimiento a partir de los datos de auscultación (II): tratamiento de la información. Fuente: RENFE.

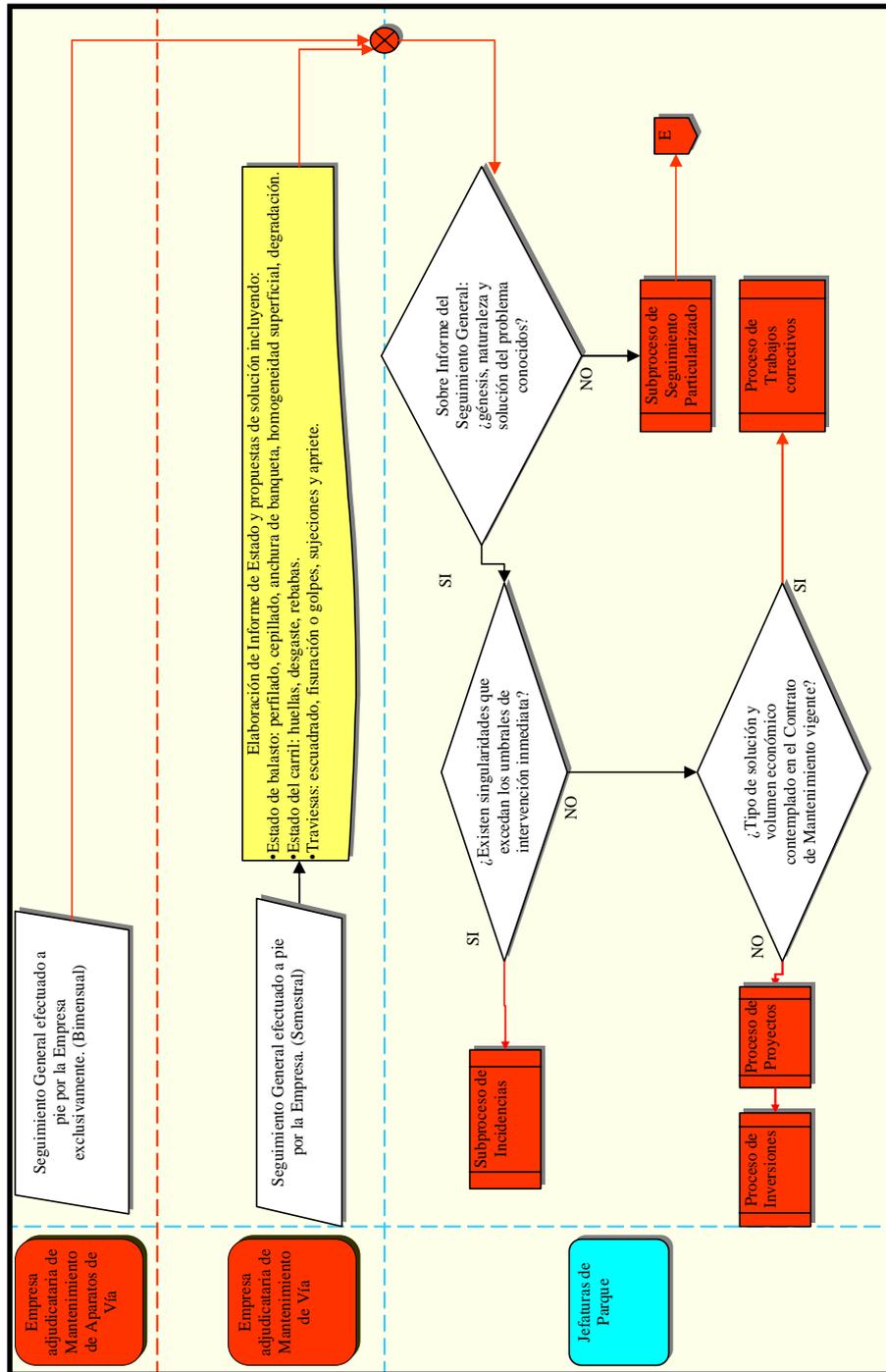


Figura 7.6.- Gestión de los trabajos de mantenimiento a partir de los datos de auscultación (III): seguimiento general. Fuente: RENFE.

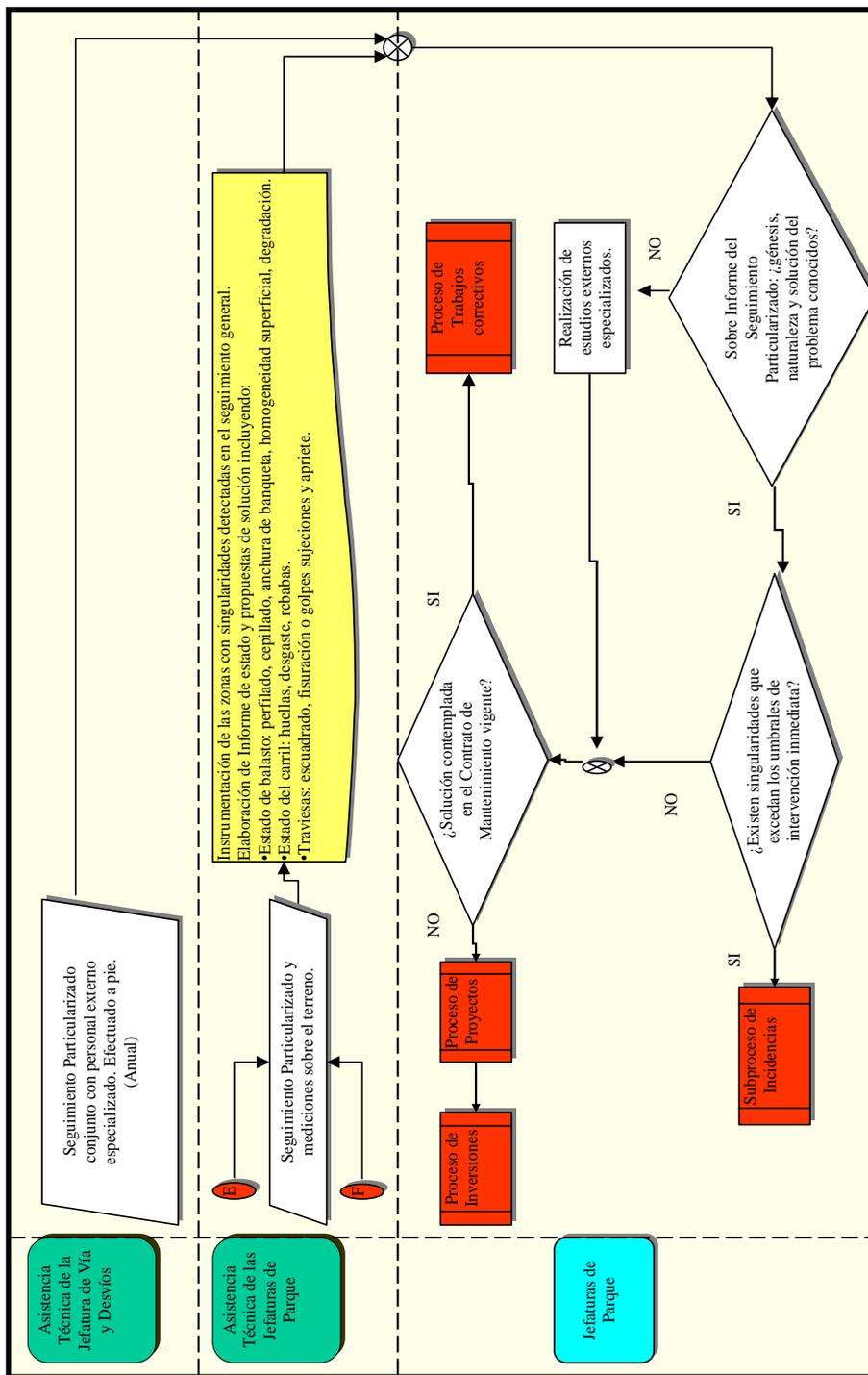


Figura 7.7.- Gestión de los trabajos de mantenimiento a partir de los datos de auscultación (IV): seguimiento particularizado. Fuente: RENFE.

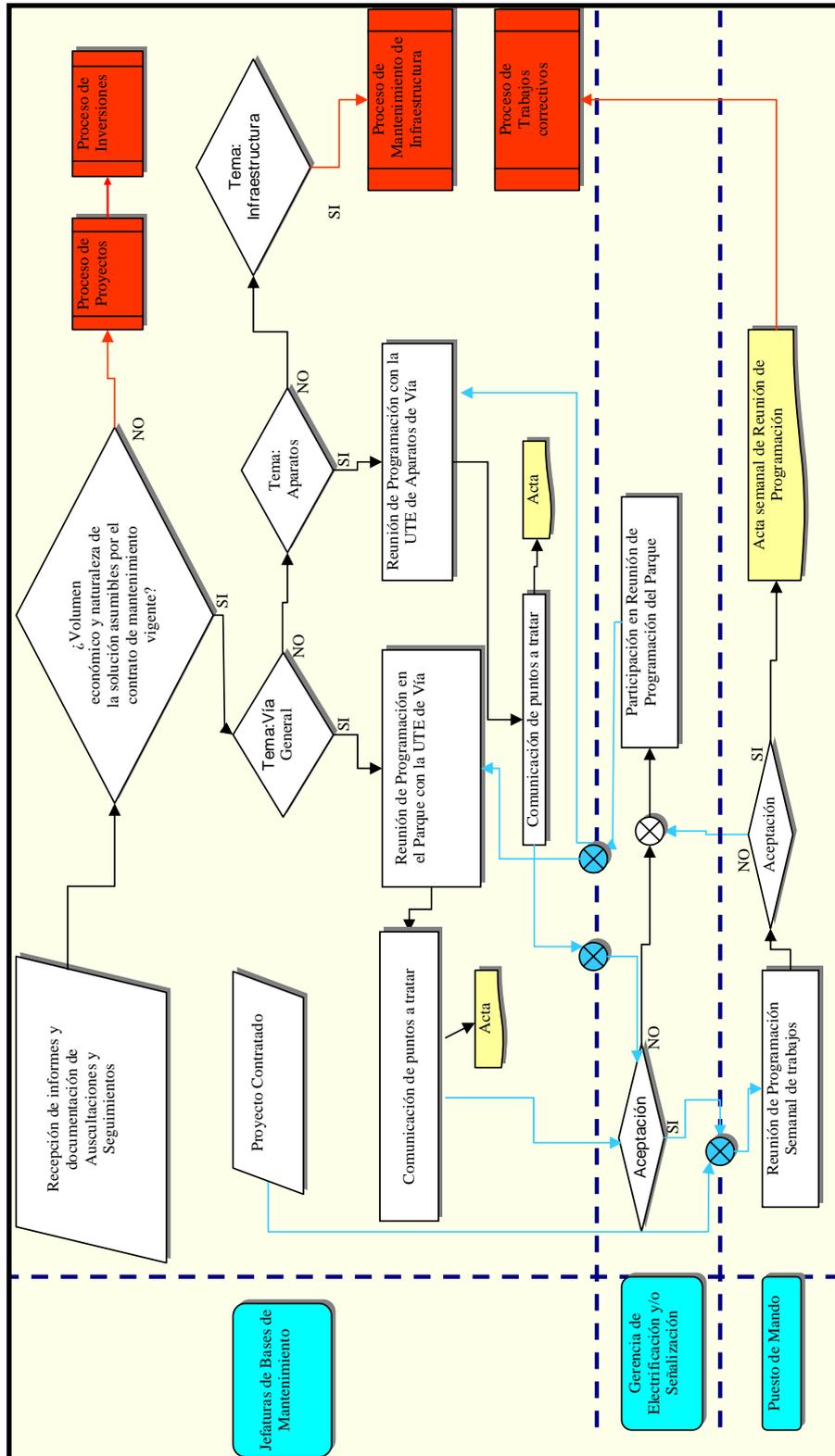


Figura 7.8.- Gestión de los trabajos de mantenimiento a partir de los datos de auscultación (V): programación de trabajos. Fuente: RENFE.

---

## 7.2. ANÁLISIS DE LOS REGISTROS DE AUSCULTACIÓN DINÁMICA

### 7.2.1. *Consideraciones generales*

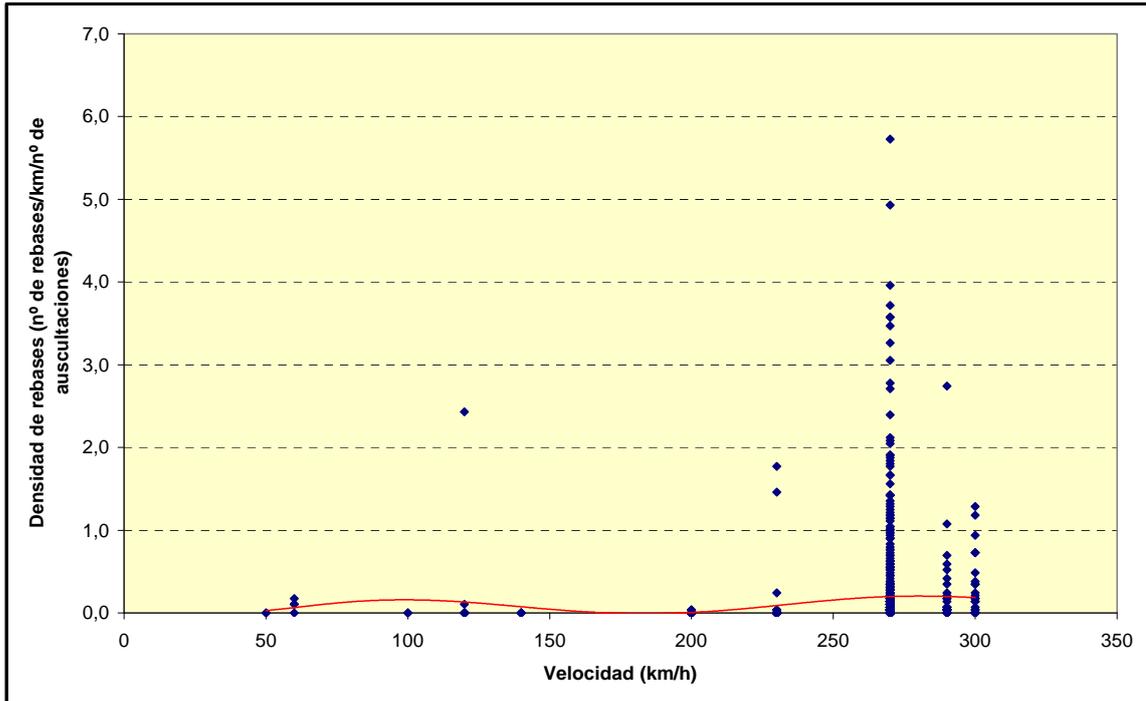
Ciertamente, la auscultación dinámica presenta una alta validez para poder realizar estudios estadísticos conforme a sus registros numéricos. La elevada frecuencia con que se practica y la detección de anomalías a velocidad comercial permiten conocer, con una alta fiabilidad, la evolución del deterioro de la vía, reconociendo aquellos defectos que afectan al modo de funcionamiento de la línea. Los registros de auscultación geométrica, aun siendo necesarios y constituyendo un elemento de gran interés, son más discontinuos en el tiempo y pueden no detectar algunos defectos, según sea su función de transferencia como ya se ha demostrado. Es por todo ello que, en este estudio, toma especial preponderancia el análisis de los datos de auscultación dinámica; y será en base a ellos que se deducirán leyes de deterioro en función de parámetros de la línea y de su tráfico.

En virtud de este planteamiento, se ha elaborado una base de datos de la línea del AVE Madrid – Sevilla, a partir de los registros de aceleraciones verticales en caja de grasa y caja del vehículo, y de las aceleraciones laterales en el bogie y en la caja del vehículo. En un principio se planteó segmentar la línea en elementos discretos de 200 m de longitud, para contabilizar en cada uno de ellos el número de rebases de los límites de la **tabla 7.6** y relacionarlos convenientemente con la velocidad a que circulan los trenes y el volumen de tráfico. Por consiguiente, se cuantifican los defectos de la vía detectados en una auscultación, contando aquellos puntos en que se superan los umbrales de intervención. Dividiendo los valores numéricos de este recuento entre la longitud de cada uno de los tramos de medida, se obtiene el parámetro “*densidad de rebases o de defectos*”. Este parámetro constituye la base del estudio estadístico y de las regresiones que posteriormente se plantean.

La existencia de una elevada dispersión y la imposibilidad de poder explicar las variaciones del parámetro densidad mediante las características del tráfico (velocidad, carga por eje, número de ejes circulados) obliga a introducir, en el análisis, variables relacionadas con la superestructura de la vía, la infraestructura y el trazado de la línea. La localización precisa de elementos puntuales (como pueden ser aparatos de vía, obras de fábrica, etc.) ha conducido a dividir la línea en segmentos mucho más cortos. Concretamente, se ha dividido en tramos de 10 m. Entonces, teniendo en cuenta que se han considerado en torno a 150 auscultaciones –por dificultades de lectura de los datos originales, algunos registros no han podido ser introducidos en el análisis, alterando la cifra anterior en alguno de los tramos– resultan matrices de 47100 filas y 150 columnas para recoger los registros de auscultación.

En cada una de las celdas de estas matrices se ha computado un cero, si no se superaba el umbral de intervención, o un uno, en caso contrario. A partir de esta información se han podido calcular distintas densidades de rebases en función de la velocidad u otras características, pudiendo descontar aquellos tramos singulares que producen anomalías y alteran la bondad de los resultados. En este sentido, como se verá con más detalle, debe destacarse la gran relevancia que tienen los aparatos de vía y los de dilatación, que por su propio diseño son puntos donde se acumulan densidades no nulas, especialmente en lo que se refiere a las aceleraciones verticales en caja de grasa.

A modo de ejemplo de la dispersión antes apuntada al realizar el estudio considerando tramos de 200 m, se muestra la **figura 7.9**, en la que se relaciona la densidad de rebases en las aceleraciones verticales medidas en caja de grasa con la velocidad máxima de las ramas AVE en un tramo en el que el tráfico es constante (tramo de Mora). En ella se puede apreciar, a través de la línea de tendencia (ajuste por mínimos cuadrados de un polinomio de grado 6), una mayor densidad a velocidades bajas (alrededor de 100 km/h) que la densidad deducida para 200 km/h. Este hecho se justifica con la presencia de numerosos aparatos de vía en las zonas próximas a las estaciones, donde los trenes AVE deben reducir su velocidad.



*Figura 7.9.- Distribución de la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa respecto a la velocidad máxima del AVE (valores obtenidos de los registros entre abril de 1992 y marzo de 2003, en la vía 1 del tramo de Mora). Fuente: elaboración propia.*

Los registros de auscultación dinámica ponen en evidencia el mayor deterioro de la nivelación de la vía frente al de la alineación. Efectivamente, en la **figura 7.10** se constata que los rebases, midiendo aceleraciones verticales, ascienden a prácticamente el 70% del total, partiendo de la información recabada de las auscultaciones efectuadas entre abril de 1992 y marzo de 2003. Asimismo, se puede ver cómo el parámetro que tiene una mayor repercusión es el de la aceleración vertical medida en caja de grasa, que tiene un peso de un 40%. Debe tenerse en cuenta que si se descuentan los aparatos de vía y los de dilatación el anterior porcentaje se reduce a un 35% aproximadamente (**figura 7.11**).

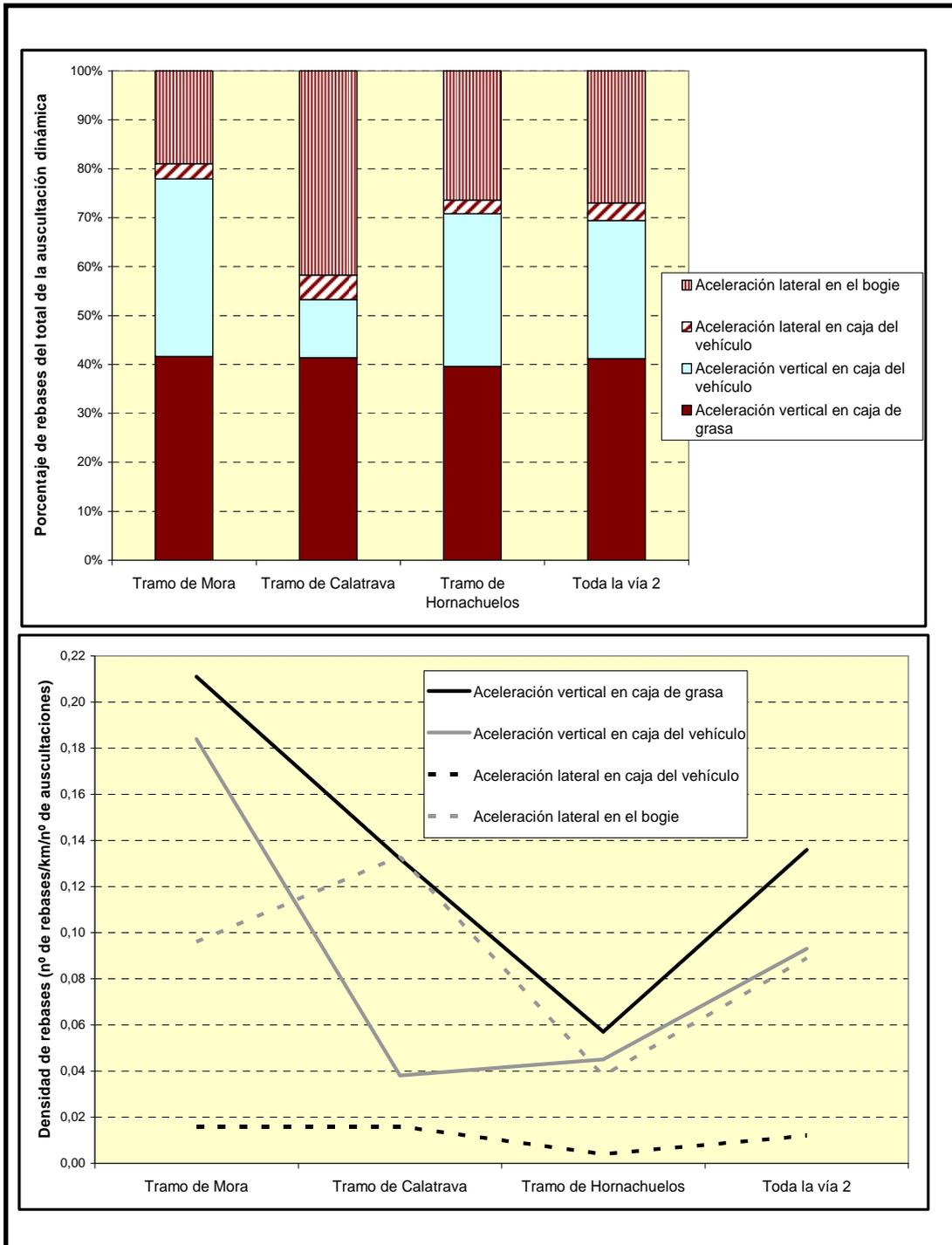


Figura 7.10.- Distribución de los rebases de la auscultación dinámica en función de la aceleración medida en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia.

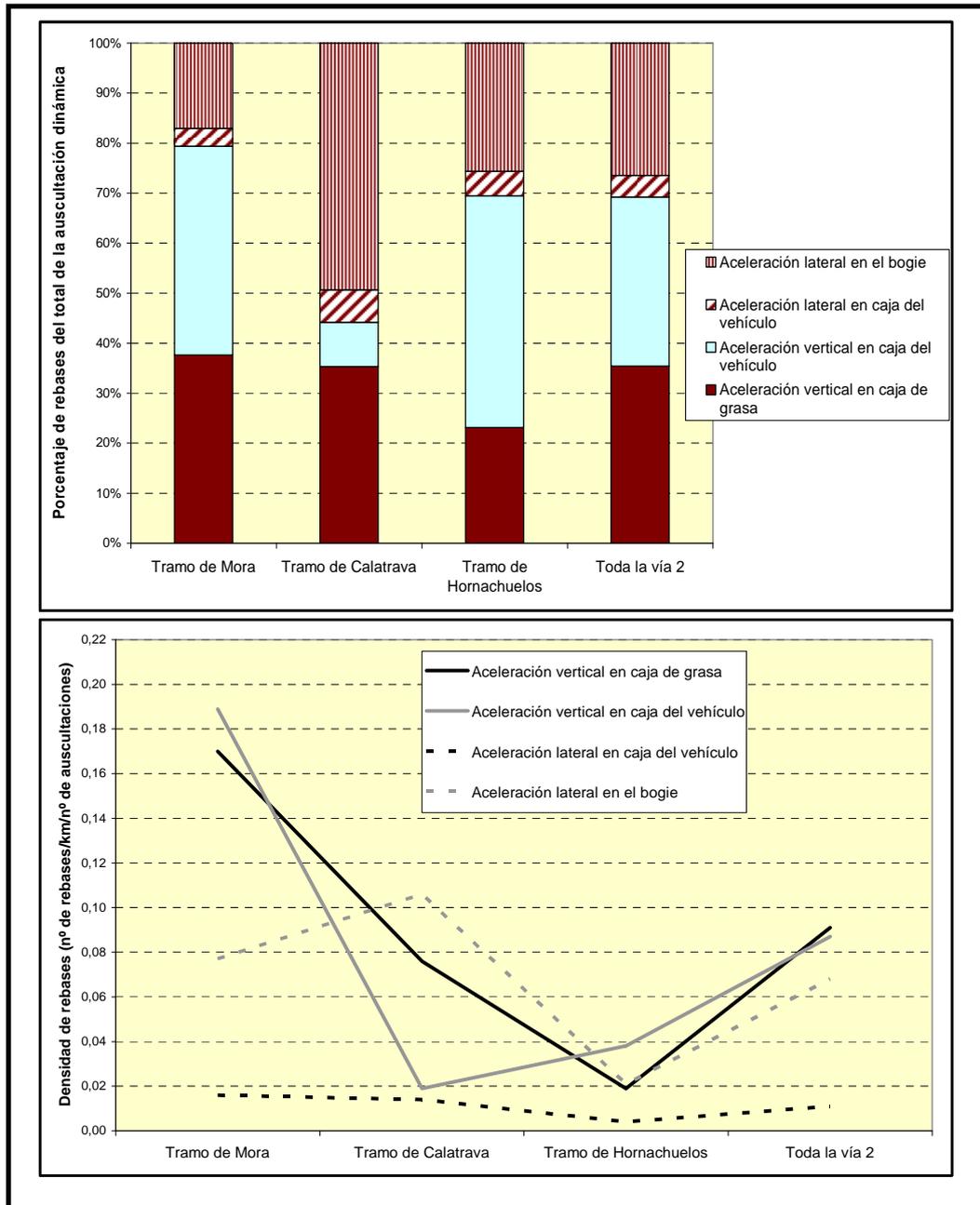


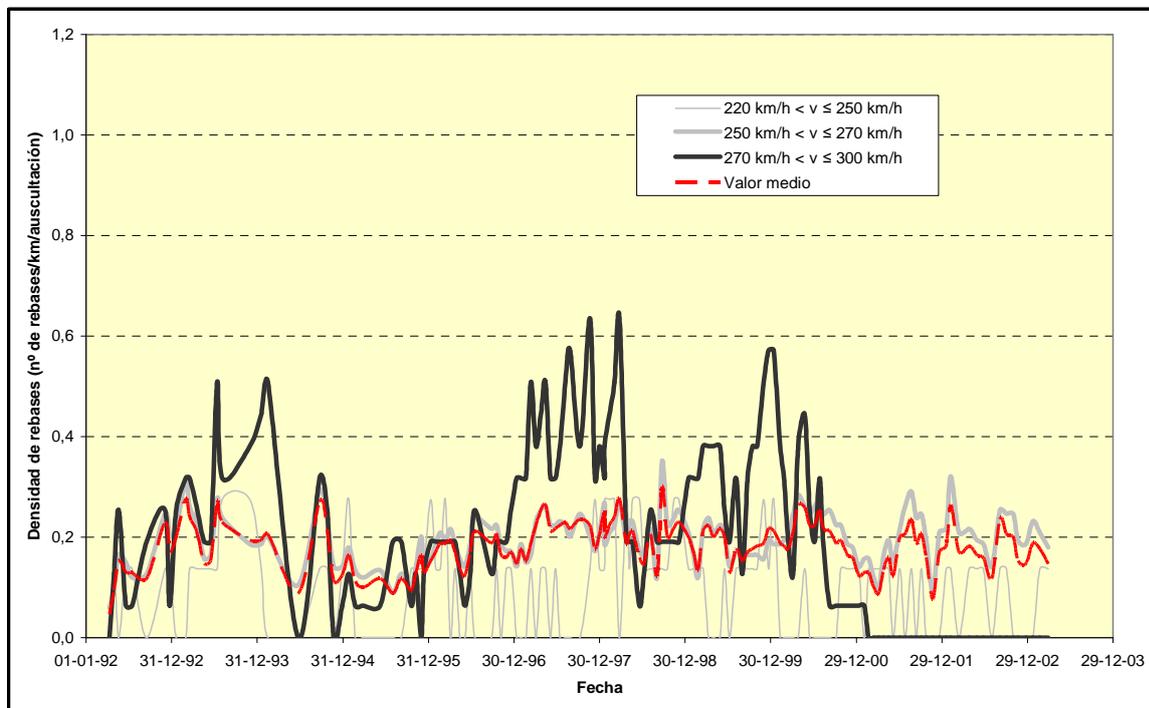
Figura 7.11.- Distribución de los rebases de la auscultación dinámica en función de la aceleración medida en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, sin considerar los aparatos de vía ni los de dilatación. Fuente: elaboración propia.

Como ya se indicó en el **capítulo 5**, la evolución de los defectos de vía detectados por la auscultación dinámica es claramente decreciente en términos globales, a pesar de haber aumentado el tráfico y no haberse incrementado sustancialmente los trabajos de bateo sobre la vía. En el **Anejo III** se puede comprobar la evolución de cada uno de los cuatro parámetros de forma separada. Se puede destacar, a partir de los gráficos obtenidos, que efectivamente esa tendencia decreciente se debe fundamentalmente a la disminución de los rebases en las aceleraciones medidas en el bogie y en la caja del vehículo.

En cambio, sucede que los registros de las aceleraciones en caja de grasa mantienen una tendencia bastante estable e, incluso en algunos tramos, con una ligera tendencia al alza. Puesto que estas aceleraciones están relacionadas con la masa no suspendida de los vehículos, en virtud de la **tabla A-VI.4 del Anejo VI**, se deduce que su evolución está relacionada con la de los defectos de pequeña longitud de onda (longitud inferior a 4 m), es decir, los defectos relacionados con la superestructura de la vía (danza de traviesas, desnivelación del balasto, rotura de traviesas, etc.).

A tenor de todo ello, se puede afirmar con carácter general que, mientras los defectos de la infraestructura (consolidación de terraplenes, asientos de obras de fábrica, etc.), que son defectos de gran longitud de onda y están relacionados con las aceleraciones de la caja de los vehículos y con la de los bogies, tuvieron sus valores máximos antes de 1998 y han tenido tendencia a reducirse considerablemente, los defectos de la superestructura se mantienen actualmente con valores semejantes a los medidos durante los primeros meses de explotación. Esta constatación coincide con los esquemas evolutivos presentados en el **capítulo 5**.

Si se analiza la evolución de los distintos parámetros de auscultación en función de la velocidad máxima de circulación de los trenes, no se observa un incremento apreciable en los tramos de mayor velocidad; antes al contrario, ocurre más bien en estos tramos que, partiendo de un mayor número de rebases respecto a la media en los primeros años, los resultados posteriores muestran una reducción más acusada que la producida a velocidades inferiores. Esta circunstancia se puede justificar en base a dos motivos principales: en primer lugar, mayor velocidad supone una mayor carga dinámica sobre la vía, lo que acelera el proceso de estabilización de la infraestructura; y en segundo lugar, la mayor densidad de rebases en los primeros años –véanse las evoluciones para los tramos de velocidad de 270 y 300 km/h en las **figuras 7.12 y 7.13**– ha conducido a una actividad más intensa de conservación de vía, como se demuestra en el **capítulo 8**.



**Figura 7.12.- Evolución de los rebases de la auscultación dinámica en caja de grasa, en la vía 1 del tramo de Mora de la línea del AVE Madrid – Sevilla, considerando distintas velocidades máximas. Fuente: elaboración propia.**

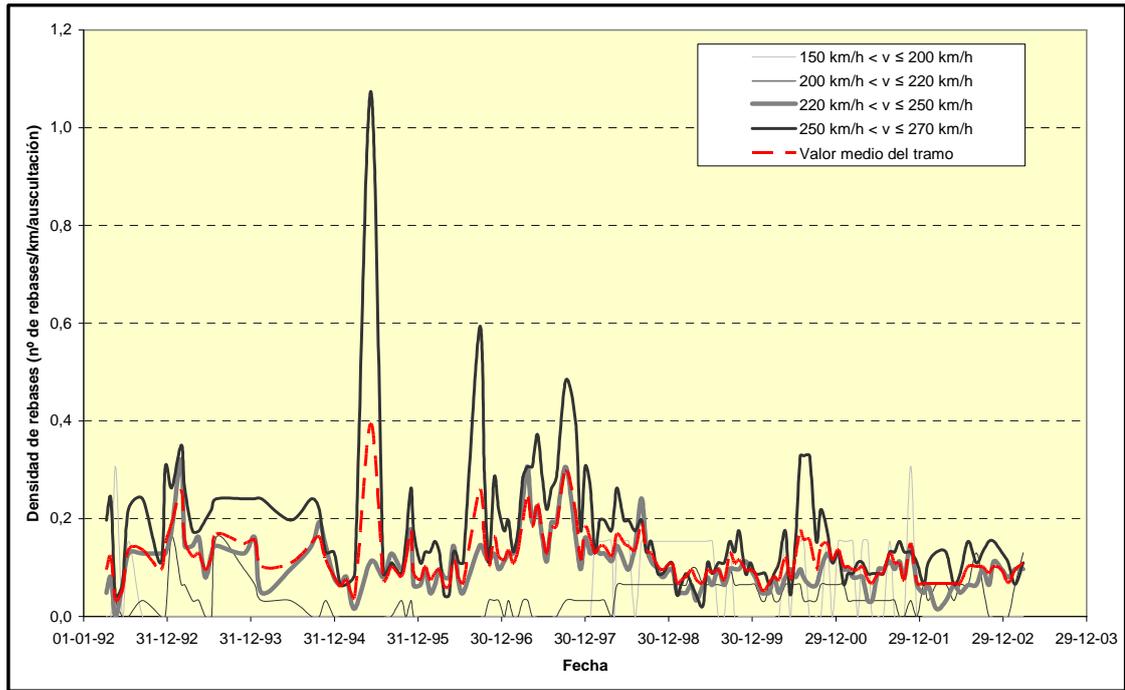


Figura 7.13.- Evolución de los rebases de la auscultación dinámica en caja de grasa, en la vía 1 del tramo de Calatrava de la línea del AVE Madrid – Sevilla, considerando distintas velocidades máximas. Fuente: elaboración propia.

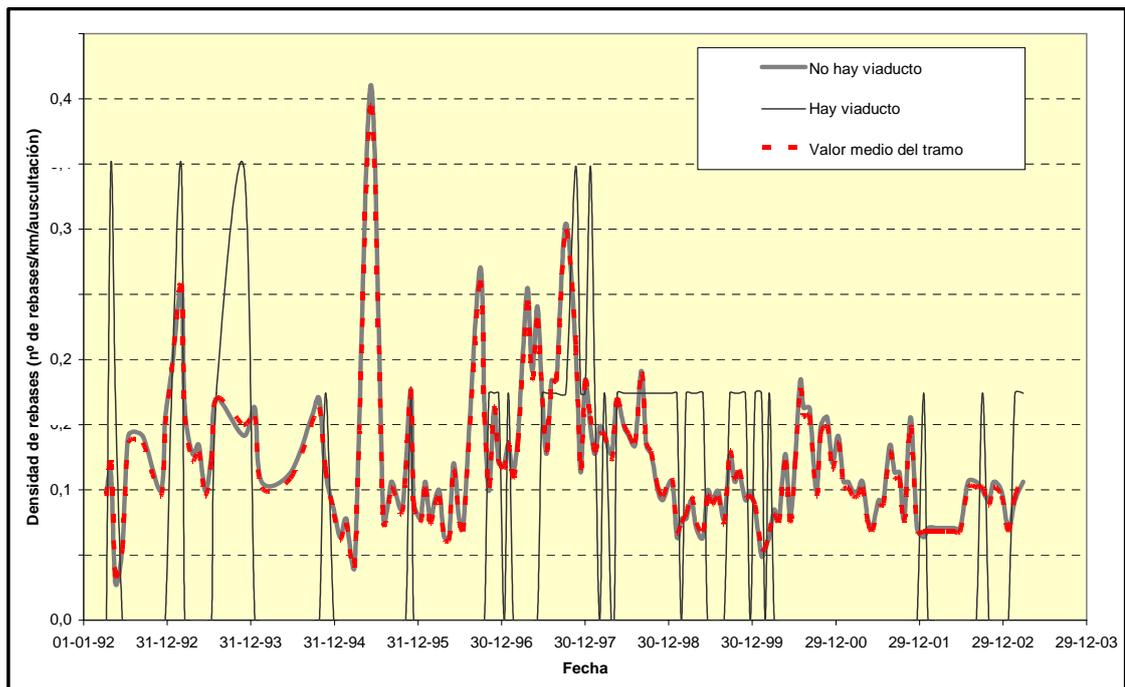


Figura 7.14.- Evolución de los rebases de la auscultación dinámica en caja de grasa, en la vía 1 del tramo de Calatrava de la línea del AVE Madrid – Sevilla, considerando la presencia de viaductos. Fuente: elaboración propia.

Si se estudia la evolución de los rebases en función de las características de la infraestructura, se aprecia una notable dispersión, aunque se reconoce claramente, en los tramos donde hay obras de fábrica, una tendencia general a la baja, asociada al proceso de consolidación que tiene lugar en los primeros años y que merma

posteriormente, salvo en zonas de terreno inestable. Este comentario se ejemplifica con el gráfico que aparece en la **figura 7.14**.

La distribución de los rebases según los meses del año evidencia una cierta dependencia respecto a la temperatura. Efectivamente, se puede apreciar en el **Anejo III** que los registros de aceleraciones en caja de grasa presentan el mayor número de rebases en los meses más calurosos, de julio a octubre, especialmente en los tramos de Mora y Calatrava. Este hecho se debe relacionar con unas actividades de bateo de la vía más limitadas en esa época del año, como atestiguan los gráficos recogidos en el **Anejo V**, comentados en el **capítulo 8**.

La experiencia ferroviaria aconseja no batear la vía cuando las temperaturas son elevadas, ya que esta operación comporta pérdida de resistencia lateral de la vía –las traviesas son levantadas en el proceso de nivelación asociado al bateo, perdiendo parte del envoltorio de balasto que las confina–, y los importantes axiles de compresión a que quedan sometidos los carriles, por tener impedida la dilatación térmica, podrían generar problemas de pandeo. Por consiguiente, mayor temperatura obliga a extremar la prudencia, ajornando en lo posible los trabajos de bateo; lo que a su vez implica un aumento de los rebases de los umbrales de intervención.

Sin embargo, es significativo constatar que en el tramo de Hornachuelos, que es el más meridional de los tres en que se divide la línea, la tendencia anteriormente apuntada apenas se cumple en la vía 1 y totalmente se invierte en la vía 2. La razón de esta distribución dispar respecto a las anteriores puede encontrarse en la incidencia de otros agentes meteorológicos asociados a la estacionalidad, como pueden ser periodos de tormenta, propios de otoño y primavera en el clima mediterráneo.

En cuanto a las aceleraciones laterales en el bogie, se aprecia un aumento de los rebases durante el segundo semestre del año lo que puede estar motivado por las dos causas anteriormente apuntadas: la reducción de trabajos de bateo durante la época estival y, por otra parte, los episodios de lluvia a lo largo del otoño. Esta segunda causa parece tener mayor relevancia en los asientos de la infraestructura, como pone de manifiesto el gráfico en el que se sintetiza la evolución por meses de la aceleración lateral medida en la caja del vehículo. Efectivamente, en este caso, los meses de noviembre y diciembre son los que experimentan con gran diferencia los mayores incrementos respecto al mes que les precede.

En relación con el cuarto parámetro de la auscultación dinámica, la aceleración vertical medida en caja del vehículo, se aprecia una cierta correlación inversa con los trabajos de bateo: de esta manera, los dos máximos relativos de la línea de tendencia de rebases, que corresponden a los meses de agosto-septiembre y de enero-febrero, coinciden con los dos mínimos relativos del gráfico de intervenciones de vía, que corresponden a su vez a los meses de julio-agosto y diciembre-enero.

En resumen, existe una influencia cierta de la estacionalidad en los rebases de los umbrales de intervención, aunque con una gran dispersión. En términos generales, el incremento de los defectos de nivelación, comparando meses, se encuentra relacionado con la evolución de los trabajos de bateo, que se reducen en verano y al inicio del invierno coincidiendo con las Fiestas Navideñas; y los defectos de la infraestructura (defectos de gran longitud de onda) se ven más afectados a lo largo del otoño, cuando las lluvias torrenciales son en término medio más frecuentes.

La distribución espacial para cada uno de los cuatro parámetros contemplados se ve alterada en gran medida por la presencia de los desvíos, los aparatos de dilatación y las obras de fábrica. Con carácter ilustrativo, se muestra en las **figuras 7.15 y 7.16** cómo localmente se producen aumentos considerables de la densidad de rebases (en estos casos, para la aceleración vertical medida en caja de grasa) coincidiendo con la presencia de estos elementos singulares de la superestructura y la infraestructura de la línea. Su incidencia adquiere mayor relieve en la distribución de las aceleraciones verticales que en la de las aceleraciones laterales.

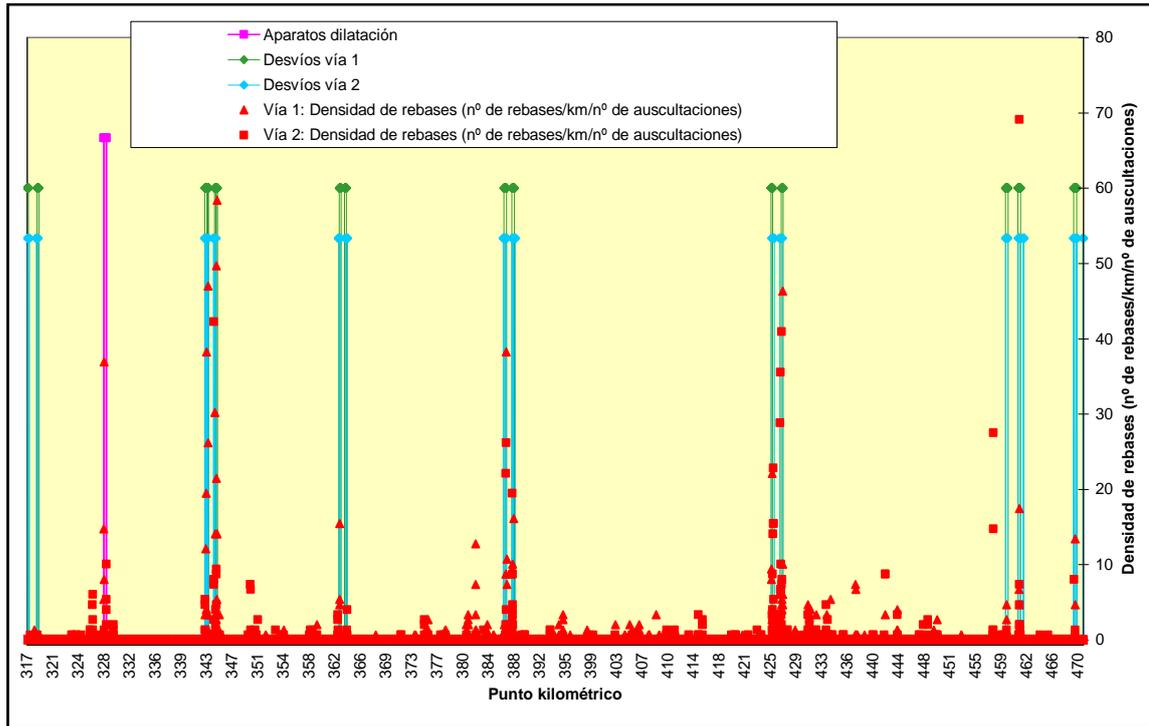


Figura 7.15.- Distribución de los rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa en el tramo de Hornachuelos de la línea del AVE Madrid – Sevilla, señalando la presencia de aparatos de vía y de dilatación. Fuente: elaboración propia.

En el **Anejo II** se presentan las distribuciones espaciales de los resultados de la auscultación dinámica, en las que, mediante un filtrado de datos, se desconsideran aquellos rebases localizados en los aparatos de vía y de dilatación, y en las obras de fábrica (túneles, viaductos, puentes, pasos inferiores, alcantarillas, tubos, sifones, marcos y pontones). Para los cuatro parámetros medidos (aceleración vertical en caja de grasa, lateral en el bogie, y vertical y lateral en la caja del vehículo), se muestran en dicho anejo, de forma separada por cada uno de los tramos en que se ha dividido la línea (Mora, Calatrava y Hornachuelos), los valores de la densidad en segmentos de 10 m de longitud y una función polinómica que resulta de ajustar los datos anteriores según el criterio de mínimos cuadrados con un polinomio de grado 6.

En estas distribuciones, se constata en términos generales una clara disminución de la densidad de rebases en el tramo de Hornachuelos como consecuencia de una menor velocidad de circulación y, sobre todo, de un menor tráfico. Este último parámetro juega un valor muy importante, no solamente en lo que se refiere a las ramas de los trenes AVE, sino también en relación con los trenes Talgo. De hecho, se puede comprobar en el **Anejo II** que la densidad es superior en el tramo de Calatrava donde se circula a 250 km/h que en el tramo de Hornachuelos donde se tiene la misma velocidad máxima. Este hecho se justifica en la disminución de trenes Talgo (trenes que se desvían en Córdoba hacia otras líneas) entre el primer y el segundo tramo. Únicamente en el caso de las aceleraciones verticales medidas en la caja del vehículo se incumple este enunciado, si bien los valores registrados son muy bajos en comparación con las densidades de los restantes parámetros.

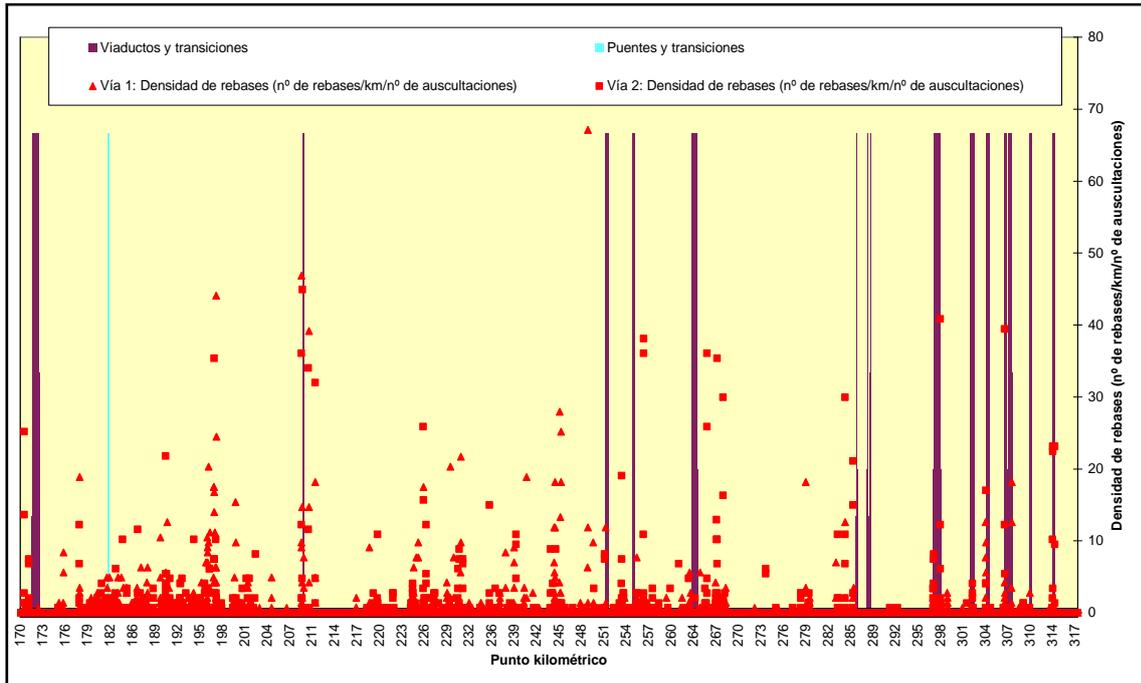


Figura 7.16.- Distribución de los rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa en el tramo de Calatrava de la línea del AVE Madrid – Sevilla, señalando la presencia de puentes y viaductos. Fuente: elaboración propia.

En los siguientes apartados se procede a analizar con detalle cada uno de los parámetros referidos en función de las características de la línea, para posteriormente establecer correlaciones con aquellos parámetros que tenga una influencia manifiesta sobre la densidad de rebases.

### 7.2.2. Aceleración vertical medida en caja de grasa

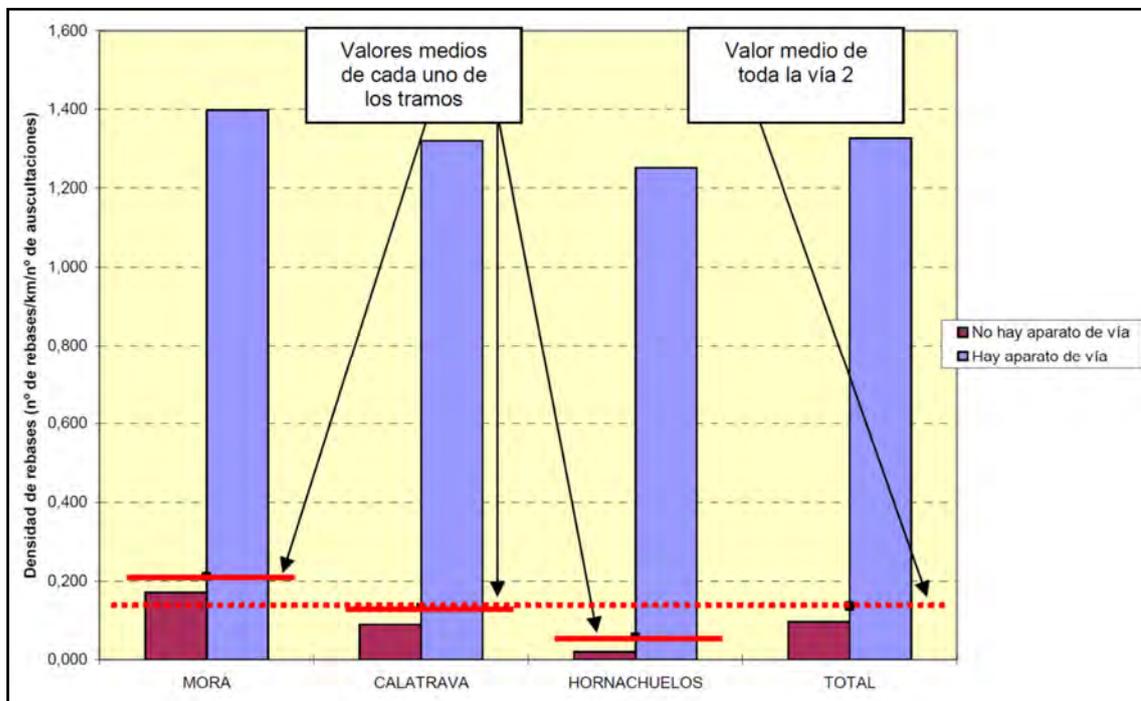
El valor medio de la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa –entendiendo como rebase aquel punto en el que se ha detectado una aceleración superior a  $30 \text{ m/s}^2$ – es de 0,131 por km de vía y por auscultación. Como se puede apreciar en la **tabla 7.8** existe una importante diferencia entre los tramos que corresponden a cada una de las bases de mantenimiento existentes. Efectivamente, la densidad del tramo de Calatrava es un 64% de la de Mora, y la densidad del tramo de Hornachuelos es tan sólo un 32%.

Tabla 7.8. Recuento de rebases en la aceleración vertical medida en caja de grasa en el periodo abril de 1992 a marzo de 2003. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

ZONA		Número medio de rebases por auscultación	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)
Vía 1	Tramo de Mora	30,86	0,182
	Tramo de Calatrava	17,38	0,118
	Tramo de Hornachuelos	10,69	0,070
<b>Total de vía 1</b>		<b>58,93</b>	<b>0,125</b>

Vía 2	Tramo de Mora	35,94	0,211
	Tramo de Calatrava	19,36	0,132
	Tramo de Hornachuelos	8,83	0,057
<b>Total de vía 2</b>		<b>64,13</b>	<b>0,136</b>
<b>Total de la línea</b>		<b>123,06</b>	<b>0,131</b>

Una parte significativa de estos rebases son debidos a la presencia de aparatos de vía y aparatos de dilatación (**figura 7.17**). De forma general, se obtiene una densidad de 0,085 para toda la línea cuando no se tienen en cuenta los segmentos correspondientes a estos elementos de la superestructura; el incremento, por tanto, asociado a su presencia es de un 54%.



*Figura 7.17.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de aparatos de vía en vía 2. Fuente: elaboración propia.*

Descontados ya los aparatos de vía y los de dilatación, que están asociados a un mantenimiento particular separado del resto de la línea, se procede a analizar la influencia que ejercen las obras de fábrica en el parámetro estudiado. De acuerdo con los datos disponibles, se observa que en aquellos elementos que comportan un cambio brusco de la rigidez de la vía (pequeñas obras de fábrica y, sobre todo, zonas de transición), se produce un aumento considerable de la densidad de rebases. Efectivamente, mientras en los túneles y en los viaductos se obtienen unas densidades ligeramente superiores al resto de la línea o prácticamente iguales, en las zonas de transición (y especialmente en el tramo más próximo a estribo) la densidad aumenta multiplicándose por más de 10 (véanse **figuras 7.18 y 7.19**, y **tabla 7.9**).

En este punto, es relevante la siguiente reflexión. Ciertamente, aumentar la rigidez de la vía conduce a incrementar las cargas dinámicas (formulación de Prud'Homme) y el coeficiente de balasto, lo que comporta un aumento de la presión a que se somete el

balasto con el paso de una carga (modelo de Zimmermann – Timoshenko). Si se admite que el deterioro de la vía (sobre todo, en lo que concierne a la nivelación longitudinal) depende de la tensión en el balasto (elevada a un cierto exponente, según las propuestas recogidas en el **capítulo 5**) parece razonable que sean los viaductos, los puentes y los túneles los lugares donde se acumulen más defectos de la vía. Sin embargo, el hecho de que la plataforma sea completamente rígida presenta como ventajas que el asiento de la vía sólo pueda ser atribuible a la capa de balasto y que además se reduzcan los movimientos internos de las partículas que conforman esta capa, mitigando el proceso de abrasión y, por consiguiente, de deterioro de la superestructura de la vía.

Las zonas de transición y las pequeñas obras de fábrica suponen un aumento de la rigidez, con el agravante de que la plataforma de tierra puede experimentar más fácilmente asientos diferenciales en comparación con el tablero de un puente o la contra-bóveda de un túnel. Además, la continuidad de los carriles sobre unas capas de asiento marcadas con una cierta heterogeneidad longitudinal supone que la reacción de un eje cargado aumente donde se produzcan desigualdades en el asiento elástico de la vía.

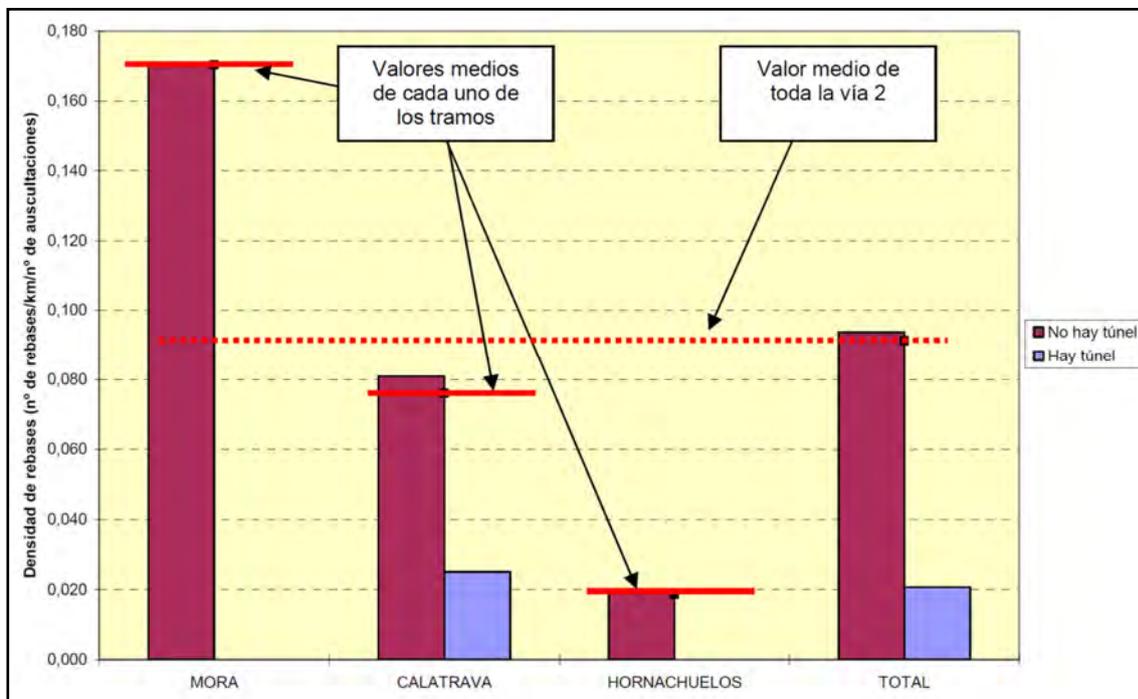


Figura 7.18.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de túneles en vía 2 (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia.

En la **tabla 7.9**, destaca la paradoja de que las zonas de transición de los puentes tengan un mejor comportamiento que las de los viaductos e incluso mejor que el comportamiento de la vía exenta de obras de fábrica. La razón de este resultado estriba en que los puentes se concentran en el tramo de Hornachuelos (véase **capítulo 6**), donde los rebases son claramente inferiores a los existentes en los dos restantes tramos. Si se analizan de forma separada los tramos (**figura 7.20**) la densidad de las zonas de transición e, incluso, la de los mismos puentes son superiores a la del resto de la línea.

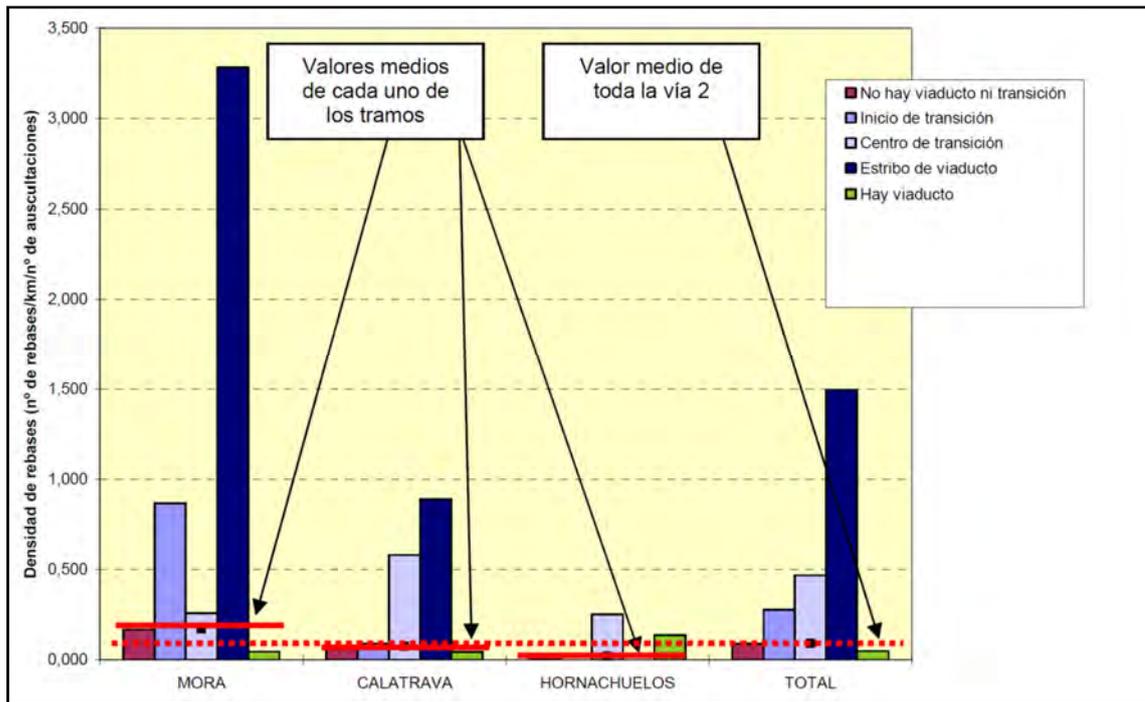


Figura 7.19.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de viaductos en vía 2 (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia.

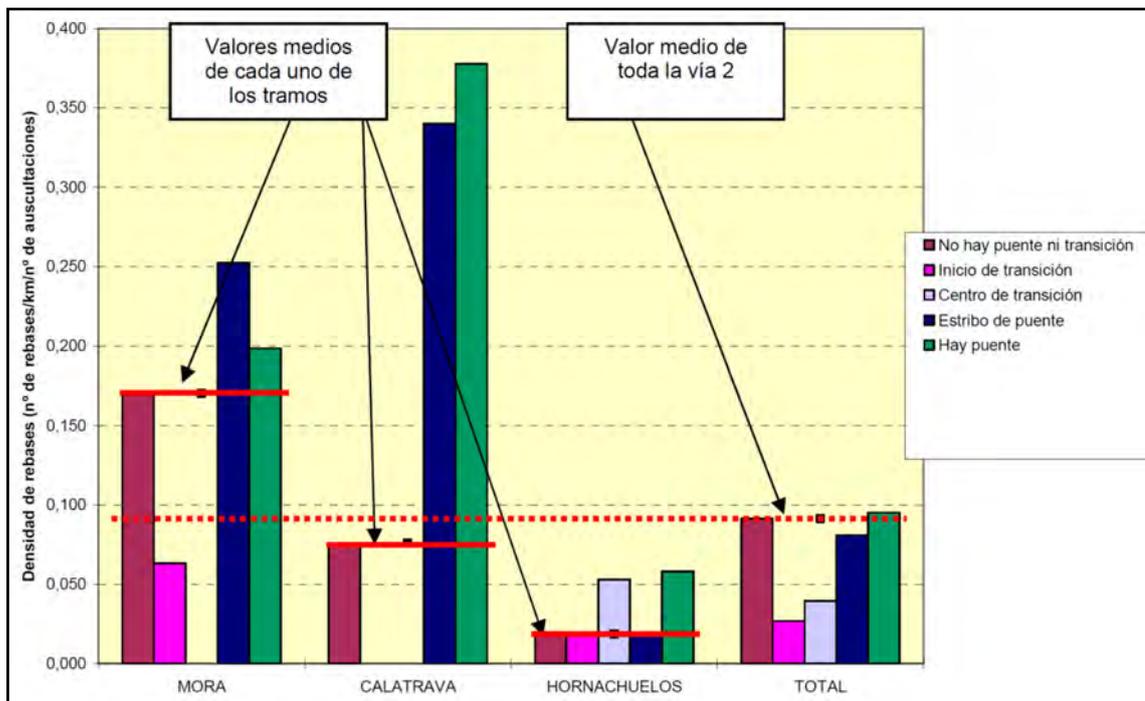


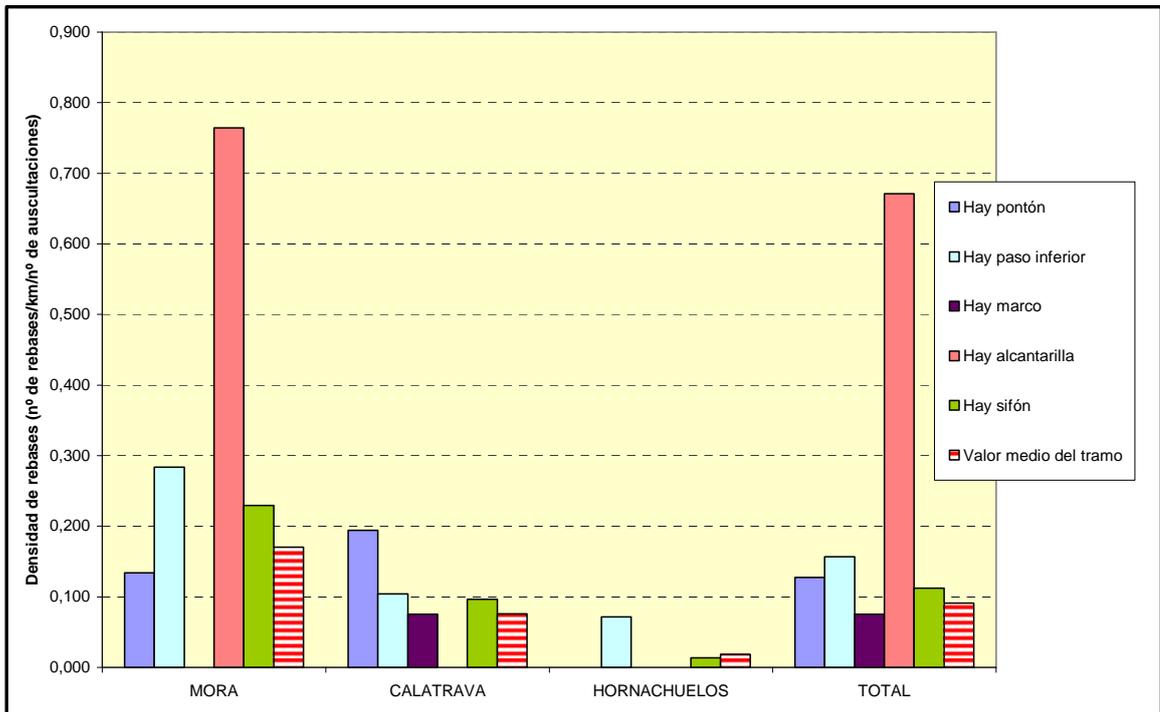
Figura 7.20.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de puentes en vía 2 (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia.

Tabla 7.9. Recuento de rebases en la aceleración vertical medida en caja de grasa en el periodo abril de 1992 a marzo de 2003 (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

SECCIÓN QUE SE CONSIDERA		Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)			Índice relativo
		Vía 1	Vía 2	Línea	
Túnel		0,031	0,021	0,026	32
Viaducto	Inicio de transición	0,237	0,280	0,259	315
	Centro de transición	0,254	0,469	0,362	441
	Estribo	0,687	1,496	1,092	1331
	Viaducto	0,064	0,049	0,057	69
Puente	Inicio de transición	0,014	0,027	0,021	25
	Centro de transición	0,027	0,039	0,033	40
	Estribo	0,067	0,081	0,074	90
	Puente	0,223	0,095	0,159	194
Paso inferior		0,393	0,157	0,275	335
Pontón		0,086	0,128	0,107	130
Marco		0,026	0,076	0,051	62
Alcantarilla		0,303	0,671	0,487	594
Tubo o sifón		0,115	0,112	0,114	138
<b>Línea sin desvíos ni aparatos de dilatación ni obras de fábrica</b>		<b>0,075</b>	<b>0,089</b>	<b>0,082</b>	<b>100</b>

Las pequeñas obras de fábrica (pasos inferiores, pontones, marcos, alcantarillas, tubos y sifones) tienen un comportamiento dispar frente a la densidad de rebases. Así, mientras los marcos tienen un comportamiento mejor que el de la vía exenta de obras de fábrica, las alcantarillas multiplican por 6 el número de defectos. Como se puede

comprobar en la **figura 7.21**, el aumento del tráfico y de la velocidad que se produce en el tramo de Mora respecto a los otros dos tramos condiciona unas diferencias más abultadas en cuanto a la densidad de rebases.



*Figura 7.21.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de pequeñas obras de fábrica en vía 2 (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia.*

Analizado ya el papel que poseen las obras de fábrica en la densidad de rebases, se procede a estudiar la influencia de los terraplenes tomando como referencia toda la línea, habiendo sido descontados los segmentos donde se ubican los desvíos, los aparatos de dilatación y las obras de fábrica. Como consecuencia de este segundo filtrado de datos, se deducen los resultados que figuran en la **tabla 7.10**.

*Tabla 7.10. Recuento de rebases en la aceleración vertical medida en caja de grasa en el periodo abril de 1992 a marzo de 2003 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación y obras de fábrica). Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

SECCIÓN QUE SE CONSIDERA	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)			Índice relativo
	Vía 1	Vía 2	Línea	
Terraplenes	0,076	0,112	0,094	125
<b>Línea sin desvíos ni aparatos de dilatación ni obras de fábrica ni terraplenes</b>	<b>0,074</b>	<b>0,076</b>	<b>0,075</b>	<b>100</b>

A tenor de los datos de la tabla mencionada, se puede concluir que en términos generales los terraplenes aumentan la densidad de rebases en un 25%. Sin embargo, este incremento no se produce de forma homogénea a lo largo de los distintos terraplenes de la línea y ni siquiera se observa un paralelismo entre el comportamiento de las dos vías.

Para poder explicar la disparidad entre los resultados precedentes, se han estudiado con mayor profundidad los terraplenes centrandó la atención en sus características geométricas. Concretamente, se ha calculado la densidad de rebases según la altura de terraplén y según su esbeltez, definida como la relación entre su altura máxima y su longitud. En las **figuras 7.22** y **7.23** se muestran diagramas representativos de la influencia de la altura y de la esbeltez de los terraplenes. Los datos disponibles no permiten establecer ninguna relación clara. De hecho, incluso, parece haber una tendencia a la baja de la densidad de rebases cuando aumenta la esbeltez, lo que contradice el fundamento técnico de que, a mayor esbeltez, mayor es la variación de la rigidez vertical y, por consiguiente, el deterioro de la vía ha de ser mayor.

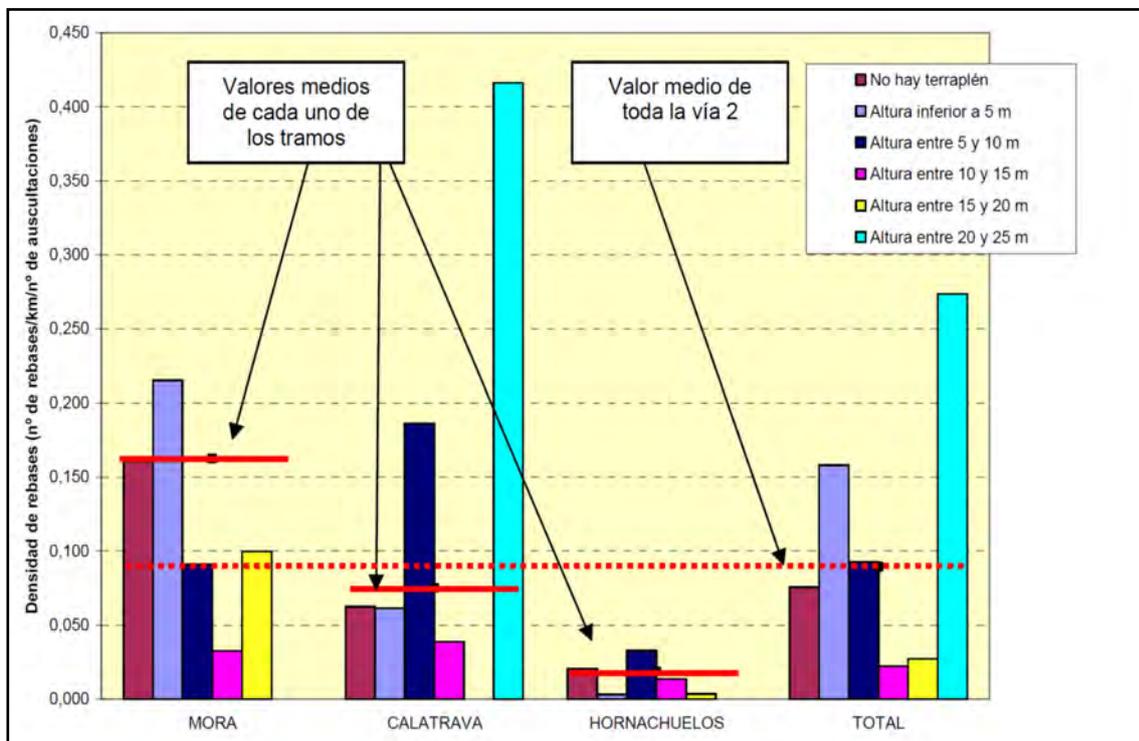
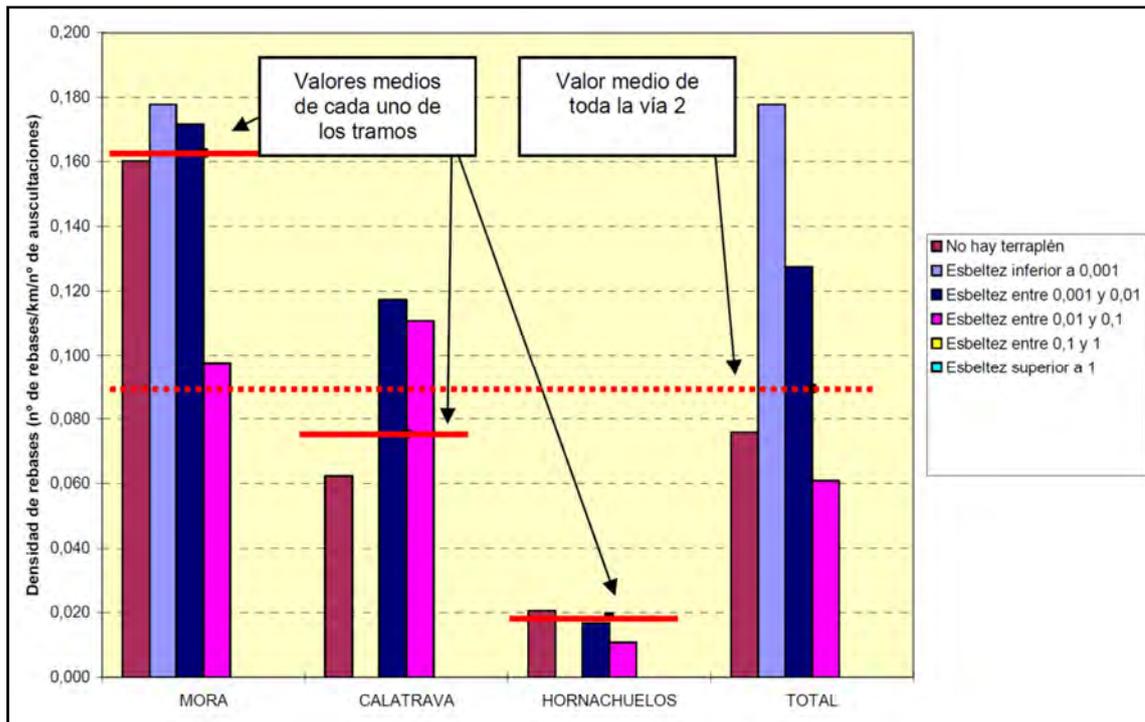


Figura 7.22.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la altura de los terraplenes en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación y obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.

La justificación de estas contradicciones se halla en la ejecución de las obras del terraplén (espesor de tongadas, grado de compactación, humedad del terreno, etc.), en las características geotécnicas de los materiales, y en la acción de los elementos meteorológicos y la funcionalidad del sistema de drenaje.



*Figura 7.23.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la esbeltez de los terraplenes en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación y obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.*

Así como la presencia de terraplenes supone un incremento en la densidad de rebases (aunque el valor de este incremento experimente una elevada variabilidad), la presencia de trincheras contribuye a disminuir los defectos registrados al medir la aceleración vertical en caja de grasa. Esta disminución es muy poco significativa, sucediendo que en la vía 1 resulta prácticamente imperceptible (**tabla 7.11** y **figura 7.24**).

La posible influencia de los terraplenes en la densidad de rebases ha motivado un tercer filtrado de datos para estudiar la dependencia respecto a la velocidad y respecto a otros parámetros de trazado. Como se puede comprobar en las **figuras 7.25** y **7.26**, la velocidad máxima de circulación desempeña un papel fundamental. Los valores correspondientes al tramo en que la velocidad de circulación se halla comprendida entre 100 y 150 km/h son valores erráticos no representativos ya que la longitud de línea en la que se han medido es muy reducida (inferior a 1 km). En cambio, los tramos que presentan una mayor significación son aquellos en que se circula a velocidades comprendidas entre 220 y 250, y entre 250 y 270 km/h, que representan el 42 y el 40% de la longitud de línea objeto de estudio (resultado de haber filtrado los datos conforme a como se ha indicado anteriormente). Se evidencia en las dos figuras citadas una misma tendencia, obteniéndose en los tramos de velocidad más elevada (270-300 km/h) densidades equivalentes a entre 3 y 4 veces la densidad en los tramos de velocidad inferior (220-250 km/h).

Tabla 7.11. Recuento de rebases en la aceleración vertical medida en caja de grasa en el periodo abril de 1992 a marzo de 2003 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación y obras de fábrica). Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

SECCIÓN QUE SE CONSIDERA	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)			Índice relativo
	Vía 1	Vía 2	Línea	
Zonas en trinchera	0,075	0,080	0,078	95
Línea sin desvíos ni aparatos de dilatación ni obras de fábrica ni trincheras	<b>0,075</b>	<b>0,089</b>	<b>0,082</b>	<b>100</b>

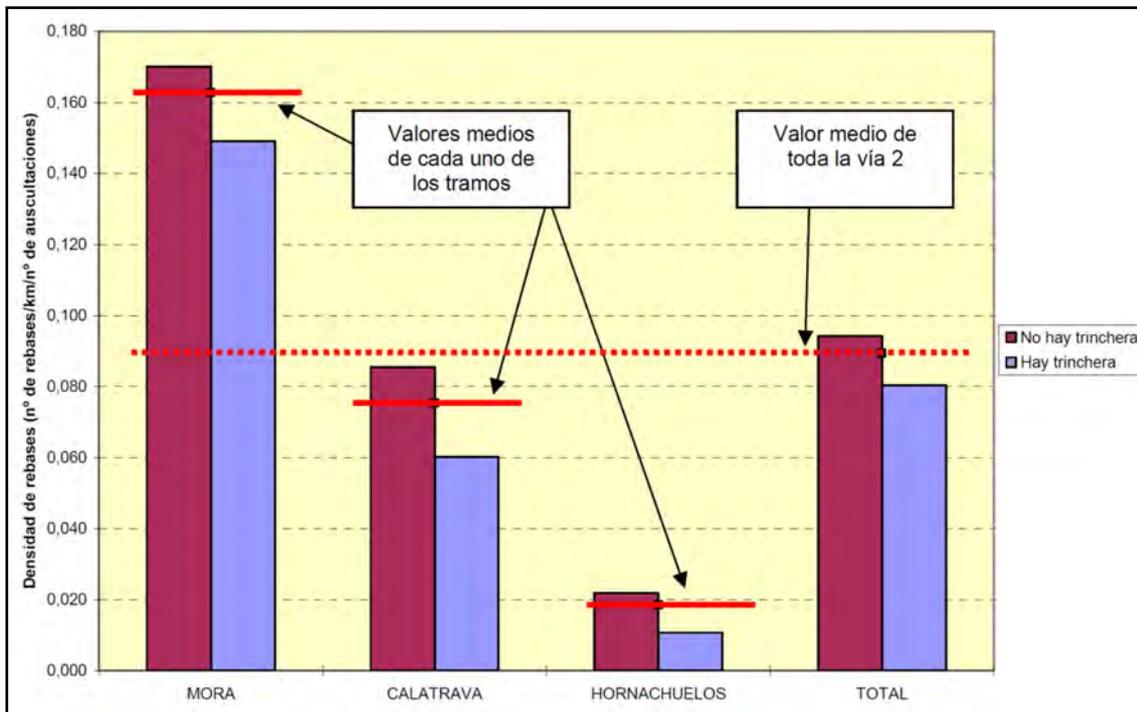


Figura 7.24.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de trincheras en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación y obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.

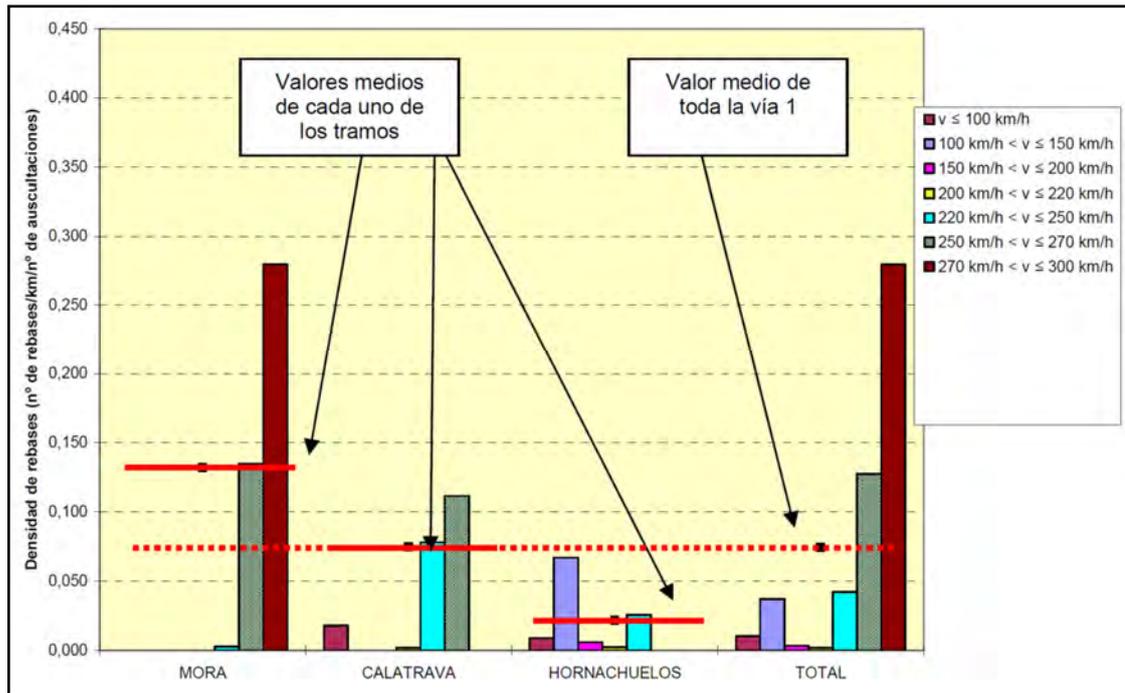


Figura 7.25.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la velocidad máxima de circulación de las ramas AVE en vía 1 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica y terraplenes). Fuente: elaboración propia.

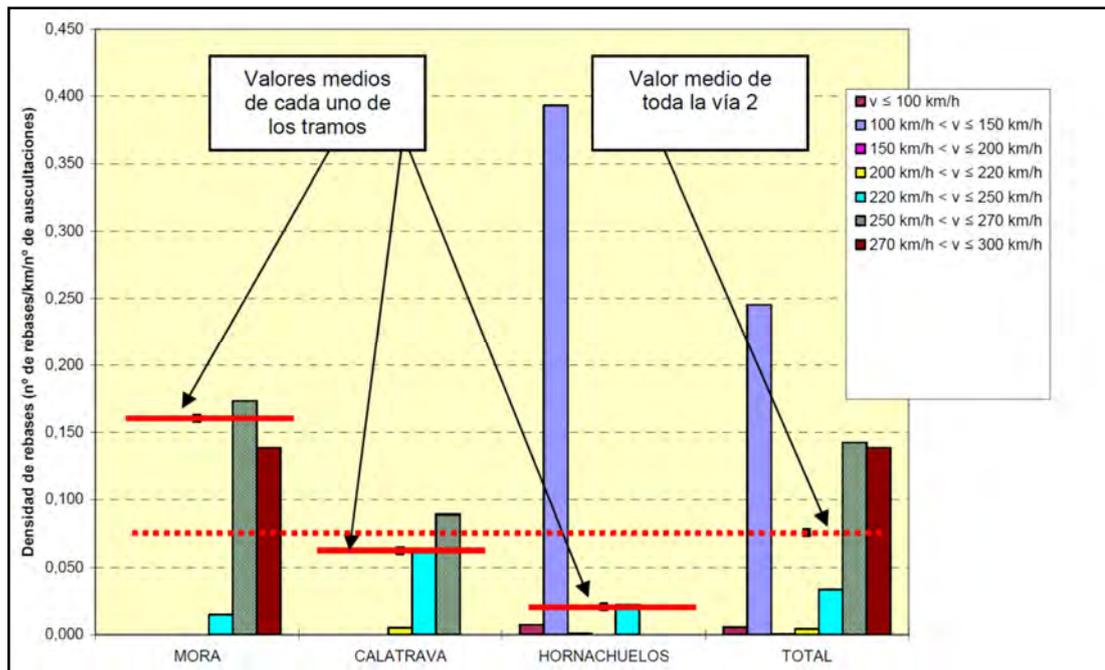


Figura 7.26.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la velocidad máxima de circulación de las ramas AVE en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica y terraplenes). Fuente: elaboración propia.

Las figuras 7.25 y 7.26 evidencian, además de lo ya comentado, la dependencia respecto al tráfico de la línea. Como se puede comprobar, la densidad de rebases para velocidades de entre 250 y 270 km/h disminuye en un 35% en el tramo de Calatrava respecto al de Mora; y, análogamente, la densidad para velocidades de entre 220 y 250 km/h disminuye en un 66% en el tramo de Hornachuelos respecto al de Calatrava.

Aparte del estudio de la velocidad, se han tenido en consideración otros parámetros representativos del trazado de la línea; pero no se ha observado ninguna relación clara entre estos y la densidad de rebases. A modo de ejemplo, se muestran representaciones gráficas de la distribución de la densidad de rebases según el radio de las curvas del trazado en planta, según el radio de los acuerdos verticales y según la pendiente del trazado de la línea (**figuras 7.27, 7.28 y 7.29**)

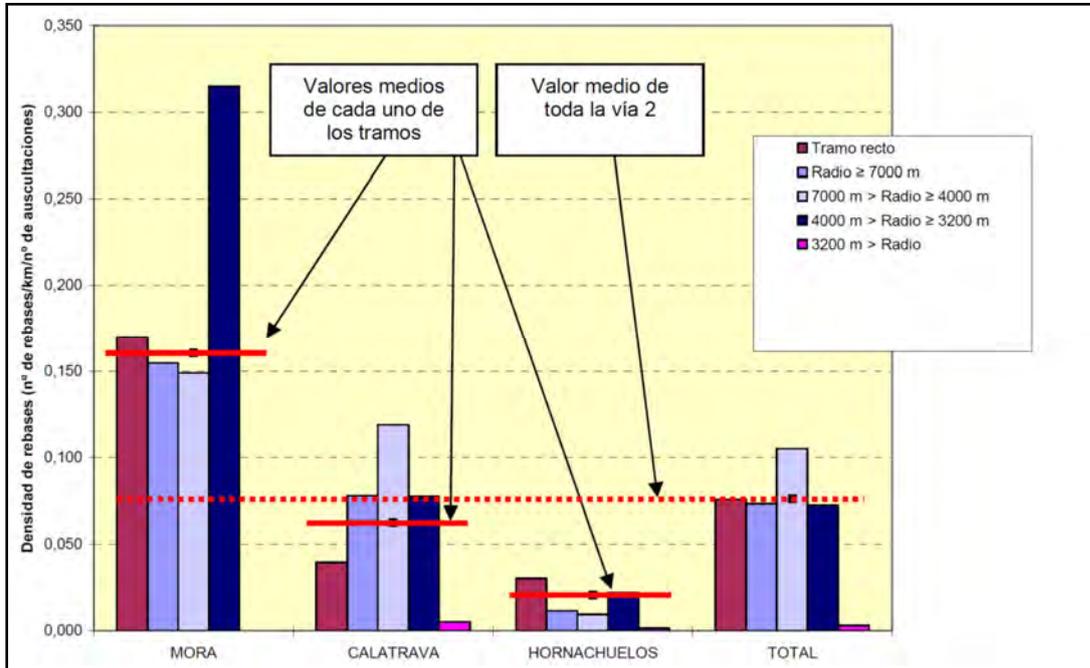


Figura 7.27.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según el trazado en planta en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica y terraplenes). Fuente: elaboración propia.

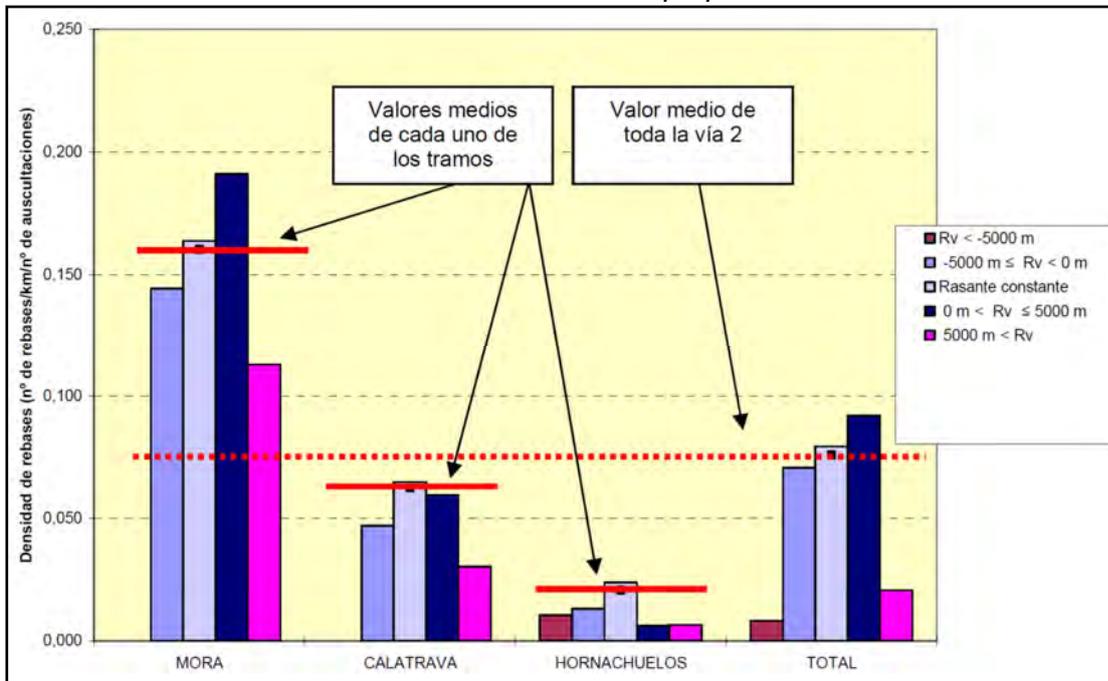
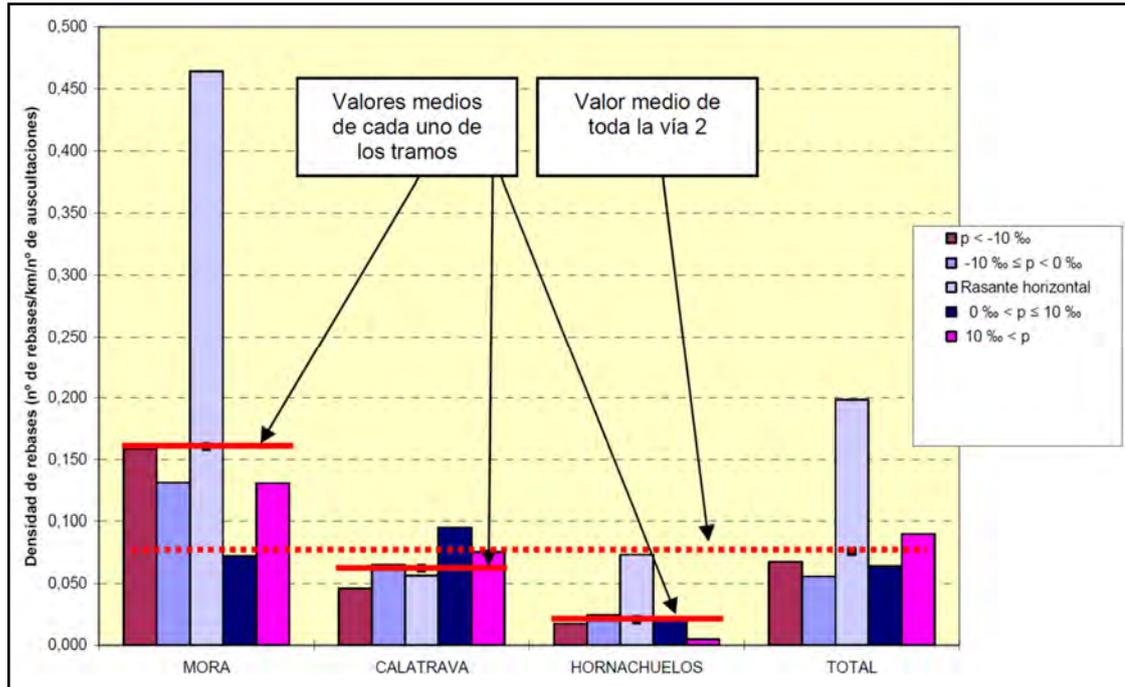


Figura 7.28.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según los radios de acuerdo vertical ( $R_v$ ) en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica y terraplenes). Fuente: elaboración propia.



*Figura 7.29.- Representación gráfica de la densidad de rebases en caja de grasa en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la pendiente (p) del trazado en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica y terraplenes). Fuente: elaboración propia.*

Con el propósito de cuantificar qué defectos de vía son de superestructura y qué defectos corresponden a la infraestructura, se han contabilizado los rebases distinguiendo entre si son comunes a las dos vías o no. Se entiende que un defecto que incida en la calidad de ambas vías ha de pertenecer a la infraestructura, mientras que un defecto exclusivo de una de las vías en principio ha de corresponder a elementos no comunes, como son los carriles, las traviesas o el balasto.

Considerando toda la línea segmentada en tramos de 200 m (sin mediar ningún filtro), se tiene entonces que el 51% de los rebases de la vía 2 es exclusivo de esta vía, mientras que el 49% restante es común con la vía 1. Si se descuentan los aparatos de vía y los aparatos de dilatación, que en general suelen tener localizaciones próximas entre ambas vías, los porcentajes anteriores se convierten respectivamente en el 69% y el 31%.

### **7.2.3. Aceleración lateral medida en el bogie**

El valor medio de la densidad de rebases de la aceleración lateral medida en el bogie – entendiéndose como rebase aquel punto en el que se ha detectado una aceleración superior a 2,0 m/s<sup>2</sup>– es de 0,089 por km de vía y por auscultación. Sólo se considera la vía 2 a efectos de estudio, ya que la distinta posición relativa del vehículo laboratorio dentro del convoy, al circular por una vía u otra, altera las mediciones y las hace no comparables. En efecto, cuando el tren de medición circula en el sentido Madrid – Sevilla por la vía 2, el coche laboratorio está intercalado entre la máquina de cabeza y el primer coche, mientras que en el viaje de vuelta por la vía 1 se encuentra en la cola de la composición, lo que hace que perciba cierto efecto de látigo del tren, aumentando por tanto las aceleraciones transversales.

Como se puede apreciar en la **tabla 7.12** existe una importante diferencia entre los tramos que corresponden a cada una de las bases de mantenimiento existentes; pero, contrariamente a lo que sucedía con la aceleración medida en caja de grasa, en este caso es el tramo de Calatrava el que presenta una densidad de rebases más abultada.

Tabla 7.12. Recuento de rebases en la aceleración lateral medida en bogie en el periodo abril de 1992 a marzo de 2003. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

ZONA		Número medio de rebases por auscultación	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)
Vía 2	Tramo de Mora	16,37	0,096
	Tramo de Calatrava	19,51	0,133
	Tramo de Hornachuelos	5,84	0,038
<b>Total de vía 2</b>		<b>41,72</b>	<b>0,089</b>

Una parte significativa de estos rebases son debidos a la presencia de aparatos de vía y aparatos de dilatación (figura 7.30), como sucedía en el caso anterior. De forma general, se obtiene una densidad de 0,068 para toda la línea cuando no se tienen en cuenta los segmentos correspondientes a estos elementos de la superestructura; el incremento, por tanto, asociado a su presencia es de un 31%.

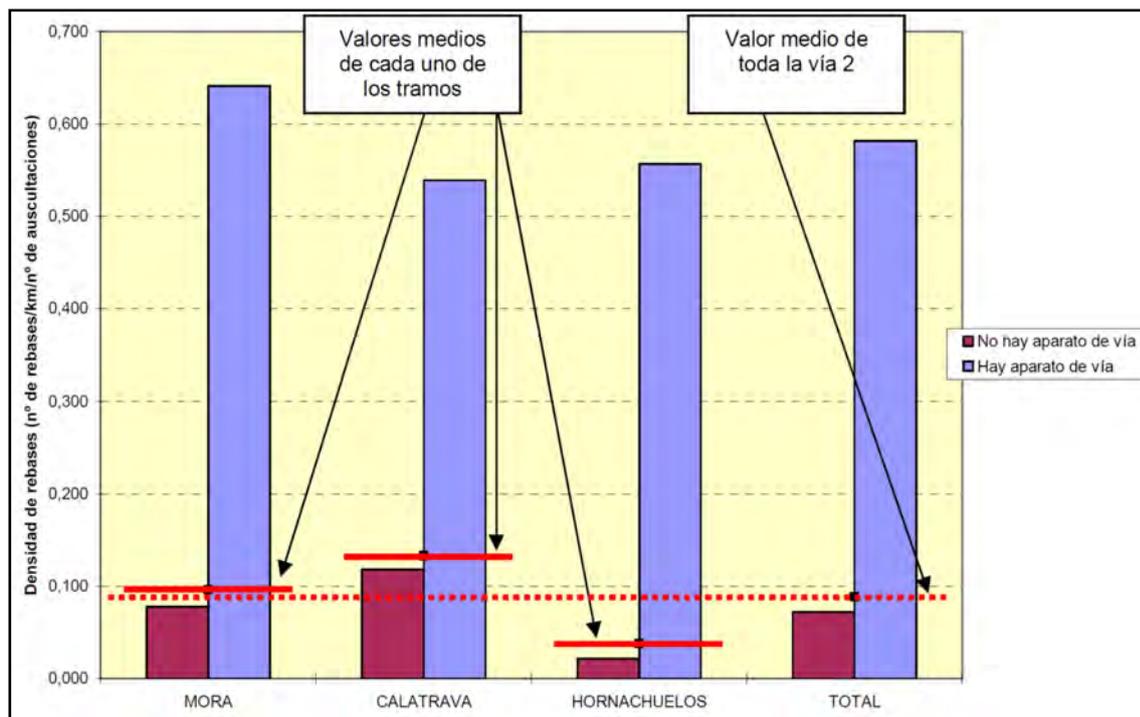


Figura 7.30.- Representación gráfica de la densidad de rebases en bogie en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de aparatos de vía en vía 2. Fuente: elaboración propia.

Una vez descontados los desvíos y los aparatos de dilatación, se ha estudiado la influencia de las obras de fábrica (tabla 7.13). Como sucedía en el caso de la aceleración medida en caja de grasa, ocurre que son las transiciones de los viaductos (sobre todo, en su parte más próxima al estribo) los puntos donde se incrementa considerablemente la densidad de rebases. Los túneles, a diferencia de lo que sucedía anteriormente, presentan una densidad manifiestamente superior a la media.

Tabla 7.13. Densidad de rebases en la aceleración lateral medida en bogie según la presencia de obras de fábrica (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

SECCIÓN QUE SE CONSIDERA		Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)	Índice relativo
		Vía 2	
Túnel		0,246	447
Viaducto	Inicio de transición	0,058	105
	Centro de transición	0,324	589
	Estribo	0,956	1738
	Viaducto	0,178	324
Puente	Inicio de transición	0,013	24
	Centro de transición	0,067	122
	Estribo	0,255	464
	Puente	0,266	484
Paso inferior		0,085	155
Pontón		0,067	122
Marco		0,025	45
Alcantarilla		0,140	255
Tubo o sifón		0,102	185
<b>Línea sin desvíos ni aparatos de dilatación ni obras de fábrica</b>		<b>0,055</b>	<b>100</b>

En las **figuras 7.31** y **7.32** se muestra la distribución de densidades según la presencia de viaductos y puentes, y sus respectivas zonas de transición. Se evidencia en las dos figuras el efecto negativo de las zonas de transición.

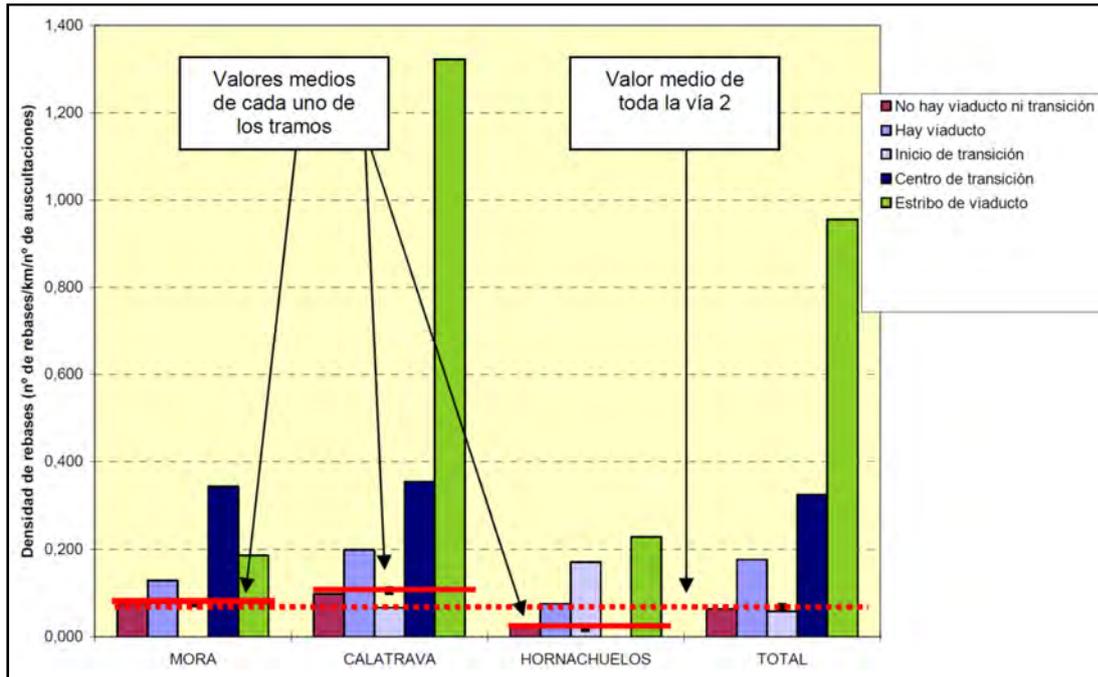


Figura 7.31.- Representación gráfica de la densidad de rebases en bogie en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de viaductos en vía 2 (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia.

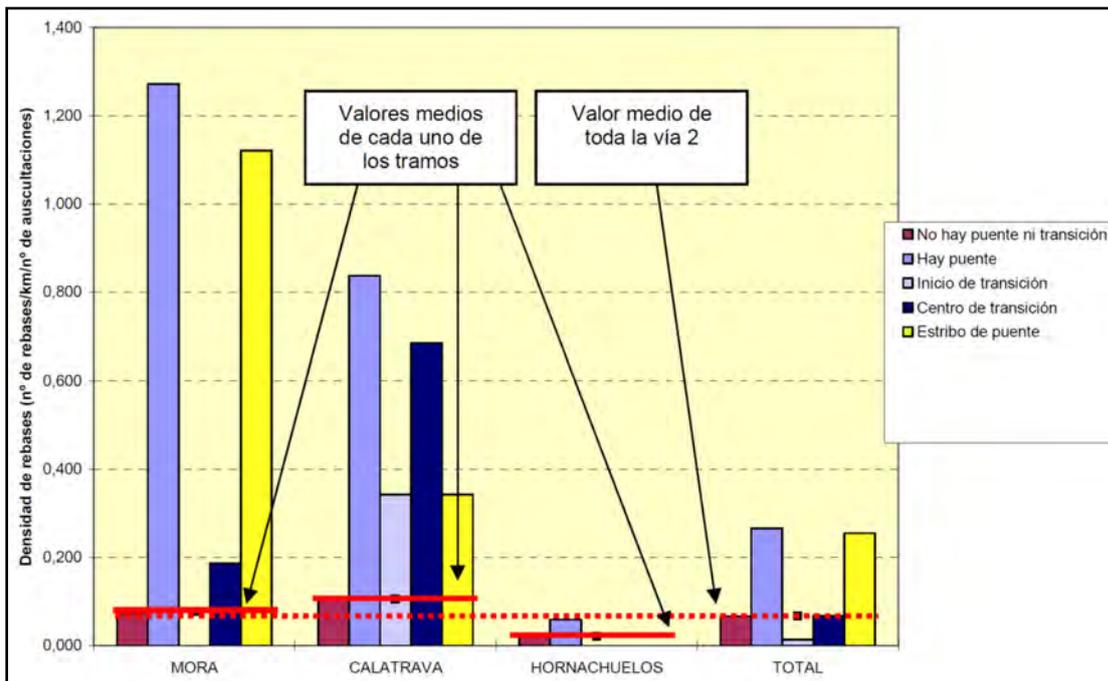


Figura 7.32.- Representación gráfica de la densidad de rebases en bogie en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de puentes en vía 2 (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia.

Si se descuentan los tramos donde hay obras de fábrica, se observa que no existe una relación significativa entre la densidad de rebases y las características de los terraplenes, aunque sí es cierto que en éstos la densidad es superior (0,063 rebases/km/auscultación). La media de la densidad de rebases de la vía 2, no considerando los terraplenes, es de 0,050.

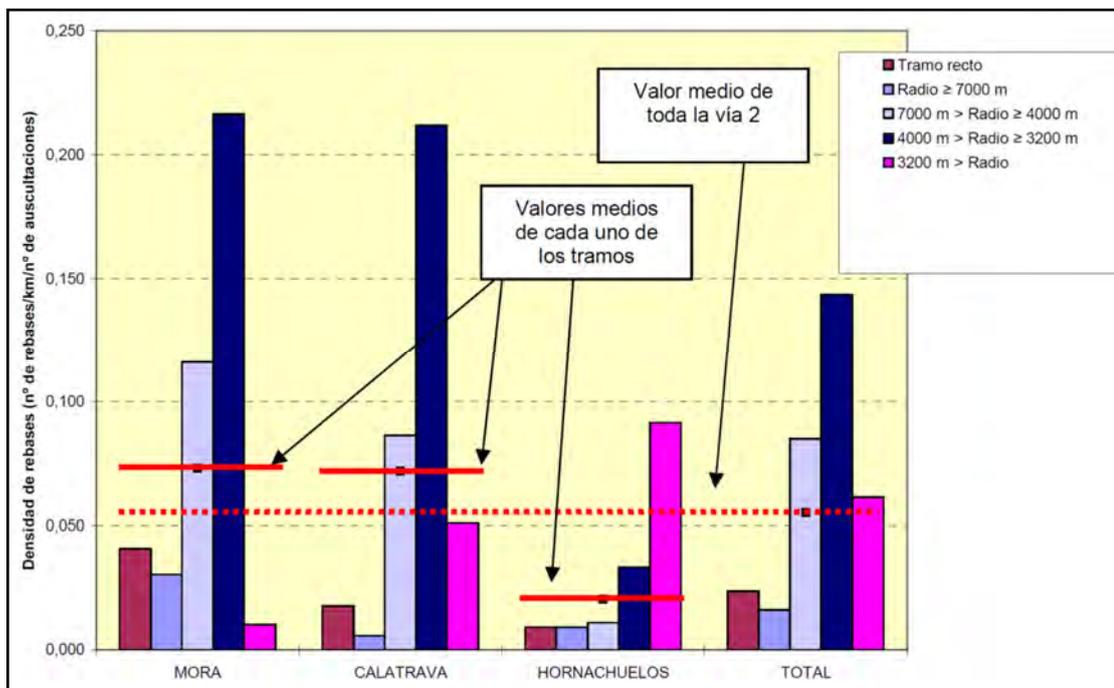
Una de las cosas que más llama la atención en relación con este parámetro es el hecho de que el tramo correspondiente a la base de Calatrava presente una densidad similar a la del tramo de la base de Mora, siendo los tráficos y las velocidades de circulación muy diferentes. Esta circunstancia se debe al trazado más sinuoso de la zona comprendida entre Puertollano y Córdoba, donde la línea atraviesa Sierra Morena. El paso a través de este accidente montañoso comporta una presencia más numerosa de obras de fábrica y, sobre todo, unos radios más reducidos en las curvas, obligando incluso a que la velocidad máxima de circulación de los trenes AVE deba pasar de 250 a 215 km/h en algunas secciones (véanse los gráficos recogidos en el **capítulo 6**).

La insuficiencia de peralte para los trenes AVE y los trenes Talgo llega a superar los 90 mm en algunas curvas del tramo de Sierra Morena, lo que propicia unas solicitaciones transversales más relevantes sobre la vía y, consiguientemente, defectos de alineación que son detectados al medir las aceleraciones laterales en bogie.

En la **figura 7.33** se evidencia el papel determinante que juega el trazado en planta de la línea en los defectos de alineación. Se puede apreciar que, si sólo se tienen en cuenta los tramos de trazado recto, la parte de Mora supera ampliamente a la de Calatrava y a la de Hornachuelos, dejando el valor medio de la vía en 0,024 rebases/km/auscultación.

En la **tabla 7.14** se detalla la distribución de la insuficiencia de peralte que experimentan los trenes AVE: efectivamente, el tramo en el que hay menos trazado recto es el de Calatrava. Esta circunstancia justifica que la densidad de rebases sea mayor en este tramo, máxime si se tiene en cuenta que la densidad de rebases cuando la insuficiencia es superior a 100 mm multiplica por aproximadamente 20 la densidad en tramo recto (**tabla 7.15**).

A diferencia de lo que sucedía al analizar las aceleraciones en caja de grasa, en este caso la velocidad por sí misma no constituye un factor determinante –no se aprecia una relación clara en la **figura 7.34**–; tan sólo influye de forma indirecta a través de la insuficiencia de peralte.



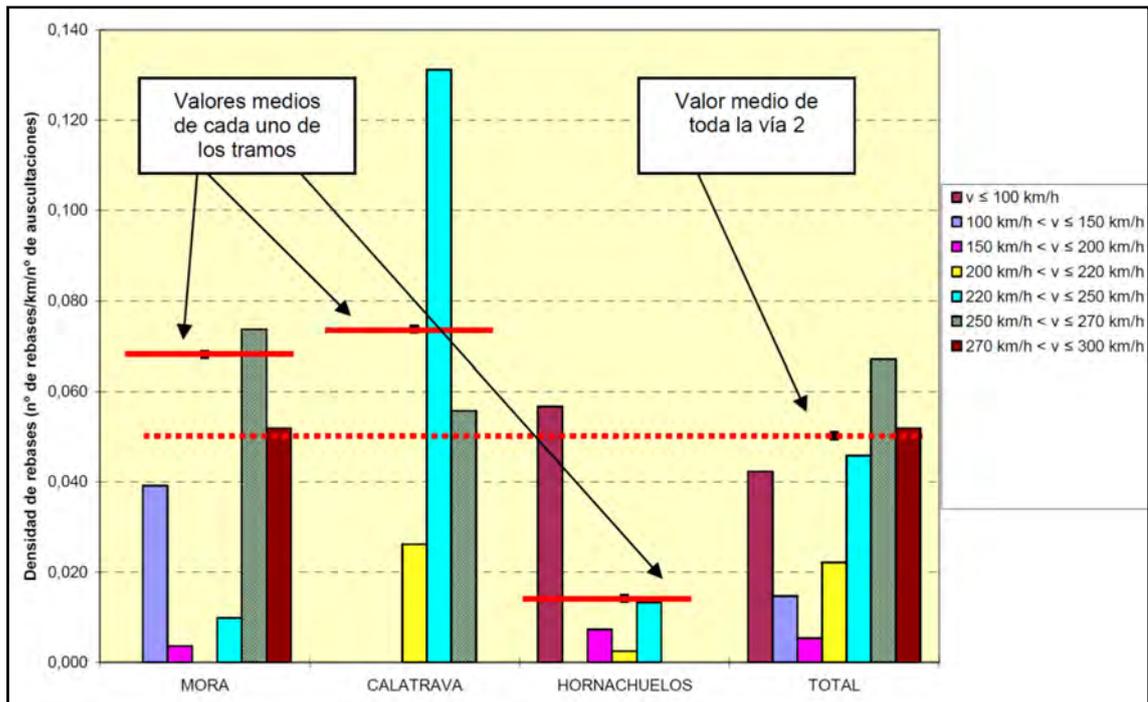
*Figura 7.33.- Representación gráfica de la densidad de rebases en bogie en la línea del AVE Madrid – Sevilla según el radio de curva en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación y obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.*

Tabla 7.14. Distribución longitudinal de la insuficiencia de peralte para las ramas AVE circulando a velocidad máxima en la línea Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

INSUFICIENCIA DE PERALTE (I) (mm)	LONGITUD DE LÍNEA (km)			
	Mora	Calatrava	Hornachuelos	Total vía 2
trazado recto (I = 0)	69,00	43,83	61,81	174,64
I ≤ 50	23,78	16,80	33,68	74,26
50 < I ≤ 100	55,73	55,03	39,38	150,14
100 < I ≤ 150	3,28	0,04	0,37	3,69
	DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL			
trazado recto (I = 0)	45,19%	37,88%	45,70%	43,27%
I ≤ 50	15,57%	14,52%	24,90%	18,40%
50 < I ≤ 100	36,50%	47,56%	29,12%	37,20%
100 < I ≤ 150	2,15%	0,03%	0,27%	0,91%

Tabla 7.15. Densidad de rebases en la aceleración lateral medida en bogie según la insuficiencia de peralte para los trenes AVE circulando a velocidad máxima (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica y terraplenes). Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

INSUFICIENCIA DE PERALTE (I) (mm)	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)				Índice relativo
	Mora	Calatrava	Hornachuelos	Total vía 2	
trazado recto (I = 0)	0,051	0,015	0,011	0,024	100
I ≤ 50	0,033	0,007	0,008	0,014	57
50 < I ≤ 100	0,107	0,151	0,027	0,104	430
100 < I ≤ 150	0,108	0,171	0,000	0,110	453



*Figura 7.34.- Representación gráfica de la densidad de rebases en bogie en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la velocidad máxima de circulación de los trenes AVE en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica y terraplenes). Fuente: elaboración propia.*

#### **7.2.4. Aceleración vertical medida en la caja del vehículo**

El valor medio de la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en la caja del vehículo –entendiendo como rebase aquel punto en el que se ha detectado una aceleración superior a  $1,0 \text{ m/s}^2$ – es de 0,093 por km de vía y por auscultación –sólo se considera la vía 2 a efectos de estudio–.

Como se puede apreciar en la **tabla 7.16** existe una importante diferencia entre los tramos que corresponden a cada una de las bases de mantenimiento existentes; en este caso destaca sobremanera el tramo de Mora y sucede además que el tramo de Calatrava presenta una densidad media inferior a la del tramo de Hornachuelos.

*Tabla 7.16. Recuento de rebases en la aceleración vertical medida en caja de vehículo en el periodo abril de 1992 a marzo de 2003. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

ZONA		Número medio de rebases por auscultación	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)
Vía 2	Tramo de Mora	31,31	0,184
	Tramo de Calatrava	5,63	0,038
	Tramo de Hornachuelos	6,93	0,045
<b>Total de vía 2</b>		<b>43,88</b>	<b>0,093</b>

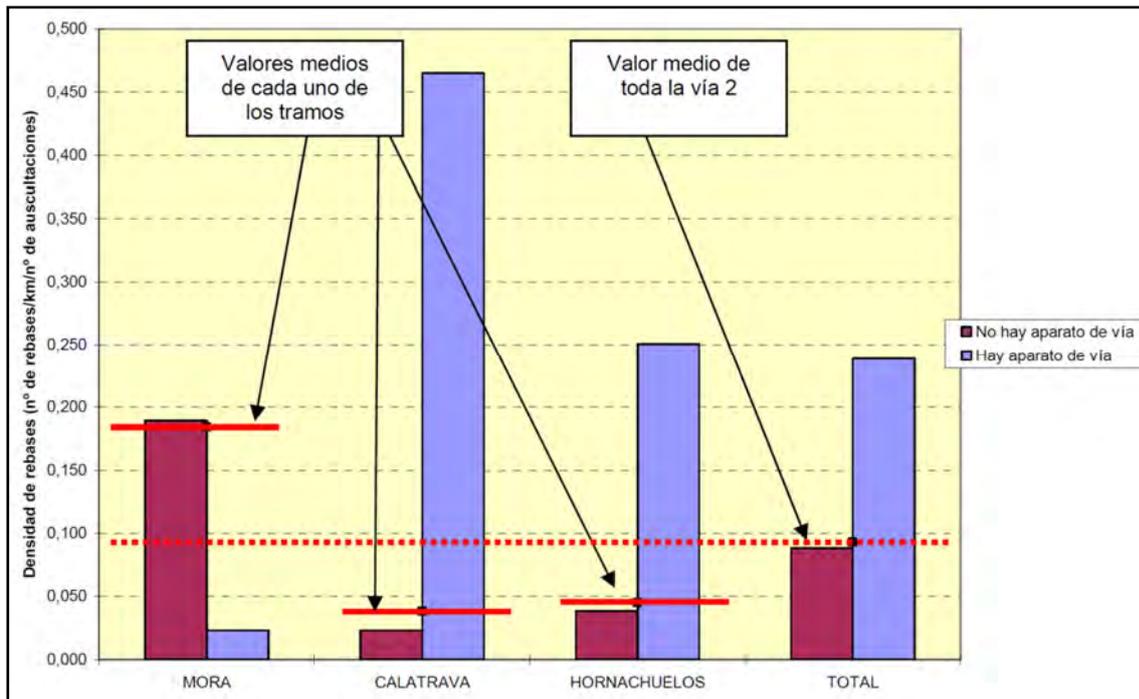


Figura 7.35.- Representación gráfica de la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja del vehículo en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de aparatos de vía en vía 2. Fuente: elaboración propia.

Los aparatos de vía y dilatación suponen una densidad ligeramente superior a la de la media de la línea (**figura 7.35**): concretamente, incrementan en un 7% la densidad de rebases respecto a la densidad calculada (densidad de 0,087) cuando no se tienen en cuenta los segmentos donde se encuentran estos elementos de la superestructura.

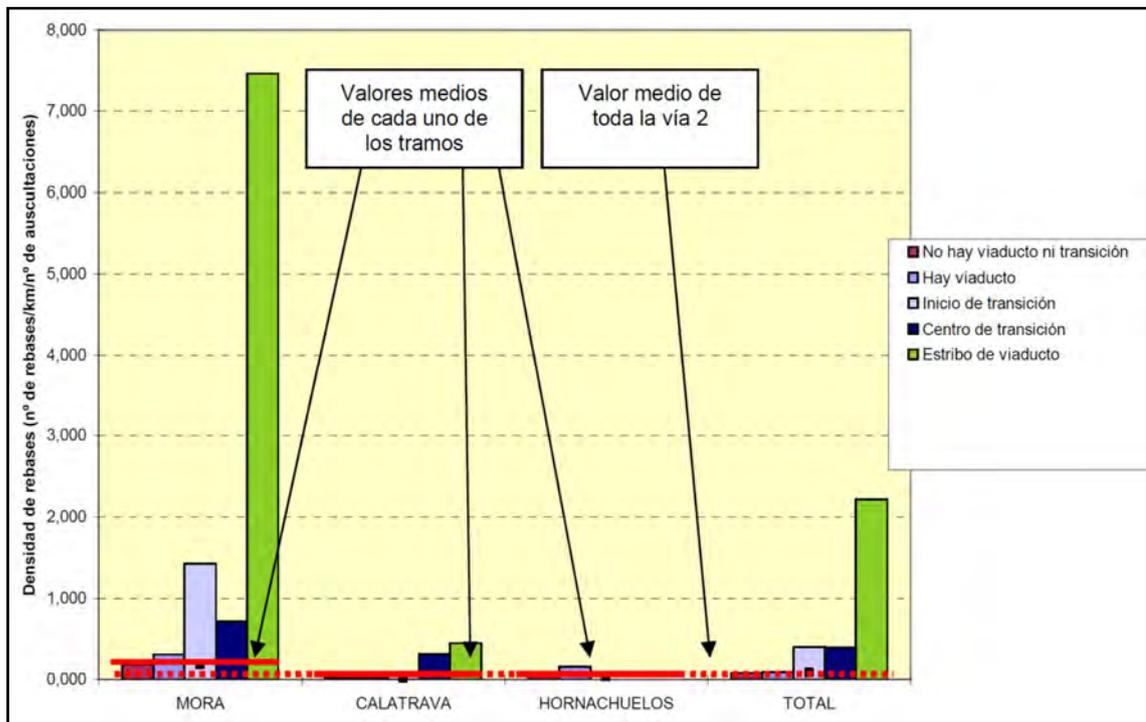
Una vez descontados los desvíos y los aparatos de dilatación, se ha estudiado la influencia de las obras de fábrica (**tabla 7.17**) de forma análoga a como se ha procedido en los sub-apartados precedentes. Como sucedía en los dos casos anteriores, los estribos de los viaductos son los puntos donde se acumulan más defectos de vía, superando ampliamente en este caso la densidad en los aparatos de vía.

Tabla 7.17. Densidad de rebases en la aceleración vertical medida en caja de vehículo según la presencia de obras de fábrica (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

SECCIÓN QUE SE CONSIDERA	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)		Índice relativo
	Vía 2		
Túnel		0,002	3
Viaducto	Inicio de transición	0,398	531
	Centro de transición	0,393	524
	Estribo	2,212	2949
	Viaducto	0,095	127

Puente	Inicio de transición	0,287	383
	Centro de transición	0,128	171
	Estribo	0,128	171
	Puente	0,119	159
Paso inferior		0,457	609
Pontón		0,360	480
Marco		0,120	160
Alcantarilla		0,315	420
Tubo o sifón		0,222	296
<b>Línea sin desvíos ni aparatos de dilatación ni obras de fábrica</b>		<b>0,075</b>	<b>100</b>

En las **figuras 7.36 y 7.37** se muestra la distribución de densidades según la presencia de viaductos y puentes, y sus respectivas zonas de transición. Como en los casos anteriores, se evidencia en las dos figuras el efecto negativo de las zonas de transición.



*Figura 7.36.- Representación gráfica de la densidad de rebases de la ac. vert. en caja del vehículo en la línea del AVE según la presencia de viaductos en vía 2 (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia.*

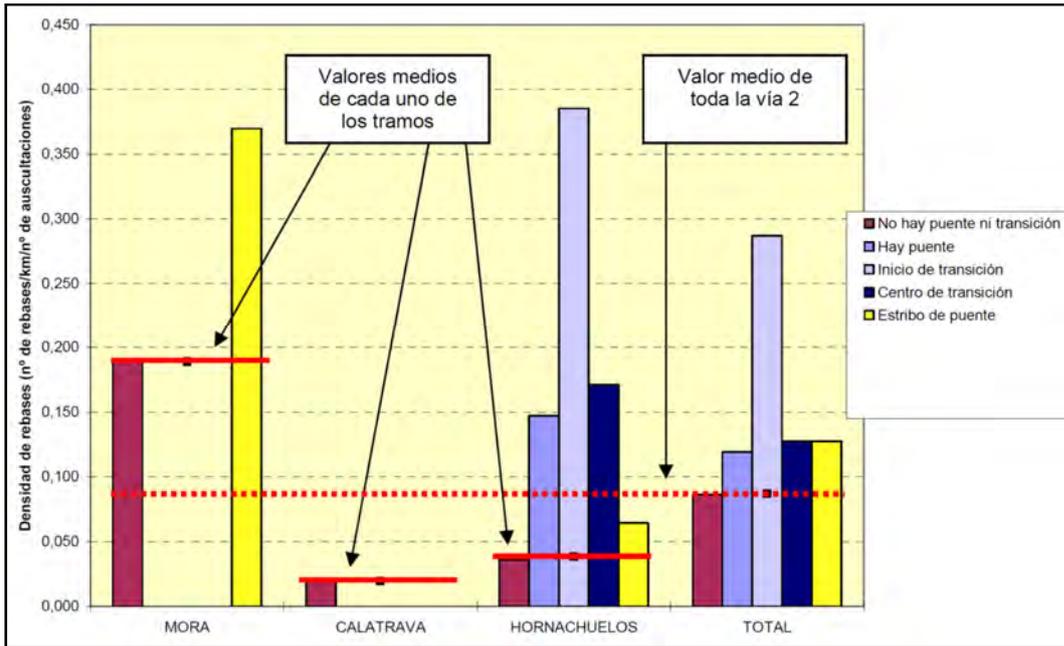


Figura 7.37.- Representación gráfica de la densidad de rebases de la ac. vert. en caja del vehículo en la línea del AVE según la presencia de puentes en vía 2 (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia.

La presencia de terraplenes juega también un papel de suma importancia. Descartados los segmentos correspondientes a obras de fábrica, resulta que la densidad de rebases en las zonas donde hay terraplenes asciende a 0,148 rebases/km/auscultación frente a 0,030 en el resto de la línea. Como se puede observar en la **figura 7.38** la esbeltez de los terraplenes (cociente entre la altura máxima del terraplén y su longitud) parece desempeñar una cierta influencia, si bien la dispersión es muy elevada y resulta imposible establecer una correlación fehacientemente.

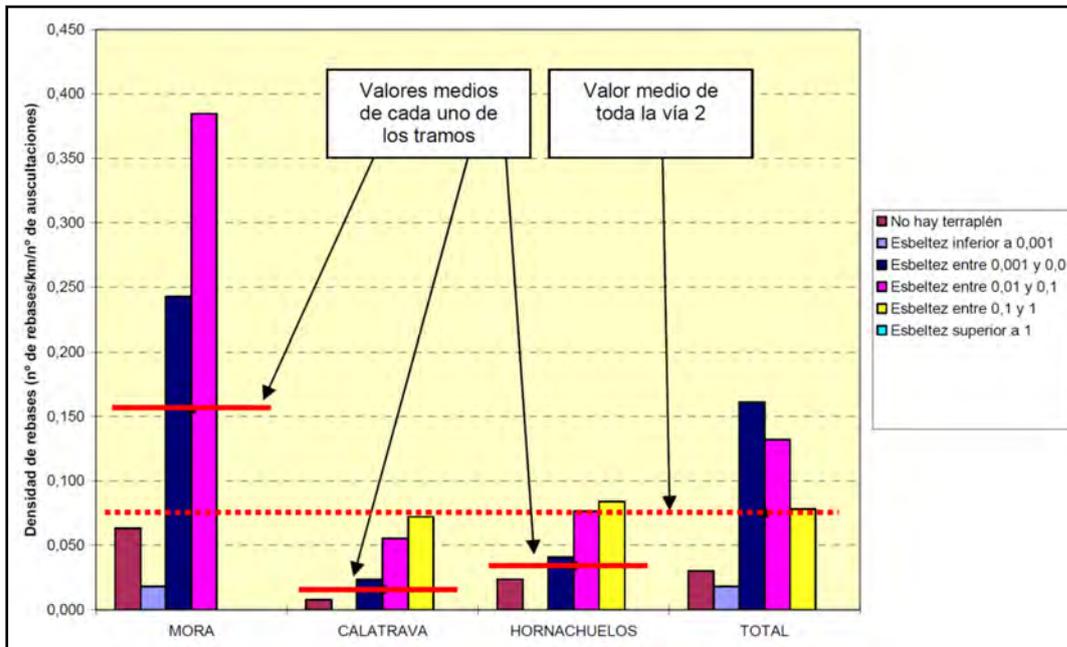


Figura 7.38.- Representación gráfica de la densidad de rebases de la ac. vert. en caja del vehículo en la línea del AVE según la esbeltez de los terraplenes en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación y obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.

Sorprende que para este parámetro sea el tramo de Calatrava el que presente un valor medio más reducido, siendo el tramo de Hornachuelos aquel en que la velocidad media de circulación es más baja y el tráfico es menor. La razón de esta circunstancia estriba en el hecho de que la distribución de acuerdos verticales se concentra de forma mayoritaria en los tramos de Mora y Hornachuelos. Esta distribución implica que el tramo de Calatrava sea aquel en que porcentualmente el trazado disponga de menos zonas de acuerdo, reduciendo la aparición de aceleraciones verticales (**tabla 7.18**).

Como se puede comprobar en la **tabla 7.19**, los acuerdos verticales suponen densidades claramente superiores a las habidas en tramos de rasante constante. Es curioso destacar que en los acuerdos cóncavos la densidad es superior a la de los convexos, lo que se debe al distinto comportamiento de los sistemas de suspensión en un caso y en otro.

*Tabla 7.18. Distribución longitudinal de la aceleración vertical para las ramas AVE circulando a velocidad máxima en la línea Madrid – Sevilla al paso por los acuerdos verticales. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

ACELERACIÓN VERTICAL* ( $A_v$ ) ( $m/s^2$ )	LONGITUD DE LÍNEA (km)			
	Mora	Calatrava	Hornachuelos	Total vía 2
$A_v < -0,1$	4,51	5,04	2,63	12,18
$-0,1 \leq A_v < 0$	0,86	0,59	6,6	8,05
rasante constante ( $A_v=0$ )	59,34	70,95	71,16	201,45
$0 < A_v \leq 0,1$	0,98	0,82	6,77	8,57
$A_v > 0,1$	7,99	7,69	4,94	20,62
	DISTRIBUCIÓN PORCENTUAL			
$A_v < -0,1$	6,12%	5,92%	2,86%	4,86%
$-0,1 \leq A_v < 0$	1,17%	0,69%	7,17%	3,21%
rasante constante ( $A_v=0$ )	80,54%	83,38%	77,26%	80,30%
$0 < A_v \leq 0,1$	1,33%	0,96%	7,35%	3,42%
$A_v > 0,1$	10,84%	9,04%	5,36%	8,22%

\*El convenio de signos es el siguiente: la aceleración positiva corresponde a un acuerdo cóncavo ( $\cup$ ) y la negativa a uno convexo ( $\cap$ ).

Tabla 7.19. Densidad de rebases en la aceleración vertical medida en caja del vehículo, según la aceleración vertical para los trenes AVE circulando a velocidad máxima al paso por los acuerdos verticales (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica y terraplenes). Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

ACELERACIÓN VERTICAL* (A <sub>v</sub> ) (m/s <sup>2</sup> )	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)				Índice relativo
	Mora	Calatrava	Hornachuelos	Total vía 2	
A <sub>v</sub> < -0,1	0,045	0,013	0,043	0,031	161
-0,1 ≤ A <sub>v</sub> < 0	0,000	0,000	0,026	0,021	109
rasante constante (A <sub>v</sub> = 0)	0,033	0,005	0,023	0,019	100
0 < A <sub>v</sub> ≤ 0,1	0,448	0,000	0,004	0,054	278
A <sub>v</sub> > 0,1	0,258	0,034	0,051	0,125	643

\*Convenio de signos equivalente al de la **tabla 7.18**.

Los rebases de los umbrales de intervención para la aceleración vertical medida en caja del vehículo están relacionados con defectos de nivelación de gran longitud de onda. Por tanto, es razonable que sean las obras de fábrica, los terraplenes y los acuerdos verticales los elementos que de una manera más determinante incidan sobre este parámetro. Por contra, los defectos de la superestructura son en general poco relevantes, salvo que tengan una magnitud alejada de los estándares habituales. La velocidad por sí misma no es decisiva –la dispersión de los valores de la **figura 7.39** así lo pone de manifiesto–, si no es a través de la aceleración vertical asociada al paso por los acuerdos verticales.

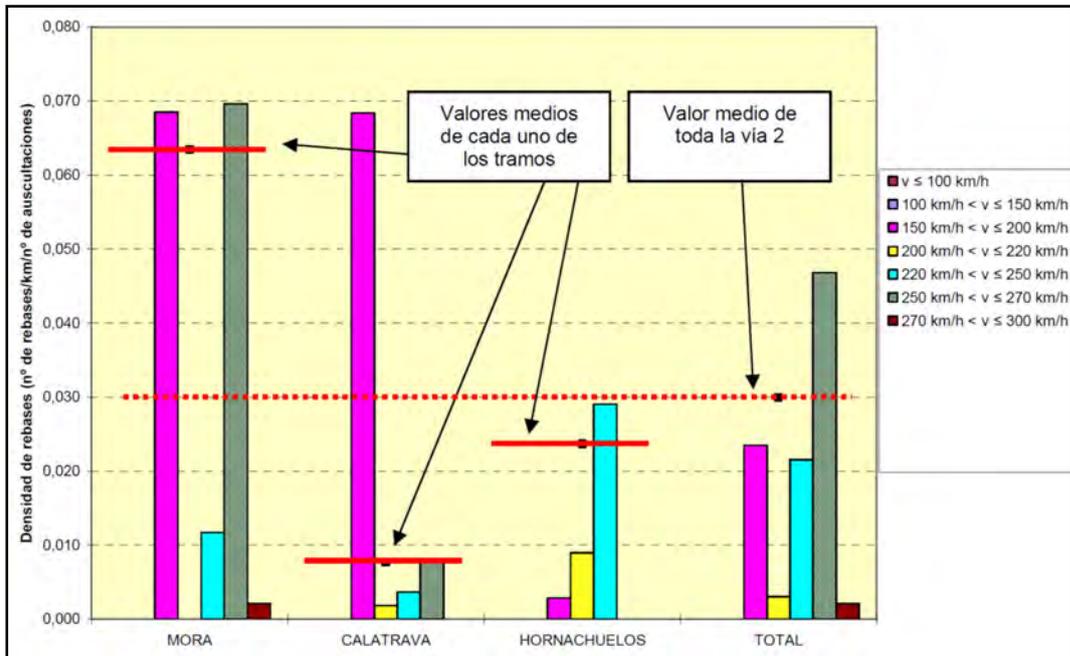


Figura 7.39.- Representación gráfica de la densidad de rebases la ac. vert. en caja del vehículo en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la velocidad máxima de circulación de los trenes AVE en vía 2 (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica y terraplenes). Fuente: elaboración propia.

**7.2.5. Aceleración lateral medida en la caja del vehículo**

El valor medio de la densidad de rebases de la aceleración lateral medida en la caja del vehículo –entendiendo como rebase aquel punto en el que se ha detectado una aceleración superior a 1,5 m/s<sup>2</sup>– es de 0,012 por km de vía y por auscultación –sólo se considera la vía 2 a efectos de estudio–. Su valor es muy inferior al de los tres parámetros precedentes.

Como se puede apreciar en la **tabla 7.20** existe una importante diferencia entre los tramos que corresponden a cada una de las bases de mantenimiento existentes; en este caso, de forma casi similar al de los rebases de la aceleración lateral medida en bogie, el tramo de Calatrava tiene valores próximos al de Mora, a pesar de tener un tráfico y unas velocidades inferiores. Igualmente a como ya se razonó en el **sub-apartado 7.2.3** la causa estriba en la distribución de la insuficiencia de peralte a lo largo de la línea. De hecho, si se descuentan los aparatos de vía y de dilatación, las obras de fábrica y los terraplenes, resulta que los segmentos en los que la densidad es no nula se encuentran en zonas en curva donde existe insuficiencia de peralte (**tabla 7.21**).

*Tabla 7.20. Recuento de rebases en la aceleración lateral medida en caja de vehículo en el periodo abril de 1992 a marzo de 2003. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

ZONA		Número medio de rebases por auscultación	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)
Vía 2	Tramo de Mora	2,70	0,016
	Tramo de Calatrava	2,36	0,016
	Tramo de Hornachuelos	0,55	0,004
<b>Total de vía 2</b>		<b>5,61</b>	<b>0,012</b>

*Tabla 7.21. Densidad de rebases en la aceleración lateral medida en caja de vehículo según la insuficiencia de peralte para los trenes AVE circulando a velocidad máxima (se han desconsiderado desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica y terraplenes). Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

INSUFICIENCIA DE PERALTE (I) (mm)	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)				Índice relativo
	Mora	Calatrava	Hornachuelos	Total vía 2	
trazado recto (I = 0)	0,000	0,000	0,000	0,000	--
I ≤ 50	0,000	0,000	0,000	0,000	--
50 < I ≤ 100	0,029	0,022	0,003	0,019	--
100 < I ≤ 150	0,000	0,000	0,000	0,000	--

En este caso las obras de fábrica también representan una incidencia notable, si bien, inferior a lo que se registraba en los casos anteriores (**tabla 7.22**).

*Tabla 7.22. Densidad de rebases en la aceleración lateral medida en caja de vehículo según la presencia de obras de fábrica (se han desconsiderado desvíos y aparatos de dilatación). Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

SECCIÓN QUE SE CONSIDERA		Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)	Índice relativo
		Vía 2	
Túnel		0,009	90
Viaducto	Inicio de transición	0,000	0
	Centro de transición	0,000	0
	Estribo	0,132	1320
	Viaducto	0,024	240
Puente	Inicio de transición	0,000	0
	Centro de transición	0,016	160
	Estribo	0,048	480
	Puente	0,140	1400
Paso inferior		0,035	350
Pontón		0,006	60
Marco		0,120	1200
Alcantarilla		0,050	500
Tubo o sifón		0,016	160
Línea sin desvíos ni aparatos de dilatación ni obras de fábrica		0,010	100

### **7.3. ANÁLISIS DE LOS REGISTROS DE AUSCULTACIÓN GEOMÉTRICA**

El carácter más puntual de las auscultaciones geométricas frente a las dinámicas hace que no se puedan establecer análisis globales en relación con la influencia de los parámetros definatorios del tráfico y de la infraestructura. Si la dispersión que surgía al trabajar con los datos de la auscultación dinámica reducía ya considerablemente la fiabilidad de los resultados, en el caso de la auscultación geométrica, al trabajar con una cantidad de datos considerablemente más reducida y no exenta de dispersión, las conclusiones que pueden deducirse quedan bastante limitadas.

De hecho, la finalidad de la auscultación geométrica reside fundamentalmente en comprobar que el estado de la vía, mantenido de acuerdo con los dictados de la auscultación dinámica, sea aceptable y no presente ningún defecto no detectado que pudiera afectar la seguridad y la calidad de la marcha de los trenes. Al amparo de estas consideraciones, en este sub-apartado se analizan los registros de la auscultación geométrica en comparación con los resultados deducidos anteriormente con los registros de aceleraciones.

Se dispone de los datos de 2001 y 2002. Tanto en unos como en otros, el nivel de calidad observado en la vía 1 y en la vía 2 es muy similar, con lo que se confirma que las diferencias detectadas entre los registros dinámicos de ambas vías obedecen a la distinta posición que ocupa el vehículo de medición dentro de la rama AVE.

Los parámetros que han sido estudiados son los siguientes: defectos de alineación asociados a longitudes de onda comprendidas entre 3 y 25 m, 25 y 70 m, y 70 y 120 m; defectos de nivelación longitudinal asociados a longitudes de onda comprendidas entre 3 y 25 m, 25 y 70 m, y 70 y 120 m; defectos de nivelación transversal asociados a longitudes de onda comprendidas entre 3 y 25 m, 25 y 70 m, y 70 y 120 m; y defectos de ancho de vía asociados a longitudes de onda comprendidas entre 3 y 25 m. De cada uno de ellos ha sido analizado el índice de calidad, definido en el **Anejo VI** del presente trabajo.

De forma similar a como se ha procedido con los registros de la auscultación dinámica, en este caso se han relacionado los datos con la presencia de obras de fábrica o de terraplenes, las características del trazado o la velocidad. Las influencias de estos elementos son muy variables en función del parámetro geométrico que se escoja.

Efectivamente, así como la presencia de viaductos no altera de una forma definida la calidad de la alineación de la vía, en el caso de los parámetros de nivelación sí se percibe una clara disminución de la calidad en estas obras de fábrica y en las zonas de transición con que limitan, aunque con importantes matices en función de la longitud de onda que se establezca. Como se puede comprobar en las **figuras 7.40, 7.41 y 7.42**, las zonas de transición obtienen en los tres casos unas calificaciones peores que las medias de la línea, siendo los peores valores para las longitudes de onda comprendidas entre 25 y 70 m. Los viaductos, por su parte, presentan índices de calidad inferiores a la media para longitudes de onda entre 3 y 70 m; pero, respecto a defectos de longitud mayor, su índice de calidad supera a la media. Esta circunstancia puede explicarse mediante la siguiente reflexión: los defectos de gran longitud de onda son atribuibles en términos generales a la infraestructura de la línea, a la vez que los de corta longitud son más propios de la superestructura. Sucede que en un viaducto, al aumentar la rigidez respecto a la plataforma natural se incrementa la carga dinámica, deteriorando de forma más acentuada la superestructura de la vía, generando defectos de corta longitud. En cambio, el viaducto, por su diseño intrínseco, presenta asientos inferiores respecto a una plataforma de tierra, lo que redundaría en una disminución de defectos de gran longitud de onda.

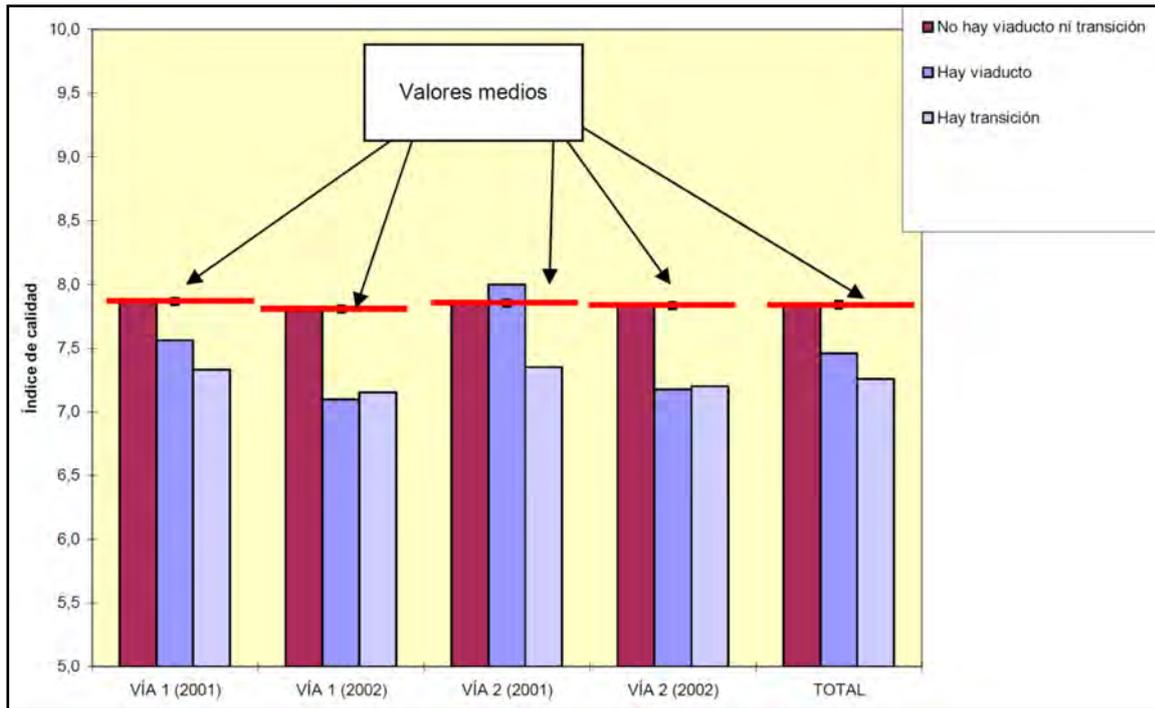


Figura 7.40.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de nivelación longitudinal para longitudes de onda comprendidas entre 3 y 25 m, según presencia de viaductos. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

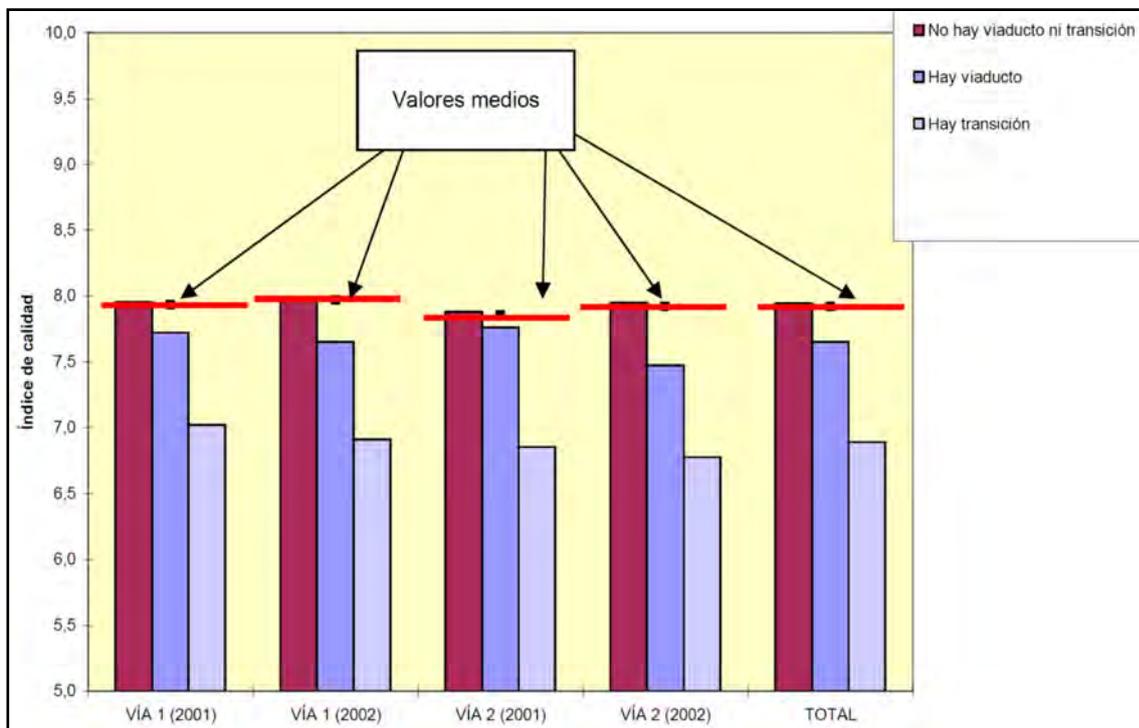
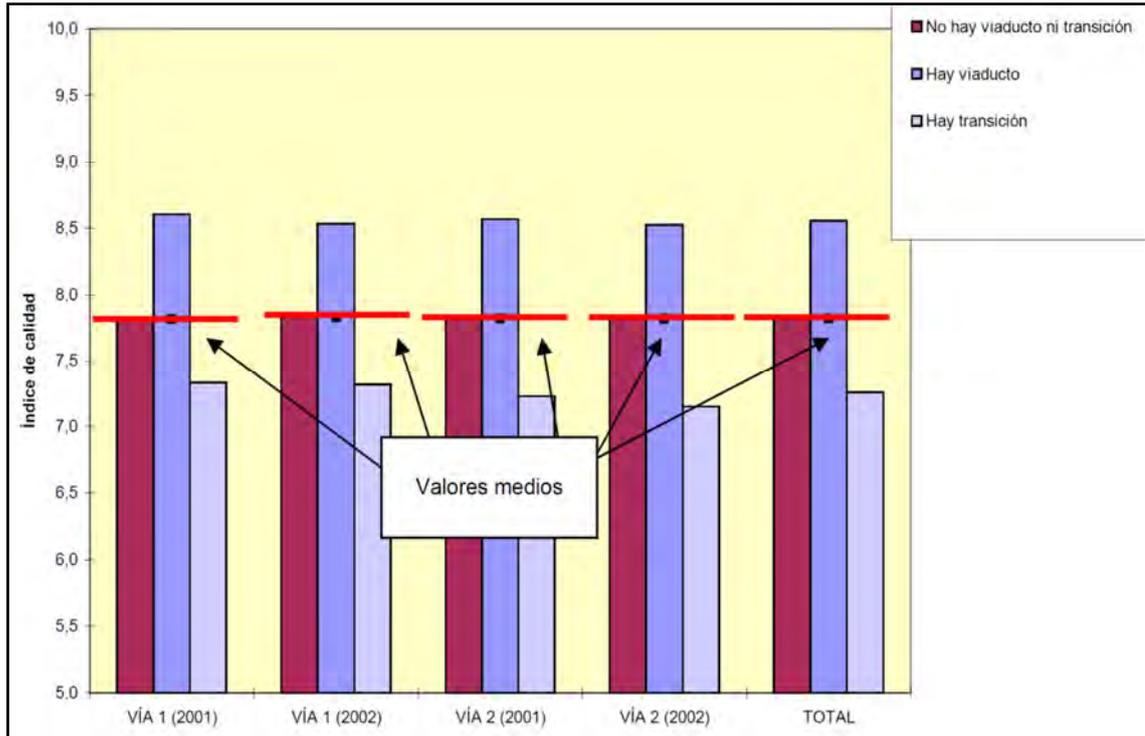


Figura 7.41.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de nivelación longitudinal para longitudes de onda comprendidas entre 25 y 70 m, según presencia de viaductos. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.



*Figura 7.42.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de nivelación longitudinal para longitudes de onda comprendidas entre 70 y 120 m, según presencia de viaductos. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

Para conocer con mayor detalle la influencia de los terraplenes, del trazado de la línea y de la velocidad, se han descontado aquellos tramos donde se emplazan los desvíos, los aparatos de dilatación y las obras de fábrica. Los resultados que se han obtenido presentan discrepancias muy significativas según la longitud de onda escogida.

En relación con los terraplenes (**figuras 7.43 y 7.44**), se aprecian índices inferiores cuanto más elevada es la altura del terraplén, tanto para la nivelación como para la alineación de la vía. Es curioso destacar en los dos gráficos el valor fuera de la tendencia general correspondiente a los terraplenes de mayor altura.

En las **figuras 7.45 y 7.46** se muestra la influencia del radio de las curvas en los parámetros de nivelación transversal y ancho de vía respectivamente. A priori, las sollicitaciones transversales debidas a la insuficiencia de peralte han de favorecer la aparición de defectos en la nivelación transversal y en el ancho de la vía en los tramos en curva. Esta reflexión se verifica con carácter general en las referidas figuras, si bien, en el caso del ancho de vía el índice de calidad aumenta muy significativamente para las curvas con radio inferior a 3200 m, lo que se debe a la menor velocidad con que se circula por estas curvas.

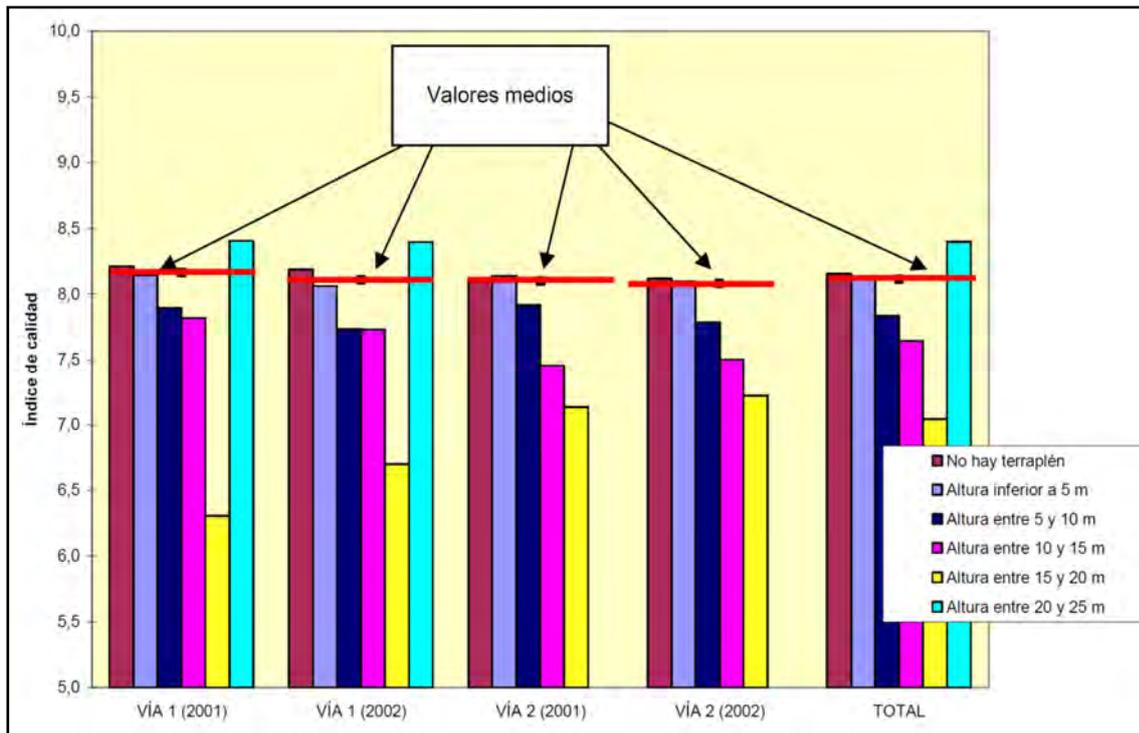


Figura 7.43.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de alineación para longitudes de onda comprendidas entre 25 y 70 m, según altura de terraplenes. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

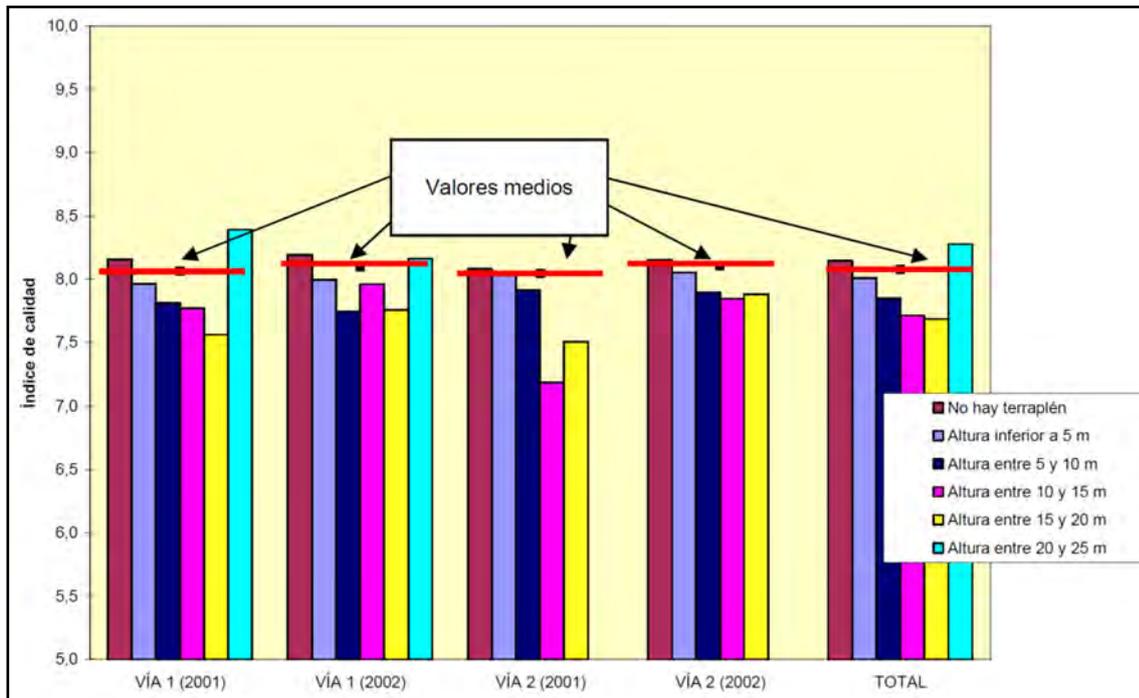
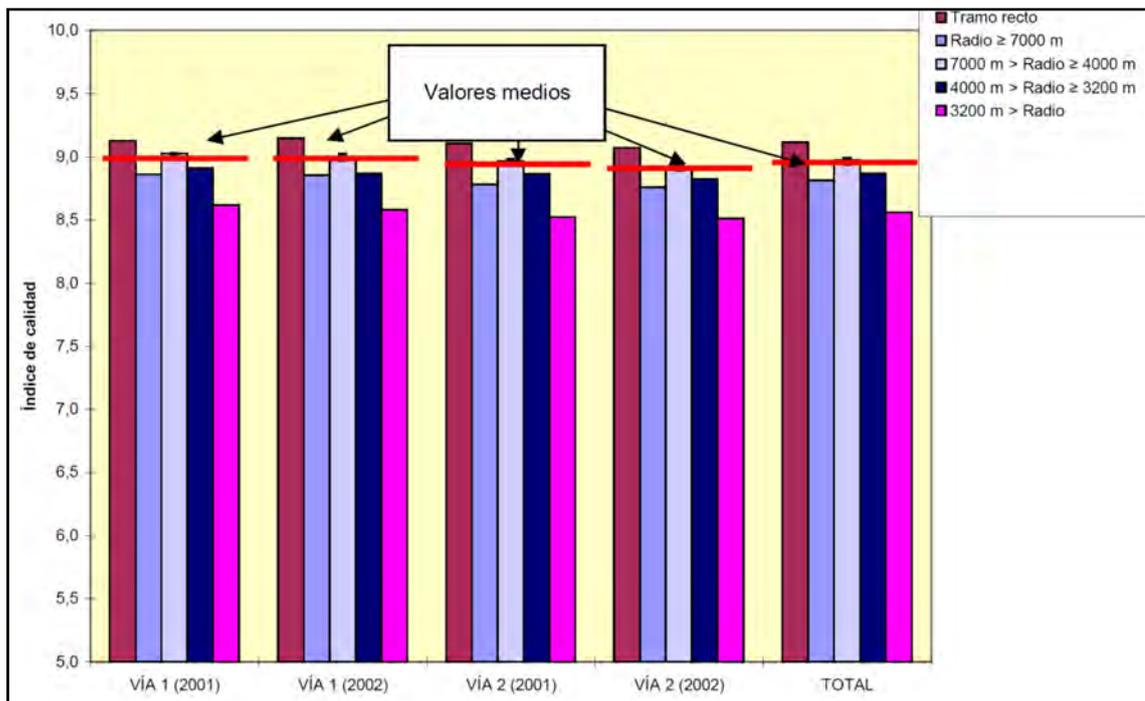
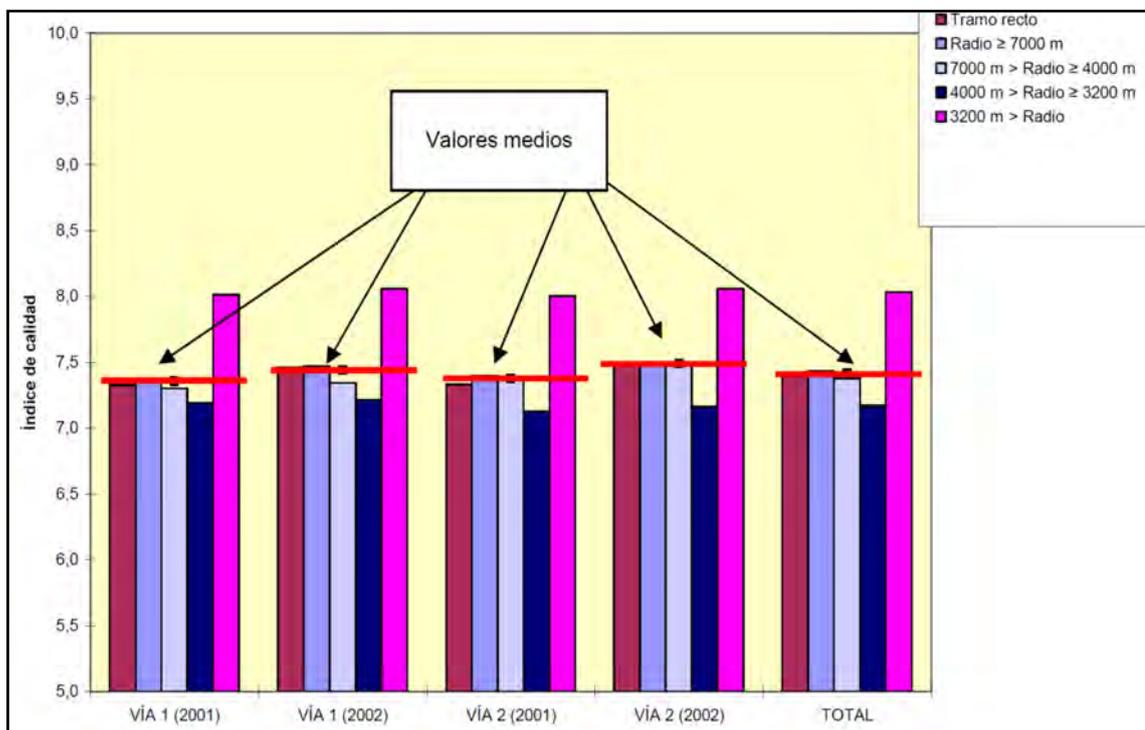


Figura 7.44.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de nivelación longitudinal para longitudes de onda comprendidas entre 25 y 70 m, según altura de terraplenes. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.



*Figura 7.45.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de nivelación transversal para longitudes de onda comprendidas entre 25 y 70 m, según el radio de curva en planta. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*



*Figura 7.46.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de ancho de vía para longitudes de onda comprendidas entre 3 y 25 m, según el radio de curva en planta. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

La relación entre la velocidad de circulación y los índices de calidad varía ampliamente, incluso llegando a alterar la tendencia, según sea la longitud de onda de los defectos analizados. Como se puede comprobar en las **figuras 7.47, 7.48 y 7.49** para la alineación de la vía, y **7.50, 7.51 y 7.52** para la nivelación longitudinal, para longitudes de onda corta (3 a 25 m), los tramos que presentan mejor índice de calidad son los que corresponden a velocidades de circulación más bajas. Sin embargo, para longitudes de onda superiores a 25 m, donde se obtienen mejores índices es en los tramos en los que se circula a mayor velocidad. Este resultado es lógico si se tiene en cuenta que los defectos de mayor longitud de onda sólo afectan a la calidad y seguridad de la marcha de los trenes cuando éstos circulan a gran velocidad (véase el **Anejo VI**). Entonces, a velocidades bajas, no importa que los índices de calidad sean relativamente bajos para los defectos de gran longitud, puesto que éstos no afectarán a la marcha de los trenes. Y viceversa, a velocidades elevadas, los defectos de corta longitud carecen de la relevancia que tienen para velocidades más bajas.

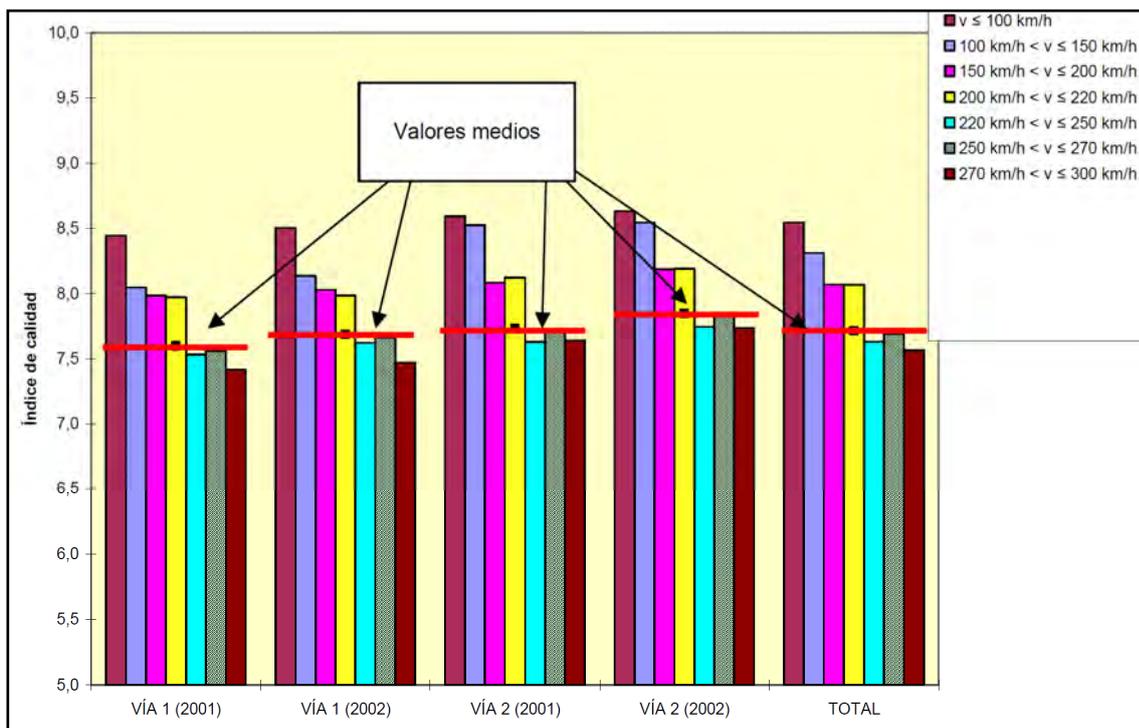
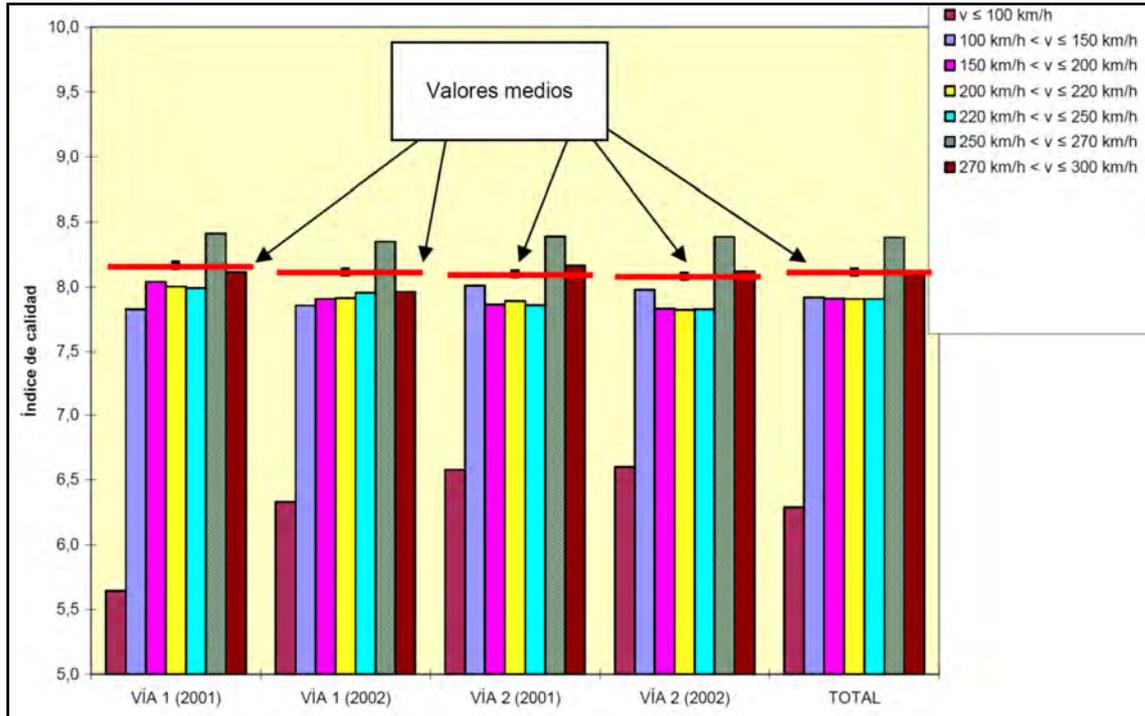
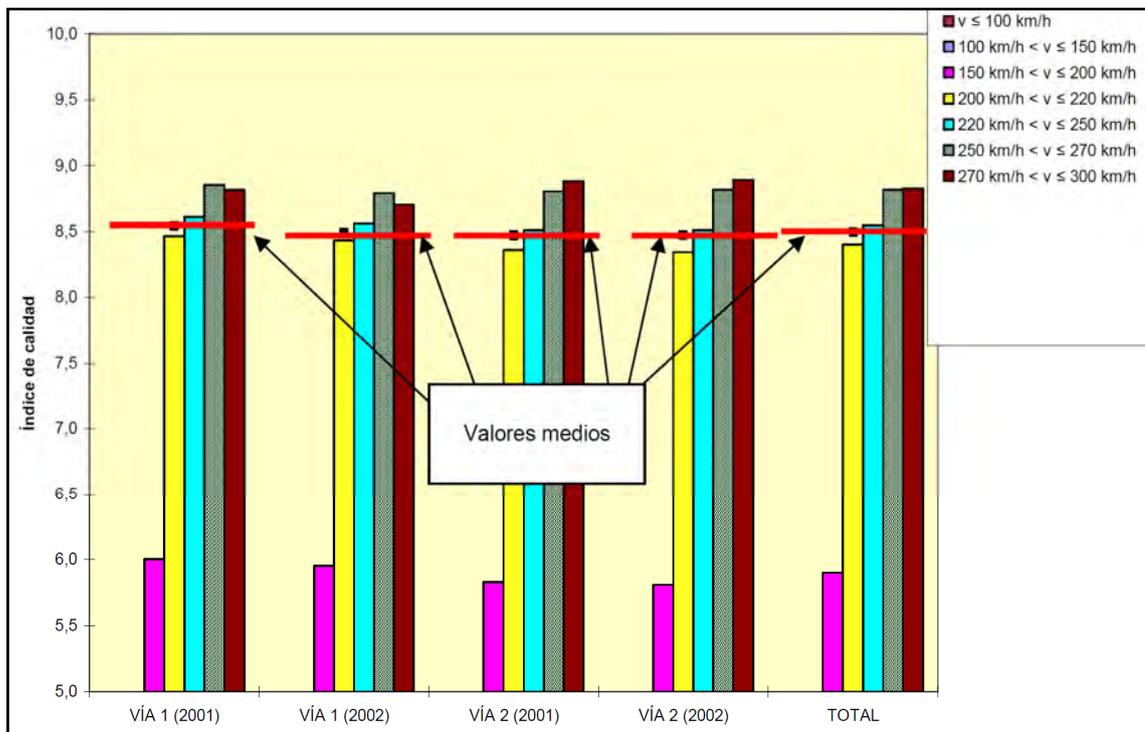


Figura 7.47.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de alineación para longitudes de onda comprendidas entre 3 y 25 m, según la velocidad de circulación del AVE. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.



*Figura 7.48.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de alineación para longitudes de onda comprendidas entre 25 y 70 m, según la velocidad de circulación del AVE. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*



*Figura 7.49.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de alineación para longitudes de onda comprendidas entre 70 y 120 m, según la velocidad de circulación del AVE. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

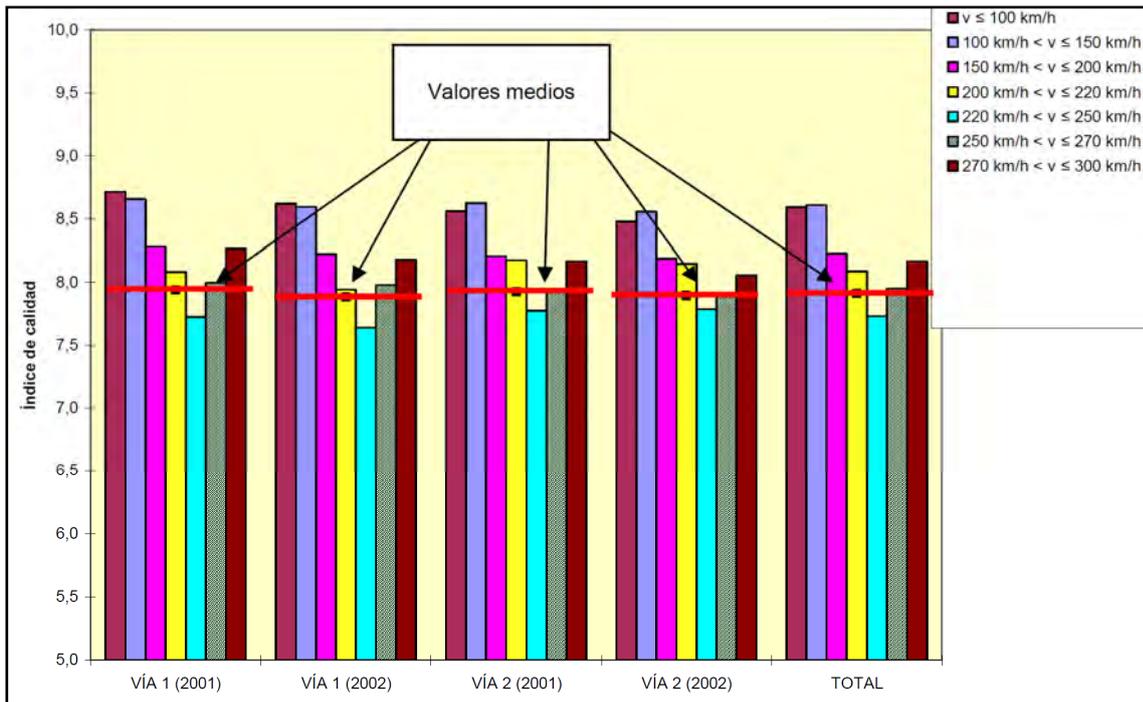


Figura 7.50.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de nivelación long. para longitudes de onda comprendidas entre 3 y 25 m, según la velocidad de circulación del AVE. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

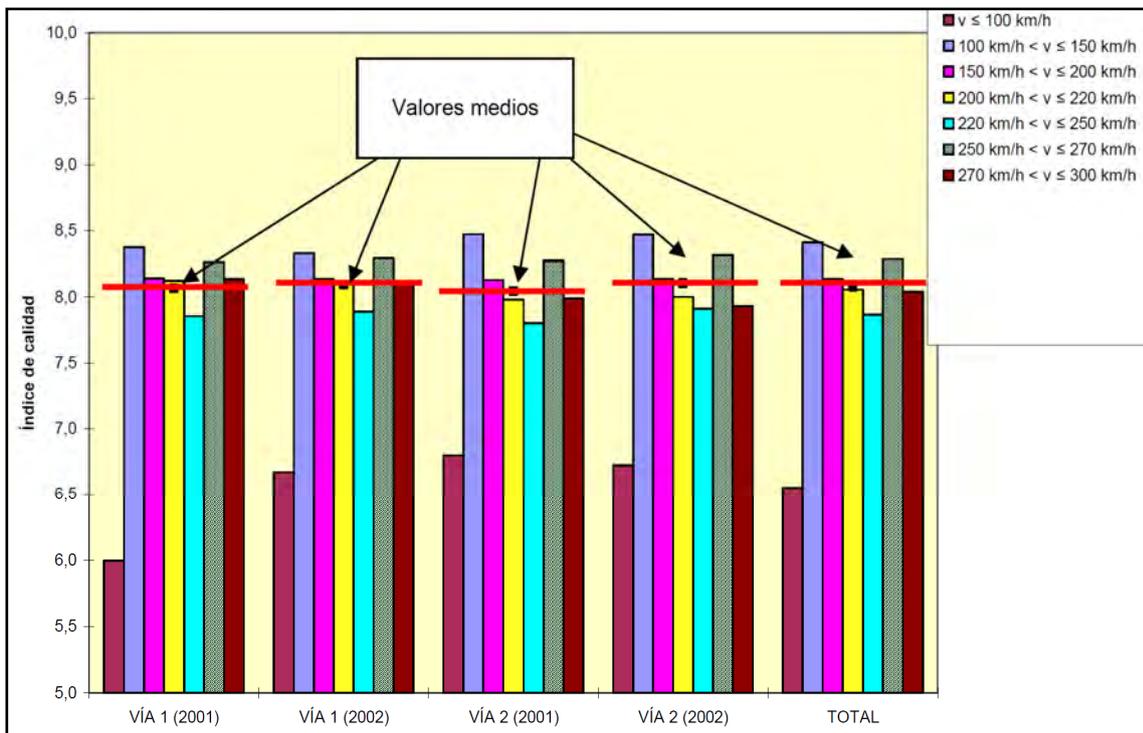


Figura 7.51.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de nivelación long. para longitudes de onda comprendidas entre 25 y 70 m, según la velocidad de circulación del AVE. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

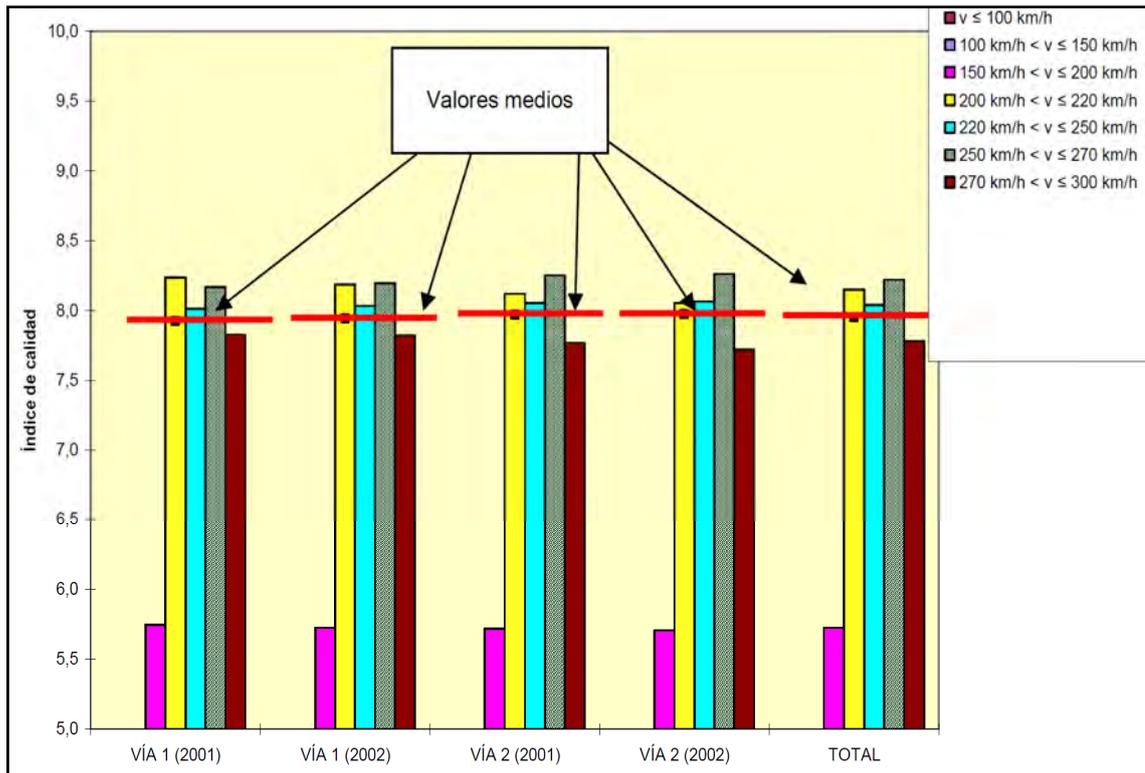


Figura 7.52.- Índices de calidad geométrica de la vía para el parámetro de nivelación long. para longitudes de onda comprendidas entre 70 y 120 m, según la velocidad de circulación del AVE. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

#### 7.4. ESTIMACIÓN DE LEYES GENERALES DE DEFECTOS DE VÍA

El mantenimiento de la vía de la línea del AVE Madrid – Sevilla se realiza fundamentalmente en función de los resultados de la auscultación dinámica. Esta auscultación se efectúa con una elevada frecuencia, lo que permite un elevado control del estado de la vía, y una fiabilidad de los resultados estadísticos más elevada que la propia de los registros de la auscultación geométrica, que se efectúa de forma más dilatada en el tiempo. Por consiguiente, se considera razonable formular predicciones utilizando las densidades deducidas de la auscultación dinámica.

Del análisis llevado a cabo en este capítulo respecto a la auscultación dinámica, se pueden inferir unos coeficientes ponderativos de la densidad de rebases para los terraplenes y las obras de fábrica. En efecto, en las **tablas 7.23, 7.24, 7.25 y 7.26** se recoge la variación que experimenta la densidad de rebases según se tienen en cuenta los distintos elementos de la infraestructura.

Tabla 7.23. Densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa: análisis según las características de la vía y el tráfico. Fuente: elaboración propia.

PARTE CONSIDERADA DE LA LÍNEA*	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)	Índice relativo
A + B + C + D	0,131	175
A + B + C	0,085	113
A + B	0,082	109
A	0,075	100
<b>Se ha percibido dependencia respecto al volumen de tráfico</b>		
A en Mora	0,146	195
A en Calatrava	0,069	91
A en Hornachuelos	0,022	29
<b>Se ha percibido dependencia respecto a la velocidad de circulación (ramas AVE)</b>		
250 km/h < v ≤ 270 km/h en A	0,135	180
220 km/h < v ≤ 250 km/h en A	0,038	51

\*Interpretación del código de letras: **A** es el tramo de línea sin desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica ni terraplenes; **B** es el tramo de terraplenes sin desvíos, aparatos de dilatación ni obras de fábrica; **C** es el tramo correspondiente a obras de fábrica sin desvíos ni aparatos de dilatación; y **D** es el de los desvíos y aparatos de dilatación.

Tabla 7.24. Densidad de rebases de la aceleración lateral medida en bogie: análisis según las características de la vía y el tráfico. Fuente: elaboración propia.

PARTE CONSIDERADA DE LA LÍNEA*	Densidad de rebases (nº de rebases/km de vía/auscultación)	Índice relativo
A + B + C + D	0,089	178
A + B + C	0,068	136
A + B	0,055	110
A	0,050	100
<b>Se ha percibido dependencia respecto a la insuficiencia de peralte (ramas AVE)</b>		
Tramo recto en A	0,024	48
Tramo curvo en A	0,072	144

\*Interpretación del código de letras: **A** es el tramo de línea sin desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica ni terraplenes; **B** es el tramo de terraplenes sin desvíos, aparatos de dilatación ni obras de fábrica; **C** es el tramo correspondiente a obras de fábrica sin desvíos ni aparatos de dilatación; y **D** es el de los desvíos y aparatos de dilatación.

*Tabla 7.25. Densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja del vehículo: análisis según las características de la vía y el tráfico. Fuente: elaboración propia.*

<b>PARTE CONSIDERADA DE LA LÍNEA*</b>	<b>Densidad de rebases</b> (nº de rebases/km de vía/auscultación)	<b>Índice relativo</b>
A + B + C + D	0,093	310
A + B + C	0,087	290
A + B	0,075	250
A	0,030	100
<b>Se ha percibido dependencia respecto a la aceleración en acuerdo vert. (ramas AVE)</b>		
Tramo de rasante constante en A	0,019	63
Tramo de acuerdo vertical en A	0,073	243

\*Interpretación del código de letras: **A** es el tramo de línea sin desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica ni terraplenes; **B** es el tramo de terraplenes sin desvíos, aparatos de dilatación ni obras de fábrica; **C** es el tramo correspondiente a obras de fábrica sin desvíos ni aparatos de dilatación; y **D** es el de los desvíos y aparatos de dilatación.

*Tabla 7.26. Densidad de rebases de la aceleración lateral medida en caja del vehículo: análisis según las características de la vía y el tráfico. Fuente: elaboración propia.*

<b>PARTE CONSIDERADA DE LA LÍNEA*</b>	<b>Densidad de rebases</b> (nº de rebases/km de vía/auscultación)	<b>Índice relativo</b>
A + B + C + D	0,012	200
A + B + C	0,011	183
A + B	0,010	167
A	0,006	100
<b>Se ha percibido dependencia respecto a la insuficiencia de peralte (ramas AVE)</b>		
Tramo recto en A	0,000	0
Tramo curvo en A	0,012	200

\*Interpretación del código de letras: **A** es el tramo de línea sin desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica ni terraplenes; **B** es el tramo de terraplenes sin desvíos, aparatos de dilatación ni obras de fábrica; **C** es el tramo correspondiente a obras de fábrica sin desvíos ni aparatos de dilatación; y **D** es el de los desvíos y aparatos de dilatación.

Si se parte de un valor de referencia correspondiente a la densidad de rebases en un tramo sin presencia de terraplenes ni obras de fábrica ni aparatos de vía o dilatación, utilizando los coeficientes de la **tabla 7.27** se pueden obtener las densidades

correspondientes a los tramos en terraplén y el valor medio de la densidad para toda la vía teniendo en cuenta la presencia de terraplenes. Para incorporar el efecto de las obras de fábrica, basta con multiplicar este último valor por los índices relativos (divididos por 100) de las **tablas 7.9, 7.13, 7.17 y 7.22**.

*Tabla 7.27. Coeficientes para la estimación de la densidad de rebases en terraplén para cada uno de los parámetros de auscultación dinámica. Fuente: elaboración propia.*

<b>PARÁMETRO DE AUSCULTACIÓN</b>	<b>Densidad de rebases en A*</b> (nº de rebases/km de vía/auscultación) $\Delta_A$ <b>Valores de la línea AVE</b>	<b>Coeficiente de transformación de densidades</b> $\Psi_{\text{terraplén}}$	<b>Densidad de rebases en B*</b> (nº de rebases/km de vía/auscultación) $\Delta_B$ <b>Valores de la línea AVE</b>
Aceleración vertical en caja de grasa	0,075	1,25	0,094
Aceleración lateral en bogie	0,050	1,26	0,063
Aceleración vertical en caja de vehículo	0,030	4,93	0,148
Aceleración lateral en caja de vehículo	0,006	2,67	0,016

\*Interpretación del código de letras: **A** es el tramo de línea sin desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica ni terraplenes; y **B** es el tramo de terraplenes sin desvíos, aparatos de dilatación ni obras de fábrica.

Los resultados obtenidos a partir de la auscultación de la línea del AVE Madrid – Sevilla durante más de 10 años de explotación permiten estimar las necesidades de mantenimiento de otras líneas de alta velocidad de características similares. La predicción del deterioro de la vía se puede efectuar a partir del producto de la longitud de los distintos tramos homogéneos de la línea objeto de estudio por la estimación de densidades de rebases en cada uno de éstos.

A los coeficientes que relacionan la densidad de rebases ( $\Delta_A$ ) en los tramos sin desvíos, aparatos de dilatación, obras de fábrica ni terraplenes con la densidad ( $\Delta_B$ ) en los tramos de terraplén sin desvíos, aparatos de dilatación ni obras de fábricas se les denomina, en este trabajo, coeficientes de transformación de densidades ( $\Psi_{\text{terraplén}}$ ). Se tiene entonces la siguiente ecuación:

$$\Delta_A \cdot \Psi_{\text{terraplén}} = \Delta_B \quad (\text{e-7.1})$$

La estimación de los valores de este coeficiente para cada uno de los parámetros de la auscultación dinámica asume los valores deducidos en la **tabla 7.27**.

De forma análoga, se definen los coeficientes para el cálculo de las densidades de rebases ( $\Delta_C$ ) en los tramos donde hay obras de fábrica (sin tener en cuenta el efecto de los desvíos ni de los aparatos de dilatación) a partir de la densidad media de la vía ( $\Delta_{A+B}$ ) sin tener en cuenta obras de fábrica, desvíos ni aparatos de vía. Estos coeficientes ( $\Psi_{\text{obra de fábrica}}$ ) son particulares según cada tipo de obra de fábrica y se consideran como mejores estimaciones los índices relativos (divididos por 100) de las referidas **tablas 7.9, 7.13, 7.17 y 7.22**. De acuerdo con estas apreciaciones, resulta la siguiente ecuación:

$$\Delta_{A+B} \cdot \Psi_{obra\_de\_fábrica|tipo\_i} = \Delta C|_{tipo\_i} \quad (\text{e-7.2})$$

Por otra parte, en las **tablas 7.23, 7.24, 7.25 y 7.26** se ha puesto de manifiesto que la densidad de los tramos A tiene una cierta dependencia respecto a la velocidad, el tráfico, la insuficiencia de peralte o la presencia de acuerdos verticales. Para cuantificar de algún modo esta dependencia, se han realizado regresiones entre la densidad de rebases y distintos parámetros participantes en las correlaciones objeto de estudio.

Bajo este planteamiento se ha procedido a realizar contrastes de regresión. Para ello, se han definido las siguientes variables y los siguientes parámetros:

-los valores de la variable dependiente Y (densidad de rebases):  $y_i$

-los valores de la variable independiente X (velocidad, tráfico, etc.):  $x_i$

-número de mediciones (o número de pares  $(y_i, x_i)$ ): N

-la estimación del valor de  $y_i$  para cada  $x_i$ :  $\hat{y}_i$

-la varianza de  $y_i$ :  $\sigma$

-el valor medio de  $y_i$ :  $\bar{y}$

-la recta de regresión:  $\hat{y}_i = b_0 + b_1 \cdot x_i$  (e-7.3)

-la variación total:  $S_{TOTAL} = \sum_i (y_i - \bar{y})^2$  (e-7.4)

-la variación no explicada:  $S_{ALE} = \sum_i (y_i - \hat{y}_i)^2$  (e-7.5)

-la variación explicada:  $S_{REG} = \sum_i (\hat{y}_i - \bar{y})^2$  (e-7.6)

Se puede demostrar que:

$$S_{TOTAL} = S_{ALE} + S_{REG} \quad (\text{e-7.7})$$

Si se efectúa el cociente entre  $S_{REG}$  y  $S_{TOTAL}$  se obtiene el tanto por uno de la varianza total de la variable Y que queda explicada por el influjo de la X según la línea de regresión. Este cociente recibe el nombre de coeficiente de determinación, cuya nomenclatura es  $\rho^2$ .

Por otra parte, resulta que  $S_{TOTAL} / \sigma^2$  y  $S_{REG} / \sigma^2$  siguen distribuciones  $\chi^2$  con **N-1** y **1** grado de libertad respectivamente, únicamente cuando la pendiente de la recta de regresión es cero; mientras que  $S_{ALE} / \sigma^2$  es una  $\chi^2$  con **N-2** grados de libertad con independencia de esta hipótesis.

El cociente entre dos variables que siguen distribuciones  $\chi^2$  sigue a su vez una distribución **F** de Fisher con los grados de libertad de las variables anteriores. Si se cumple la hipótesis de que la pendiente es nula, entonces:

$$\frac{S_{REG} / 1}{S_{ALE} / N - 2} \approx F(1, N - 2) \quad (\text{e-7.8})$$

siendo:

$$F^* = \frac{S_{REG} / 1}{S_{ALE} / N - 2} \quad (\text{e-7.9})$$

Calculado el valor de  $F^*$  y el valor crítico de  $\alpha_c$  tal que  $P(F > F^*) = \alpha_c$ , si  $\alpha_c$  es suficientemente pequeño (menor que 0,05 ó 0,01 si se trabaja a niveles de confianza del 95 ó del 99%) se rechaza la hipótesis de que la pendiente es nula y, por tanto, se admite que hay una relación lineal significativa entre  $X$  e  $Y$ . Si  $\alpha_c$  es grande, el valor observado es compatible con una distribución  $F$ , por lo que se aceptará la hipótesis de falta de relación lineal. El esquema que habitualmente se utiliza para plasmar este análisis es el que se recoge en la **tabla 7.28**.

Tabla 7.28. Análisis de la relación lineal entre variables a partir de las varianzas y la función  $F$  de Fisher. Fuente: Peña (1994).

Fuente	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Varianza	$F^*$	Valor crítico
Regresión	1	$S_{REG}$	$S_{REG} / 1$	<b>ecuación 7.9</b>	$\alpha_c$
Residuos	$N-2$	$S_{ALE}$	$S_{ALE} / N-2$		
Total	$N-1$	$S_{TOTAL}$			

Utilizando esta formulación, el cálculo de las regresiones ha arrojado resultados con una excesiva dispersión, aunque se ha constatado dependencia entre las variables analizadas a niveles de confianza elevados. Efectivamente, la correlación de la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa ( $\Delta_{vc}$ ) respecto a la velocidad máxima promedio de todas las circulaciones de la línea ( $v$ ) se produce con un nivel de confianza superior al 99%; sin embargo, el coeficiente de determinación apenas supera el 16% (**tabla 7.29**).

En este caso concreto, se ha procedido en el análisis teniendo en cuenta las velocidades que se producen en una longitud importante de la línea y descontando los desvíos, los aparatos de dilatación y las obras de fábrica. Puesto que se ha asumido un modelo potencial, para determinar el exponente de la variable independiente se establece la siguiente base de partida:

$$\Delta_{vc} + 1 = K_0 \cdot v^{K_1} \tag{e-7.10}$$

con lo que resulta:

$$\log(\Delta_{vc} + 1) = \log(K_0) + K_1 \cdot \log(v) \tag{e-7.11}$$

La razón de sumar 1 a  $\Delta_{vc}$  es evitar el logaritmo de 0.

Tabla 7.29. Análisis de la relación lineal entre la densidad de los rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa y la velocidad, a partir de las varianzas y la función  $F$  de Fisher. Fuente: elaboración propia.

Variables objeto de estudio				$\Delta_{vc}$	$v$
Fuente	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Varianza	$F^*$	Valor crítico
Regresión	1	0,17372303	0,17372303	167,102761	4,5046E-35
Residuos	864	0,89822989	0,00103962		
Total	865	1,07195291			
<b>Nº de observaciones</b>		866	<b>Coef. de determinación</b>		0,162

Resultados similares se han obtenido al correlacionar la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa con la carga dinámica por eje ( $P_D$ ) o el número de ciclos de carga por día y sentido ( $N_c$ ). En las **tablas 7.30** y **7.31** se recogen respectivamente los resultados del análisis de varianzas.

*Tabla 7.30. Análisis de la relación lineal entre la densidad de los rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa y la carga dinámica por eje, a partir de las varianzas y la función F de Fisher. Fuente: elaboración propia.*

Variables objeto de estudio				$\Delta_{vc}$	$P_D$
Fuente	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Varianza	F*	Valor crítico
Regresión	1	0,20159642	0,20159642	200,124103	5,0996E-41
Residuos	864	0,87035649	0,00100736		
Total	865	1,07195291			
<b>Nº de observaciones</b>		866	<b>Coef. de determinación</b>		0,188

*Tabla 7.31. Análisis de la relación lineal entre la densidad de los rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa y el número de ciclos de carga al día por sentido, a partir de las varianzas y la función F de Fisher. Fuente: elaboración propia.*

Variables objeto de estudio				$\Delta_{vc}$	$N_c$
Fuente	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Varianza	F*	Valor crítico
Regresión	1	0,03678122	0,03678122	30,6992329	4,0009E-08
Residuos	864	1,03517169	0,00119812		
Total	865	1,07195291			
<b>Nº de observaciones</b>		866	<b>Coef. de determinación</b>		0,034

Como se puede comprobar a tenor de los resultados expuestos, la relación lineal presenta un nivel de confianza sensiblemente más elevado para la velocidad y la carga dinámica respecto al caso del número de ciclos de carga –compárense los valores de la función de Fisher–. Además sucede que el coeficiente de determinación es inferior en este último caso.

El estudio efectuado ha tenido en cuenta otras variables, con las que no se ha podido rechazar la hipótesis de falta de relación lineal. Se trata por ejemplo de la carga nominal media por eje distribuida a lo largo de toda la línea ( $P_N$ ). En efecto, un valor crítico de **F** muy superior a 0,05 impide demostrar que exista relación significativa con los defectos de vía (**tabla 7.32**).

*Tabla 7.32. Análisis de la relación lineal entre la densidad de los rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa y la carga nominal por eje, a partir de las varianzas y la función F de Fisher. Fuente: elaboración propia.*

Variables objeto de estudio				$\Delta_{vc}$	$P_N$
Fuente	Grados de libertad	Suma de cuadrados	Varianza	F*	Valor crítico
Regresión	1	2,0132E-06	2,0132E-06	0,00162269	0,96787715
Residuos	864	1,0719509	0,00124068		
Total	865	1,07195291			
<b>Nº de observaciones</b>		866	<b>Coef. de determinación</b>		1,8781E-06

Los contrastes de linealidad, anteriormente descritos y ejemplificados, aplicados a datos de registro en los que previamente han sido sustraídos los tramos correspondientes a desvíos, aparatos de dilatación y obras de fábrica, han permitido establecer las siguientes dependencias:

- dependencia de la aceleración vertical medida en caja de grasa respecto a la carga dinámica, la velocidad y el tráfico;
- dependencia de la aceleración lateral medida en bogie respecto a la insuficiencia de peralte;
- dependencia de la aceleración vertical medida en caja de vehículo respecto a la esbeltez de los terraplenes y la aceleración vertical en las zonas de acuerdo vertical del trazado; y
- dependencia de la aceleración lateral medida en caja de vehículo respecto a la insuficiencia de peralte.

Para cuantificar las correlaciones anteriormente mencionadas, se ha partido en primera instancia del análisis exclusivo de tramos homogéneos de la línea –homogéneos en cuanto a las variables explicativas– de suficiente longitud. Se han elegido nuevamente planteamientos potenciales, de acuerdo con el estado del arte recogido en el **capítulo 5**. Los exponentes deducidos se recogen en las **tablas 7.33, 7.34, 7.35, 7.36 y 7.37**.

*Tabla 7.33. Dedución de la ley que determina la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa respecto a la velocidad, el tráfico y la carga dinámica. Fuente: elaboración propia.*

Long. del tramo (km)	Tráfico (nº de ciclos de carga por sentido acumulados entre 1992 y 2003)	Velocidad (km/h)	Carga dinámica equivalente por rueda (t)	Densidad media de rebases medidos (rebase/km/auscult.)	Índice relativo de la densidad medida	Índice relativo según exponentes
1,48	2.643.610	280	13,76	0,138	665%	737%
88,15	2.643.610	260	13,67	0,153	737%	659%
14,51	1.924.684	250	13,68	0,057	274%	228%
32,18	1.924.684	240	13,70	0,063	306%	217%
13,35	1.924.684	210	13,55	0,005	25%	178%
67,36	1.528.908	250	13,27	0,021	100%	100%
Los exponentes que minimizan la suma de los cuadrados de las diferencias entre los índices relativos deducidos de los registros de auscultación y los calculados mediante dichos exponentes son:						
<b>Para la velocidad (v)</b>					<b>1,27</b>	
<b>Para el tráfico (T)</b>					<b>3,19</b>	
<b>Para la carga dinámica (Q<sub>D</sub>)</b>					<b>2,89</b>	
<b>Ley deducida para la densidad de rebases de la aceleración vertical en caja de grasa (Δ<sub>vc</sub>)</b>		$\frac{(\Delta_{vc})_{línea\_i}}{(\Delta_{vc})_{línea\_j}} = \frac{(v)_{línea\_i}^{1,27} \cdot (T)_{línea\_i}^{3,19} \cdot (Q_D)_{línea\_i}^{2,89}}{(v)_{línea\_j}^{1,27} \cdot (T)_{línea\_j}^{3,19} \cdot (Q_D)_{línea\_j}^{2,89}}$				

Retomando la experiencia detallada en el **capítulo 5**, se puede decir que existe una coincidencia en los criterios de deterioro de la nivelación de la superestructura, a excepción del papel asignado al tráfico. Efectivamente, los registros de la aceleración vertical medida en caja de grasa ponen de manifiesto que los defectos verticales de corta longitud de onda dependen de la velocidad y la carga dinámica elevadas a unos ciertos exponentes que corresponden con los contemplados por la literatura técnica en el caso de una vía sobre balasto relativamente rígida. Cabe destacar, no obstante, que el valor de 3,19 asignado a la variable “tráfico” no resulta conforme. Esta inconformidad queda justificada en la reducción del coeficiente de determinación calculado anteriormente. Por consiguiente, se estima oportuno aceptar como válidos los exponentes deducidos para la velocidad y la carga dinámica (1,27 y 2,89 respectivamente), y sustituir el valor hallado para el tráfico por la expresión ampliamente aceptada del logaritmo. La ecuación de la **tabla 7.33** debe transformarse en la siguiente:

$$\frac{(\Delta_{vc})_{línea\_i}}{(\Delta_{vc})_{línea\_j}} = \frac{(v)_{línea\_i}^{1,27} \cdot (Q_D)_{línea\_i}^{2,89} \cdot \log(T)_{línea\_i}}{(v)_{línea\_j}^{1,27} \cdot (Q_D)_{línea\_j}^{2,89} \cdot \log(T)_{línea\_j}} \quad \text{(e-7.12)}$$

*Tabla 7.34. Deducción de la ley que determina la densidad de rebases de la aceleración lateral medida en bogie respecto a la insuficiencia de peralte (valor promediado entre las distintas circulaciones de la línea). Fuente: elaboración propia.*

Long. del tramo (km)	Tráfico (nº de ciclos de carga por sentido acumulados entre 1992 y 2003)	Insuficiencia de peralte (mm)	Carga dinámica equivalente por rueda (t)	Densidad media de rebases medidos (rebase/km/auscult.)	Índice relativo de la densidad medida	Índice relativo según exponente
8,6	2.643.610	10	13,65	0,033	294%	31%
30,61	2.643.610	20	14,04	0,112	989%	100%
5,61	1.924.684	30	13,76	0,007	64%	198%
7,3	1.924.684	70	13,91	0,048	421%	823%
13,95	1.924.684	40	13,97	0,256	2256%	321%
15,07	1.528.908	20	13,42	0,011	100%	100%
El exponente que minimiza la suma de los cuadrados de las diferencias entre los índices relativos deducidos de los registros de auscultación y los calculados mediante dicho exponente es:						
<b>Para la insuficiencia de peralte (I)</b>					<b>1,68</b>	
<b>Ley deducida para la densidad de rebases de la aceleración lateral en bogie (<math>\Delta_{lb}</math>)</b>		$\frac{(\Delta_{lb})_{línea\_i}}{(\Delta_{lb})_{línea\_j}} = \frac{(I)_{línea\_i}^{1,68}}{(I)_{línea\_j}^{1,68}}$				

Tabla 7.35. Deducción de la ley que determina la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja del vehículo respecto a la aceleración vertical en acuerdos verticales del trazado. Fuente: elaboración propia.

Long. del tramo (km)	Tráfico (nº de ciclos de carga por sentido acumulados entre 1992 y 2003)	Aceleración vertical (m/s <sup>2</sup> )	Carga dinámica equivalente por rueda (t)	Densidad media de rebases medidos (rebase/km/auscult.)	Índice relativo de la densidad medida	Índice relativo según exponente
3,85	2.643.610	0,1	13,72	0,112	163%	59%
14,45	2.643.610	0,2	13,65	0,177	257%	100%
3,61	1.924.684	0,1	13,34	0,000	0%	59%
5,97	1.924.684	0,2	13,49	0,010	14%	100%
3,91	1.528.908	0,1	13,20	0,010	15%	59%
4,73	1.528.908	0,2	13,45	0,069	100%	100%
El exponente que minimiza la suma de los cuadrados de las diferencias entre los índices relativos deducidos de los registros de auscultación y los calculados mediante dicho exponente es:						
<b>Para la aceleración vertical (A<sub>v</sub>)</b>					<b>0,75</b>	
<b>Ley deducida para la densidad de rebases de la aceleración vert. en caja de veh. (Δ<sub>vv</sub>)</b>		$\frac{(\Delta_{vv})_{\text{línea}_i}}{(\Delta_{vv})_{\text{línea}_j}} = \frac{(A_v)_{\text{línea}_i}^{0,75}}{(A_v)_{\text{línea}_j}^{0,75}}$				

Tabla 7.36. Deducción de la ley que determina la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja del vehículo respecto a la esbeltez de los terraplenes. Fuente: elaboración propia.

ESBELTEZ REPRESENTATIVA (altura/longitud de terraplén)	Densidad media de rebases medidos (rebase/km/auscult.)		
	MORA	CALATRAVA	HORNACHUELOS
Esbeltez entre 0,001 y 0,01	0,243	0,023	0,041
Esbeltez entre 0,01 y 0,1	0,385	0,056	0,076
El exponente que minimiza la suma de los cuadrados de las diferencias entre los índices relativos deducidos de los registros de auscultación y los calculados mediante dicho exponente es:			

<b>Para la esbeltez de los terraplenes (E<sub>b</sub>)</b>		<b>0,20</b>
<b>Ley deducida para la densidad de rebases de la aceleración vert. en caja de veh. (Δ<sub>vv</sub>)</b>	$\frac{(\Delta_{vv})_{línea\_i}}{(\Delta_{vv})_{línea\_j}} = \frac{(E_b)_{línea\_i}^{0,20}}{(E_b)_{línea\_j}^{0,20}}$	

*Tabla 7.37. Deducción de la ley que determina la densidad de rebases de la aceleración lateral medida en caja del vehículo respecto a la insuficiencia de peralte (valor promediado entre las distintas circulaciones de la línea). Fuente: elaboración propia.*

Long. del tramo (km)	Tráfico (nº de ciclos de carga por sentido acumulados entre 1992 y 2003)	Insuficiencia de peralte (mm)	Carga dinámica equivalente por rueda (t)	Densidad media de rebases medidos (rebase/km/auscult.)	Índice relativo de la densidad medida	Índice relativo según exponente
8,6	2.643.610	10	13,65	0,000	0%	44%
30,61	2.643.610	20	14,04	0,026	96%	66%
5,61	1.924.684	30	13,76	0,000	0%	84%
7,3	1.924.684	70	13,91	0,027	98%	140%
13,95	1.924.684	40	13,97	0,027	100%	100%
15,07	1.528.908	20	13,42	0,000	0%	66%
El exponente que minimiza la suma de los cuadrados de las diferencias entre los índices relativos deducidos de los registros de auscultación y los calculados mediante dicho exponente es:						
<b>Para la insuficiencia de peralte (I)</b>					<b>0,60</b>	
<b>Ley deducida para la densidad de rebases de la aceleración lat. en caja de veh. (Δ<sub>lv</sub>)</b>	$\frac{(\Delta_{lv})_{línea\_i}}{(\Delta_{lv})_{línea\_j}} = \frac{(I)_{línea\_i}^{0,60}}{(I)_{línea\_j}^{0,60}}$					

Para obtener resultados que tengan una mayor representatividad y aplicación, se han calculado los intervalos de confianza para la media y para nuevas predicciones, permitiendo acotar superiormente el incremento del deterioro de la vía en escenarios hipotéticos. En términos formulísticos, el intervalo de confianza para la media de Y en X = x<sub>0</sub> está acotado por los siguientes valores para un nivel de confianza α:

$$\hat{y}(x_0) \pm t\left(\frac{\alpha}{2}; N-2\right) S \cdot \sqrt{\frac{1}{N} + \frac{(x_0 - \bar{x})^2}{\sum_i (x_i - \bar{x})^2}} \quad (\text{e-7.13})$$

donde:

$t(\alpha/2; N-2)$  es el valor de la  $t$  de Student;

$\bar{x}$  es el valor medio de  $x_i$ ; y

$S$  es la desviación residual, que se calcula del siguiente modo:

$$S = \sqrt{\frac{S_{ALE}}{N-2}} \quad (\text{e-7.14})$$

Análogamente, el intervalo de confianza para una nueva predicción de  $Y$  en  $X = x_0$  está acotado por los siguientes valores para un nivel de confianza  $\alpha$ :

$$\hat{y}(x_0) \pm t(\alpha/2; N-2)S \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{N} + \frac{(x_0 - \bar{x})^2}{\sum_i (x_i - \bar{x})^2}} \quad (\text{e-7.15})$$

La definición de una función envolvente de las predicciones presenta en este caso un paralelismo con formulaciones ampliamente aceptadas en el campo de la ingeniería ferroviaria. Concretamente, se puede citar el caso de la valoración de los esfuerzos transversales que transmiten los vehículos a la vía (véase **ecuación 5.51**).

Considerando un nivel de confianza del 95%, se han obtenido los intervalos que aparecen recogidos en la **figura 7.53**, para la regresión de la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa ( $\Delta_{vc}$ ) respecto a la velocidad máxima promedio de todas las circulaciones de la línea ( $v$ ). Merece destacarse la curva que representa la cota superior del intervalo de predicción: por debajo de ella se encuentra el 95% de los valores de la densidad que se predigan para cualquier velocidad dentro del dominio representado.

De forma análoga se ha procedido con la carga dinámica y el número de ciclos de carga, como variable representativa del tráfico. Los análisis realizados por separado para cada una de las variables han conducido a las funciones representadas en las **figuras 7.54 y 7.55**.

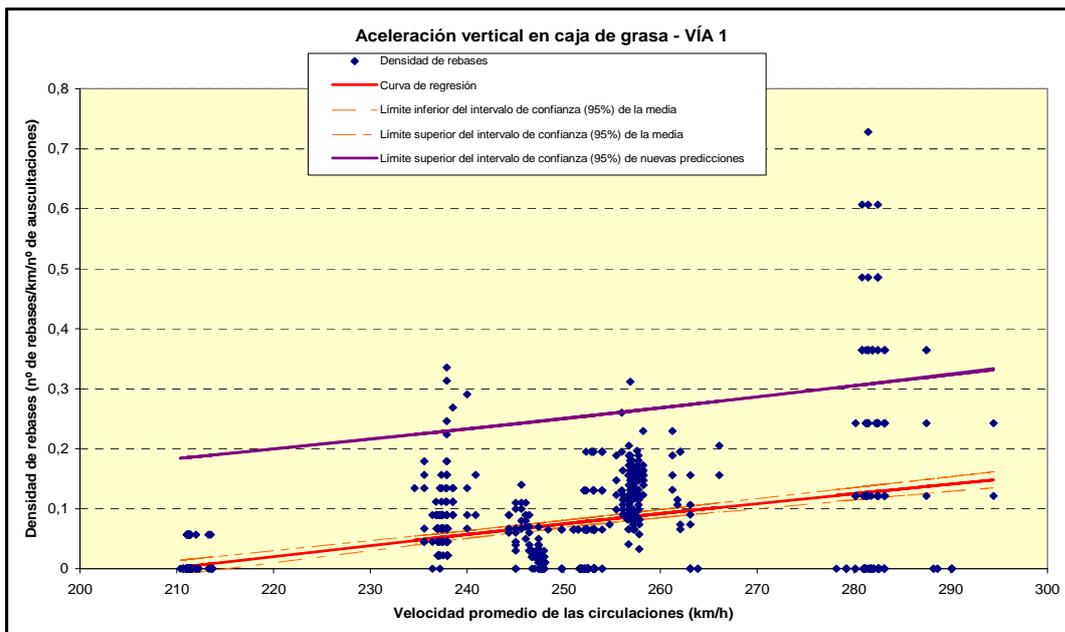
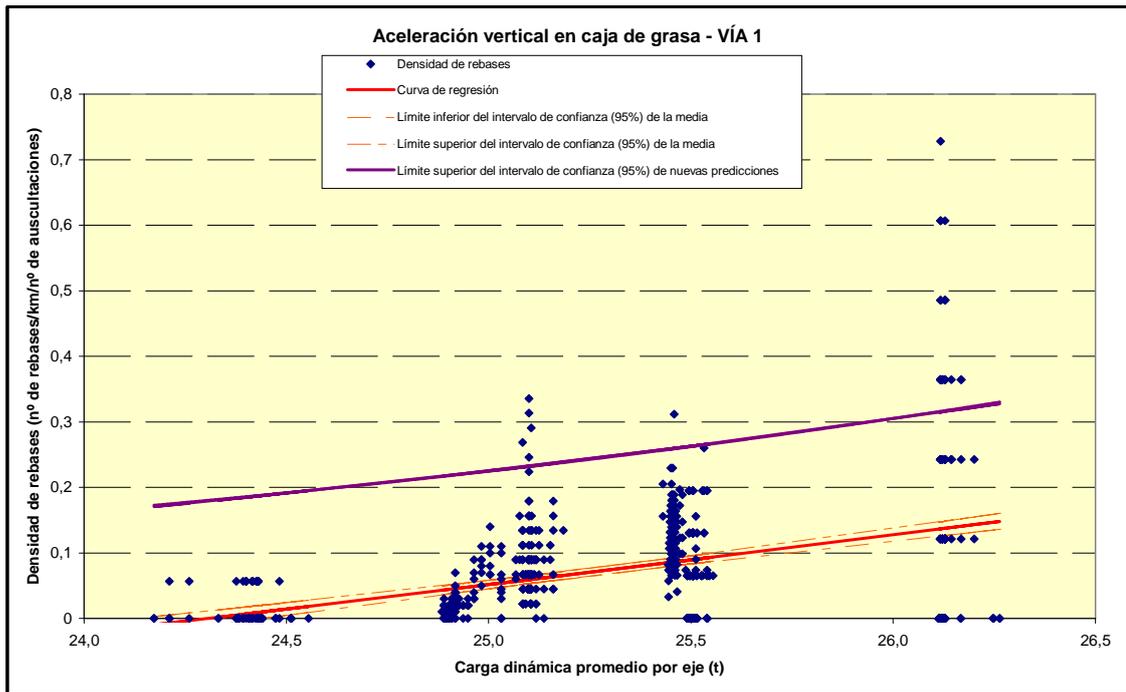
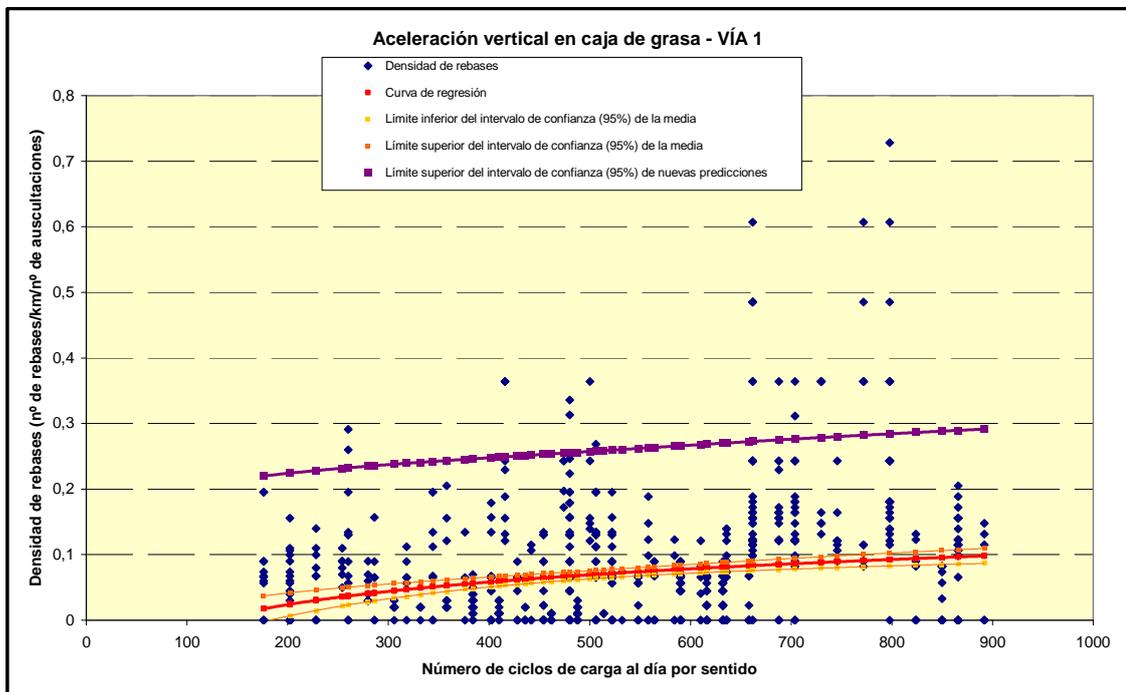


Figura 7.53.- Regresión entre la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa y la velocidad promedio de las circulaciones, e intervalos de confianza de la media y nuevas predicciones. Fuente: elaboración propia.



*Figura 7.54.- Diagrama de dispersión entre la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa y la carga dinámica promedio por eje, e intervalos de confianza de la media y nuevas predicciones. Fuente: elaboración propia.*



*Figura 7.55.- Regresión entre la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa y el número de ciclos de carga al día (considerando el tráfico entre abril de 1992 y marzo de 2003), e intervalos de confianza de la media y nuevas predicciones. Fuente: elaboración propia.*

Finalmente, considerando de forma conjunta las tres variables explicativas ( $v$ ,  $P_D$  y  $N_c$ ), se ha deducido el intervalo de confianza de nuevas predicciones para la variable “tráfico caracterizado”  $\Xi$ , que se define de la siguiente manera:

$$\Xi = v^{1,27} \cdot P_D^{2,89} \cdot \log(N_c) \tag{e-7.16}$$

Conforme a la **ecuación 7.15**, se ha calculado la curva que acota el mencionado intervalo de confianza. La formulación suficientemente aproximada de dicha curva (ajuste mediante polinomio de grado 2 con coeficiente de determinación de 0,999) es:

$$\Delta_{vc} = 6,6482 \cdot 10^{-17} \cdot \Xi^2 + 6,7846 \cdot 10^{-9} \cdot \Xi - 5,2361 \cdot 10^{-2} \tag{e-7.17}$$

La representación gráfica de esta ecuación es la que se muestra en la **figura 7.56**. En ella, la curva de regresión se define matemáticamente en los siguientes términos:

$$\Delta_{vc} = 1,1417 \cdot 10^{-8} \cdot v^{1,27} \cdot P_D^{2,89} \cdot \log(N_c) - 0,28581 \tag{e-7.18}$$

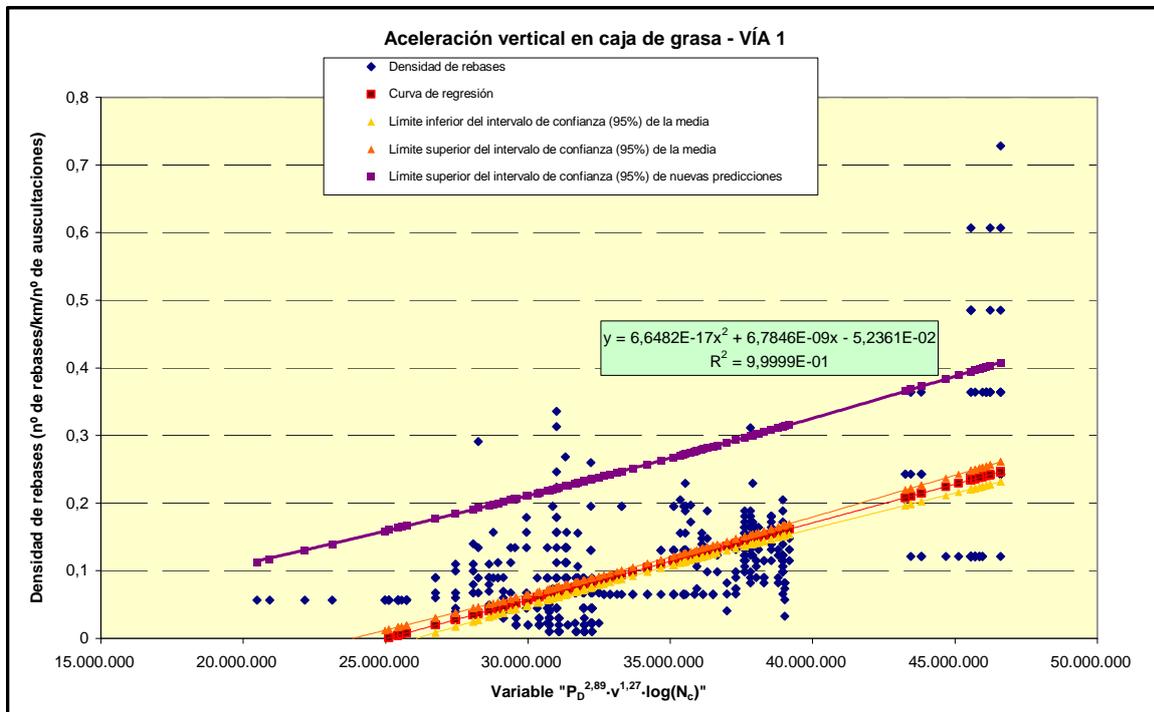


Figura 7.56.- Regresión entre la densidad de rebases de la aceleración vertical medida en caja de grasa y la variable “tráfico caracterizado”  $\Xi$ , e intervalos de confianza de la media y nuevas predicciones. Fuente: elaboración propia.

La curva que define la cota superior del intervalo para nuevas predicciones permite predecir necesidades de mantenimiento en nuevos escenarios desde el lado de la seguridad. Ciertamente, puesto que es envolvente del 95% de los casos, los valores deducidos a través de su expresión matemática pueden ser excesivamente elevados en términos absolutos, pero perfectamente válidos en términos relativos, es decir, cuando se comparan dos situaciones de tráfico.

Debe tenerse en cuenta, en cualquier caso, que la dispersión es sumamente elevada. El coeficiente de determinación, a pesar de mejorar ampliamente los valores hallados al analizar las variables por separado, es relativamente reducido: 41% (habiéndose descontado los tramos en que no hay defectos).

## **7.5. POSIBLE EXTENSIÓN DE LOS RESULTADOS A OTRAS LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD**

El análisis de este estudio se ha centrado exclusivamente en una de las primeras líneas de alta velocidad en Europa: en efecto, la construcción de la línea del AVE Madrid – Sevilla se inició en 1988 y su puesta en servicio fue en 1992, coincidiendo con las inauguraciones de los primeros servicios ferroviarios de este tipo en Italia y Alemania. Es necesario, por tanto, que la extrapolación de los resultados obtenidos precedentemente tenga en cuenta la evolución que han experimentado las características de la superestructura de la vía en líneas de alta velocidad más recientes.

De forma concreta, en estos casos no puede soslayarse la reducción significativa de la rigidez vertical de las bases de asiento, sustituyendo valores de 500 kN/mm (valor correspondiente al caso de la línea del AVE Madrid – Sevilla) por otros de 100 kN/mm (caso del AVE Madrid – Barcelona) o incluso inferiores (véase la **tabla 4.3**). Como es sabido, la reducción de la rigidez de las placas de asiento y, por tanto, de la vía, comporta, de acuerdo con la formulación de Prud’Homme expuesta en el **capítulo 5**, una disminución de las cargas dinámicas y consecuentemente un menor deterioro de la vía. La mayor flexibilidad de la vía compensa hasta cierto punto el efecto pernicioso que puede causar el incremento de velocidades.

Por ello, parece arriesgado a priori extrapolar las leyes anteriormente deducidas a otros escenarios hipotéticos, sin disponer del análisis de otras líneas dotadas de una superestructura de características diferentes a la del AVE Madrid – Sevilla.

Con el propósito de ilustrar esta advertencia para el uso de las leyes obtenidas en este capítulo, se muestra un ejemplo de aplicación de la curva envolvente de los defectos de vía, hallada anteriormente. En efecto, de acuerdo con la **ecuación 7.17**, se han calculado las variaciones de defectos de nivelación de corta longitud de onda (defectos atribuibles a la superestructura de la vía) para incrementos de la velocidad y del tráfico (véase la **tabla 7.38**). Tomando como referencia un eje de 17 t como el de la cabeza motriz de la composición AVE, se puede observar que, en términos relativos, pasar de 200 a 300 km/h supone multiplicar por más de tres los defectos de vía y, por ende, los trabajos de bateo.

Este resultado no concuerda con la experiencia recogida en la comparación entre líneas clásicas y líneas de alta velocidad. Sólo se podría admitir la validez de este resultado en la comparación de vías que tuvieran las mismas características, cosa que no sucede en el análisis de las nuevas líneas de alta velocidad respecto a la línea del AVE Madrid – Sevilla. Adicionalmente, tendría que tenerse en cuenta que los incrementos de la mencionada tabla responden a una estimación de la cota superior para las nuevas predicciones (asumiendo una fiabilidad del 95%).

Tabla 7.38. Incremento de los defectos de nivelación longitudinal de la superestructura de la vía en función de variaciones de la velocidad de circulación (uso del intervalo de confianza del 95%). Fuente: elaboración propia.

Parámetro	Valores				
<b>P<sub>D</sub></b> (t)	25,49	26,09	26,71	27,35	28,00
<b>N<sub>c</sub></b> (ciclos/día/ sentido)	800	800	800	800	800
<b>v</b> (km/h)	200	225	250	275	300
<b>Ξ</b> Tráfico caracteri- zado	28.156.419	34.973.765	42.788.971	51.715.378	61.814.620
<b>Δ<sub>vc</sub></b> Densidad de rebases	0,191	0,266	0,360	0,476	0,621
<b>Variación relativa de la densidad de rebases</b>	100	139	188	249	325

En el mismo sentido que el del ejemplo anterior, se propone un ejercicio verosímil simple utilizando en este caso las ecuaciones para estimar los valores medios en lugar de la curva envolvente. En efecto, imagínese el tramo de una línea de alta velocidad de 20 km de longitud en el que se encuentran un viaducto de 400 m con cuñas de transición de 40 m, un túnel de 200 m y una zona de terraplenes de cierta relevancia (superan los 5 m de altura) que suponen una longitud total de 8 km. La superestructura de la vía se supone semejante a la de la línea del AVE (descrita en el **capítulo 6**), salvo que las traviesas se encuentran separadas entre sí 65 cm en lugar de 60. Se supone que por la línea circulan exclusivamente ramas de alta velocidad semejantes a las que actualmente circulan por la línea del AVE Madrid – Sevilla, con una velocidad máxima de circulación en todo el tramo de 320 km/h. El régimen único de velocidades para todos los vehículos permite que en la línea no haya insuficiencias de peralte. Asimismo, se supone que las aceleraciones en los acuerdos verticales están por debajo de 0,1 m/s<sup>2</sup>. El volumen de tráfico se considera igual a 40 trenes diarios por cada sentido.

A partir de los datos de este enunciado, se deduce lo siguiente:

-Densidad de rebases de la aceleración vertical en caja de grasa:

$$\Delta_{A|_{vc}} = 0,022 \left( \frac{320}{250} \right)^{1,27} \cdot \left( \frac{\log(1040)}{\log(400)} \right) \cdot \left( \frac{13,87}{13,27} \right)^{2,89} \cdot \left( \sqrt[4]{\left( \frac{65}{60} \right)^3} \right)^2 = 0,045 \quad (\mathbf{e-7.19})$$

Se ha considerado en la nueva línea un número de ciclos de carga por día y por sentido de 26 ejes · 40 composiciones = 1040; en la línea actual, en el tramo de Hornachuelos,

Hornachuelos, que es el que se considera como referencia, se ha estimado un valor medio aproximado de 400 ciclos de carga por día y por sentido a lo largo de los 11 años considerados en este estudio.

Se ha asumido asimismo que la tensión en el balasto influye en el deterioro elevada al cuadrado, para estimar la influencia de las diferentes características de la superestructura.

$$\Delta_B|_{vc} = 1,25 \cdot 0,045 = 0,056 \quad (\text{e-7.20})$$

$$\Delta_{A+B}|_{vc} = \frac{0,045 \cdot 11320 + 0,056 \cdot 8000}{11320 + 8000} = 0,049 \quad (\text{e-7.21})$$

$$\Delta_{\text{túnel}}|_{vc} = 0,049 \cdot 0,32 = 0,016 \quad (\text{e-7.22})$$

$$\Delta_{\text{viaducto}}|_{vc} = 0,049 \cdot 0,69 = 0,034 \quad (\text{e-7.23})$$

$$\Delta_{\text{inicio\_de\_transición}}|_{vc} = 0,049 \cdot 3,15 = 0,155 \quad (\text{e-7.24})$$

$$\Delta_{\text{centro\_de\_transición}}|_{vc} = 0,049 \cdot 4,41 = 0,218 \quad (\text{e-7.25})$$

$$\Delta_{\text{estribo\_de\_viaducto}}|_{vc} = 0,049 \cdot 13,31 = 0,657 \quad (\text{e-7.26})$$

$$\Delta_{A+B+C}|_{vc} = \frac{0,049 \cdot 19320 + 0,016 \cdot 200 + 0,034 \cdot 400 + 0,155 \cdot 20 + 0,218 \cdot 40 + 0,657 \cdot 20}{19320 + 200 + 400 + 20 + 40 + 20} = 0,050 \quad (\text{e-7.27})$$

Se ha considerado que cada cuña de transición se compone de una zona inicial de 10 m, una zona intermedia de 20 m y una zona de estribo de 10 m.

-Densidad de rebases de la aceleración lateral en bogie:

$$\Delta_A|_{lb} = 0,024 \quad (\text{e-7.28})$$

$$\Delta_B|_{lb} = 1,26 \cdot 0,024 = 0,030 \quad (\text{e-7.29})$$

$$\Delta_{A+B}|_{lb} = \frac{0,024 \cdot 11320 + 0,030 \cdot 8000}{11320 + 8000} = 0,027 \quad (\text{e-7.30})$$

$$\Delta_{\text{túnel}}|_{lb} = 0,027 \cdot 4,47 = 0,119 \quad (\text{e-7.31})$$

$$\Delta_{\text{viaducto}}|_{lb} = 0,027 \cdot 3,24 = 0,086 \quad (\text{e-7.32})$$

$$\Delta_{\text{inicio\_de\_transición}}|_{lb} = 0,027 \cdot 1,05 = 0,028 \quad (\text{e-7.33})$$

$$\Delta_{\text{centro\_de\_transición}}|_{lb} = 0,027 \cdot 5,89 = 0,157 \quad (\text{e-7.34})$$

$$\Delta_{\text{estribo\_de\_viaducto}}|_{lb} = 0,027 \cdot 17,38 = 0,462 \quad (\text{e-7.35})$$

$$\Delta_{A+B+C}|_{lb} = \frac{0,027 \cdot 19320 + 0,119 \cdot 200 + 0,086 \cdot 400 + 0,028 \cdot 20 + 0,157 \cdot 40 + 0,462 \cdot 20}{19320 + 200 + 400 + 20 + 40 + 20} = 0,029 \quad (\text{e-7.36})$$

-Densidad de rebases de la aceleración vertical en caja de vehículo:

$$\Delta_A \Big|_{vv} = 0,019 \left( 4 \sqrt[4]{\left( \frac{65}{60} \right)^3} \right)^2 = 0,021 \quad (\text{e-7.37})$$

$$\Delta_B \Big|_{vv} = 4,93 \cdot 0,021 = 0,106 \quad (\text{e-7.38})$$

$$\Delta_{A+B} \Big|_{vv} = \frac{0,021 \cdot 11320 + 0,106 \cdot 8000}{11320 + 8000} = 0,056 \quad (\text{e-7.39})$$

$$\Delta_{\text{túnel}} \Big|_{vv} = 0,056 \cdot 0,03 = 0,002 \quad (\text{e-7.40})$$

$$\Delta_{\text{viaducto}} \Big|_{vv} = 0,056 \cdot 1,27 = 0,071 \quad (\text{e-7.41})$$

$$\Delta_{\text{inicio\_de\_transición}} \Big|_{vv} = 0,056 \cdot 5,31 = 0,299 \quad (\text{e-7.42})$$

$$\Delta_{\text{centro\_de\_transición}} \Big|_{vv} = 0,056 \cdot 5,24 = 0,295 \quad (\text{e-7.43})$$

$$\Delta_{\text{estribo\_de\_viaducto}} \Big|_{vv} = 0,056 \cdot 29,49 = 1,660 \quad (\text{e-7.44})$$

$$\Delta_{A+B+C} \Big|_{vv} = \frac{0,056 \cdot 19320 + 0,002 \cdot 200 + 0,071 \cdot 400 + 0,299 \cdot 20 + 0,295 \cdot 40 + 1,660 \cdot 20}{19320 + 200 + 400 + 20 + 40 + 20} = 0,058 \quad (\text{e-7.45})$$

-Densidad de rebases de la aceleración lateral en caja de vehículo:

$$\Delta_A \Big|_{lv} = 0,000 \quad (\text{e-7.46})$$

$$\Delta_{A+B+C} \Big|_{lv} = 0,000 \quad (\text{e-7.47})$$

-Suma de densidades

$$\Delta_{A+B+C} = 0,137 \quad (\text{e-7.48})$$

Los parámetros  $\Delta_A|_{vc}$ ,  $\Delta_A|_{lb}$ ,  $\Delta_A|_{vv}$  y  $\Delta_A|_{lv}$  se han valorado respectivamente a partir de las **tablas 7.23, 7.24, 7.25 y 7.26.**

A tenor de la experiencia disponible, la densidad media global de rebases en el tramo de referencia asciende a 0,082 rebases/km/auscultación, si no se tienen en cuenta desvíos ni aparatos de dilatación, y a 0,144 en caso contrario. Entonces, en el caso del ejemplo, los defectos de la vía y, por consiguiente, las necesidades de mantenimiento relacionadas con la geometría de la vía se sitúan en torno a 1,7 veces los valores del tramo de referencia. Este aumento es atribuible en gran medida al incremento del deterioro de la superestructura por efecto del aumento de velocidad.

## **8. EXPERIENCIA DE LOS TRABAJOS DE MANTENIMIENTO SOBRE LA VÍA EN LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA**

### **8.1. INFRAESTRUCTURA DEL MANTENIMIENTO DE LAS LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD**

La infraestructura básica del mantenimiento de las líneas de alta velocidad reside fundamentalmente en las bases de mantenimiento y en su dotación de recursos técnicos y humanos. Las bases de mantenimiento son instalaciones que se colocan a lo largo de la línea y sirven de:

- oficina para realizar tareas de gestión y programación;
- ámbito de servicio y alojamiento para el personal de la base y las brigadas de trabajo;
- garaje de vehículos y almacenamiento de herramientas;
- taller de reparación; y
- acopio de materiales.

La UIC (1996) discierne entre dos tipos de bases de mantenimiento. En primer lugar, considera unas “**bases ligeras**”, cuya finalidad consiste únicamente en ofrecer instalaciones de alojamiento y servicios al personal de mantenimiento. Este tipo de bases puede localizarse en una estación de una línea convencional que se halle cerca de la línea de alta velocidad (a una distancia inferior a los 5 ó 6 km), o bien en el dominio de la línea de alta velocidad cerca de un puesto de agujas.

En segundo lugar, se definen unas “**bases pesadas**” (bases de mantenimiento por antonomasia y así referidas en adelante), que son las que cumplen de una forma completa con las funciones citadas anteriormente. La UIC especifica además que este tipo de instalaciones tiene que ser accesible por ferrocarril y carretera; su ubicación puede estar en cualquier punto de la línea de alta velocidad, en una línea convencional en servicio durante las 24 h y cercana a la línea de alta velocidad en cuestión, o en un taller de mantenimiento del material móvil. En este último caso, el acceso al taller debe poderse hacer sin la intervención de ningún agente de circulación, salvo el perteneciente al puesto de agujas y al puesto de regulación. En el caso de España, la ubicación en una línea convencional resulta impracticable debido al diferente ancho de la red convencional y las nuevas líneas de alta velocidad.

Una base de mantenimiento, para cumplir las funciones mencionadas, dispone de un conjunto de edificios (casetas de brigadas, talleres, locales de herramientas, garajes de vehículos), de zonas de estacionamiento de la maquinaria pesada de vía (bateadoras, estabilizadores, perfiladoras) y de un parque para el material auxiliar. Además, la UIC señala que debe haber 3 vías alumbradas de 300 m de longitud entre piquetes para el aparcamiento y la formación de trenes de trabajo, y para el estacionamiento de una rama de balasto de reserva. Una de estas vías ha de ser no electrificada o, al menos, ha de permitir de forma fácil la supresión de la tensión. Esta vía ha de estar equipada con:

- una zanja de visita para el mantenimiento de la maquinaria pesada de vía (bateadoras, estabilizadores, perfiladoras);
- una estación de servicio con un depósito de 5000 l de gasoil de tracción; y
- un andén alto y extremo para la carga y descarga de los trenes de trabajo.

El diferente ancho de vía entre la red ferroviaria convencional y la línea del AVE en el caso español condiciona en gran medida la gestión de los recursos de mantenimiento, presentando notables diferencias respecto a lo que sucede en las líneas de alta velocidad de otros países. Cuando no hay diferencias de ancho, es norma general que, aunque las líneas de alta velocidad requieren de unas especificidades propias no compartidas con el resto de líneas, haya instalaciones que sean comunes a la alta velocidad y a la red convencional. Bajo este supuesto, las bases de mantenimiento

suelen emplazarse en bifurcaciones o intersecciones de líneas en aras de optimizar los recursos.

La red francesa de alta velocidad participa plenamente de este planteamiento. Efectivamente, aunque la SNCF cuenta con personal especializado de forma exclusiva para la conservación de vía en las líneas de alta velocidad, la gestión de los trabajos de conservación de vía se lleva a cabo en última instancia desde las Direcciones Regionales, responsables de la infraestructura convencional y de alta velocidad de una determinada zona. Las bases de mantenimiento –como puede contemplarse en la **figura 8.1** para la LGV Nord– se encuentran situadas habitualmente en los puntos de intersección de la red convencional con las líneas de alta velocidad. Esto permite que, por una parte, las bases de mantenimiento se distribuyan mejor, reduciendo la distancia entre ellas, y, por otra parte, se facilite el intercambio de trenes de trabajo, maquinaria y materiales entre distintas líneas. Para el caso de la LGV Nord, en términos generales las bases de mantenimiento se encuentran dispuestas cada 50 km, lo que permite reducir en gran medida los tiempos de desplazamiento de las máquinas de trabajo a los tajes y mejorar la respuesta frente a cualquier emergencia o eventualidad extraordinaria.

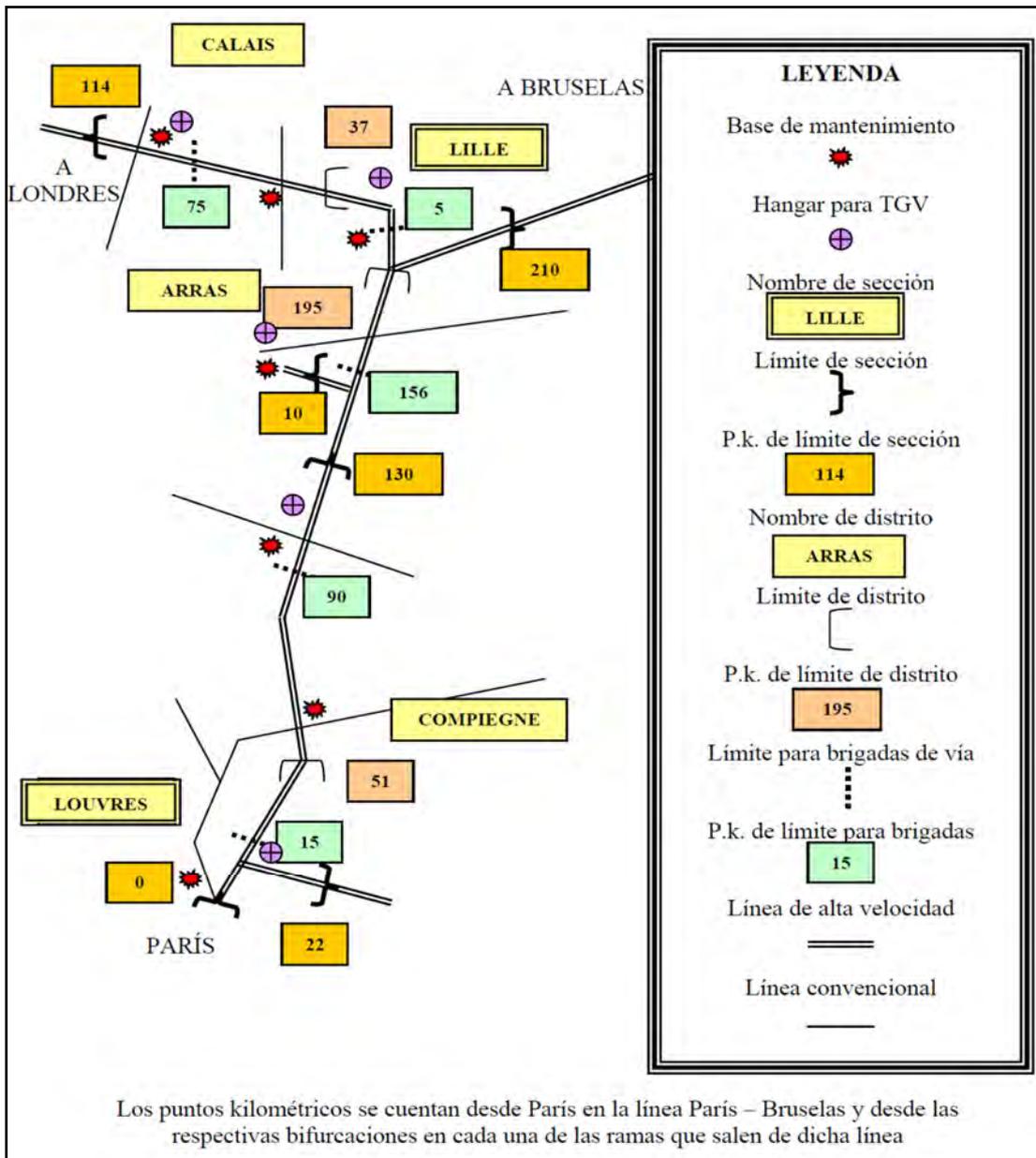


Figura 8.1.- Infraestructura del mantenimiento de la LGV Nord. Fuente: elaboración propia a partir de gráfico de Thomas y Vallée (1992).

Cada línea francesa de alta velocidad se descompone en distritos (de 3 a 4 distritos para longitudes de línea de 250 a 400 km). Cada distrito cuenta con dos brigadas de entre 12 y 15 agentes, si bien el número puede reducirse a 7. A modo de ejemplo, en la **tabla 8.1** se listan las secciones, distritos y zonas de cada brigada, con sus correspondientes longitudes, en la LGV Nord.

*Tabla 8.1. Distribución de secciones, distritos y brigadas en la LGV Nord. Fuente: elaboración propia a partir de Thomas y Vallée (1992).*

SECCIÓN	DISTRITO	BRIGADA
Louvres	Louvres	Goussainville Est
		10 agentes
	Compiègne	Goussainville Nord
		73 km
		Longueil
		11 agentes
152 km	79 km	Chaulnes
		10 agentes
Lille	Arras	Arras Sud
		9 agentes
	75 km	Arras Nord
		10 agentes
	Lille	Lille Sud
		7 agentes
	Calais	Lille Ouest
		52 km
Hazebrouck		
9 agentes		
204 km	77 km	Calais
		10 agentes

La maquinaria de mantenimiento se distribuye entre recursos propios de la SNCF y recursos contratados a empresas externas. Entre los primeros, destacan los siguientes elementos (Berrin, 1996)<sup>7</sup>:

- -Una bateadora de tercer nivel para cada línea.
- -Una dresina para transporte de personal y de materiales por cada distrito.
- -Vehículos de carretera (camiones, furgonetas).

<sup>7</sup> En cualquier caso, todas las máquinas han de contar con el sistema de señalización TVM (“Transmission Voie Machine”) y del personal especializado que sea requerido.

Los recursos aportados por empresas privadas son los siguientes:

- -Bateadoras de primer nivel con un rendimiento de trabajo superior a los 1500 m/h y con una velocidad de circulación de como mínimo 100 km/h.
- -Bateadoras de segundo nivel para batear aparatos de vía con un rendimiento tal que permita el tratamiento completo de un desvío de 200 m de longitud en menos de 4 horas.
- -Trenes esmeriladores capaces de realizar una pasada a los carriles a una velocidad de 7 km/h (generalmente son necesarias de 3 a 5 pasadas).

En el caso de los ferrocarriles belgas, la SNCB cuenta con una estructura muy similar a la francesa. Existe un único distrito que gestiona los distintos tramos de alta velocidad; cuenta con recursos propios (principalmente, una bateadora EMV de tercer nivel polivalente<sup>8</sup> para realizar intervenciones puntuales urgentes y una dresina EMC para inspeccionar catenaria e infraestructura) y contrata a la SNCB o a empresas externas los trabajos regulares de bateo, el esmerilado de los carriles, el control de ultrasonidos y de desgaste ondulatorio de los carriles, los trabajos herbicidas, el mantenimiento de los taludes y la limpieza de arquetas. En la **tabla 8.2** se recogen los costes de mantenimiento correspondientes al tramo belga de 71 km de alta velocidad de la línea París – Bruselas. Cabe destacar que los costes de mantenimiento de vía superan ampliamente al caso francés (véase **Anejo VIII**), debido a la menor economía de escala.

*Tabla 8.2. Costes de mantenimiento del 2002 correspondientes al distrito de alta velocidad de la SNCB en lo que respecta al tramo belga de alta velocidad de la línea París – Bruselas. Fuente: Goossens, 2003.*

Capítulo	Personal	Material	Contratos SNCB	Contratos empresas	Otros costes	Total	Total por km de vía
	Costes x 1000 €						
Vía	1133	50	326	289	352	2150	14,9
Obras de fábrica	157	3	1	4	42	207	1,4
Edificios	12	1	0	2	8	23	0,2
Señaliz.	264	5	25	25	81	400	2,8
Tracción	273	25	67	56	99	520	3,6
Telecom.	75	17	0	0	29	121	0,8
Otros	166	15	0	101	49	331	2,3
Total	2080	116	419	477	659	3751	26,0

El mantenimiento de las líneas italianas y alemanas de alta velocidad suponen el contrapunto respecto al caso español, ya que en ellas se comparten plenamente las infraestructuras de mantenimiento por parte de la red convencional y la de alta velocidad. En las **tablas 8.3, 8.4 y 8.5** se recogen sucintamente algunas características relevantes de la estructura de mantenimiento existente en las líneas de alta velocidad europeas.

<sup>8</sup> Permite transportar una brigada de 10 agentes; dispone de una plataforma para grúa, de un equipo de estabilización dinámica y de un grupo electrógeno; y es capaz de remolcar hasta 2 tolvas de balasto.

Tabla 8.3. Estructuras de mantenimiento de las líneas de alta velocidad en Europa (I).  
Fuente: UIC (1996).

Administración ferroviaria	SNCF	FS
Tipo de línea de alta velocidad: -Tipo de tráfico -Número de recorridos por día y vía -Tonelaje diario por tipo de circulación -Carga por eje por tipo de circulación	-Tráfico de viajeros homogéneo (300 km/h) -80 en la LGV Sud – Est -50 000 t/día -17 t	-Tráfico de viajeros mixto (Pendolino a 250 km/h, trenes convencionales de viajeros a 200 km/h) -75 -44 000 t/día -20 t (mercancías); 12 t (IC-EC); 13,5 t (Pendolino); 20 t (locomotoras)
Tipo de estructura responsable del mantenimiento de la línea:	-Asignación de equipos por secciones -Cada sección formada por 2 ó 3 distritos (4 en el futuro) -Cada distrito lleva 2 brigadas -Cada brigada compuesta por 12 ó 15 agentes	-Sección (Unidad de Producción) -3 distritos y 3 brigadas por sección -FS-Oficina de Producción en Florencia
Las estructuras de mantenimiento están dedicadas:	Exclusivamente al mantenimiento de las líneas de alta velocidad	Al mantenimiento simultáneo de las líneas convencionales y la línea de alta velocidad
Número de agentes por km de vía:	0,14 – 0,15 agente / km de vía hasta: -60 circulaciones por día -15 años de antigüedad	0,15 agente / km de vía
Régimen de trabajo de las brigadas:	1 semana de día / 2 semanas de noche	De noche en la línea de alta velocidad y de día en las líneas clásicas
Interrupciones medias: -de día: -de noche: -en los dos sentidos de la línea:	-1 h (con tendencia a 45 min) -6 h -3 h	- -4 h 30 min (de 0h a 4h 30min) -1 h 20 min
Servicio obligatorio: número y cualificación del personal de guardia:	1 jefe de distrito y 1 agente por brigada	Día: 1 técnico Noche: 2 técnicos
Observaciones:	La totalidad del personal es apto para asegurar el servicio de guardia	

Tabla 8.4. Estructuras de mantenimiento de las líneas de alta velocidad en Europa (II).  
Fuente: UIC (1996).

Administración ferroviaria	RENFE	SNCB
Tipo de línea de alta velocidad: -Tipo de tráfico -Número de recorridos por día y vía -Tonelaje diario por tipo de circulación -Carga por eje por tipo de circulación	-Tráfico de viajeros heterogéneo: AVE 270 km/h y trenes Talgo a 200 km/h -20 -AVE: 6730 t/día; Talgo: 1483 t/día -AVE 17 t; Talgo: locomotora 22,5 t y coches 10-19 t	-Líneas aptas a 300 km/h Rama oeste: tráfico homogéneo Rama este: tráfico heterogéneo TGV + tren viajeros a 200 km/h -30 - -TGV: 17 t; locomotoras trenes convencionales: 22,5 t
Tipo de estructura responsable del mantenimiento de la línea:	-3 bases de mantenimiento de vía específicas (30 agentes por base) -2 bases específicas para el mantenimiento de aparatos de vía (23 agentes por base)	Un destacamento compuesto de 3 secciones que aseguran a la administración el mantenimiento del conjunto de la infraestructura (edificios, puentes, vías, electrificación)
Las estructuras de mantenimiento están dedicadas:	Exclusivamente al mantenimiento de las líneas de alta velocidad	Exclusivamente al mantenimiento de las líneas de alta velocidad
Número de agentes por km de vía:	0,14 agente/km de vía	0,15 agente/km de vía
Régimen de trabajo de las brigadas:	De noche	De 1 semana de día/1 semana de noche a 1 semana de día/2 semanas de noche
Interrupciones medias:	De noche durante 4 h 30 min (de 0h a 4h 30min)	-De día: 1 h -De noche: 7 h -En los dos sentidos de la línea: 4 h
Servicio obligatorio: número y cualificación del personal de guardia:	1 técnico en el puesto de mando y 1 agente por base	

Es significativo el hecho de que la dotación de personal de mantenimiento por kilómetro de línea sea prácticamente el mismo en las distintas redes de alta velocidad, cuando los tráficos de circulación son muy diferentes en cuanto al régimen de velocidad, el número de circulaciones, el horario de descarga de la línea, el tipo de tráfico e, incluso, el tipo de superestructura e infraestructura de cada una de las líneas. Esta constatación, que sorprende, puede justificarse quizás en la adopción de unos determinados estándares generales no optimizados ni particularizados para cada caso. Se ha tratado posiblemente en muchos casos de reproducir –siempre desde el lado de la seguridad– aquello que ha sancionado como correcto la experiencia de las primeras líneas de alta velocidad.

Tabla 8.5. Estructuras de mantenimiento de las líneas de alta velocidad en Europa (III).  
Fuente: UIC (1996).

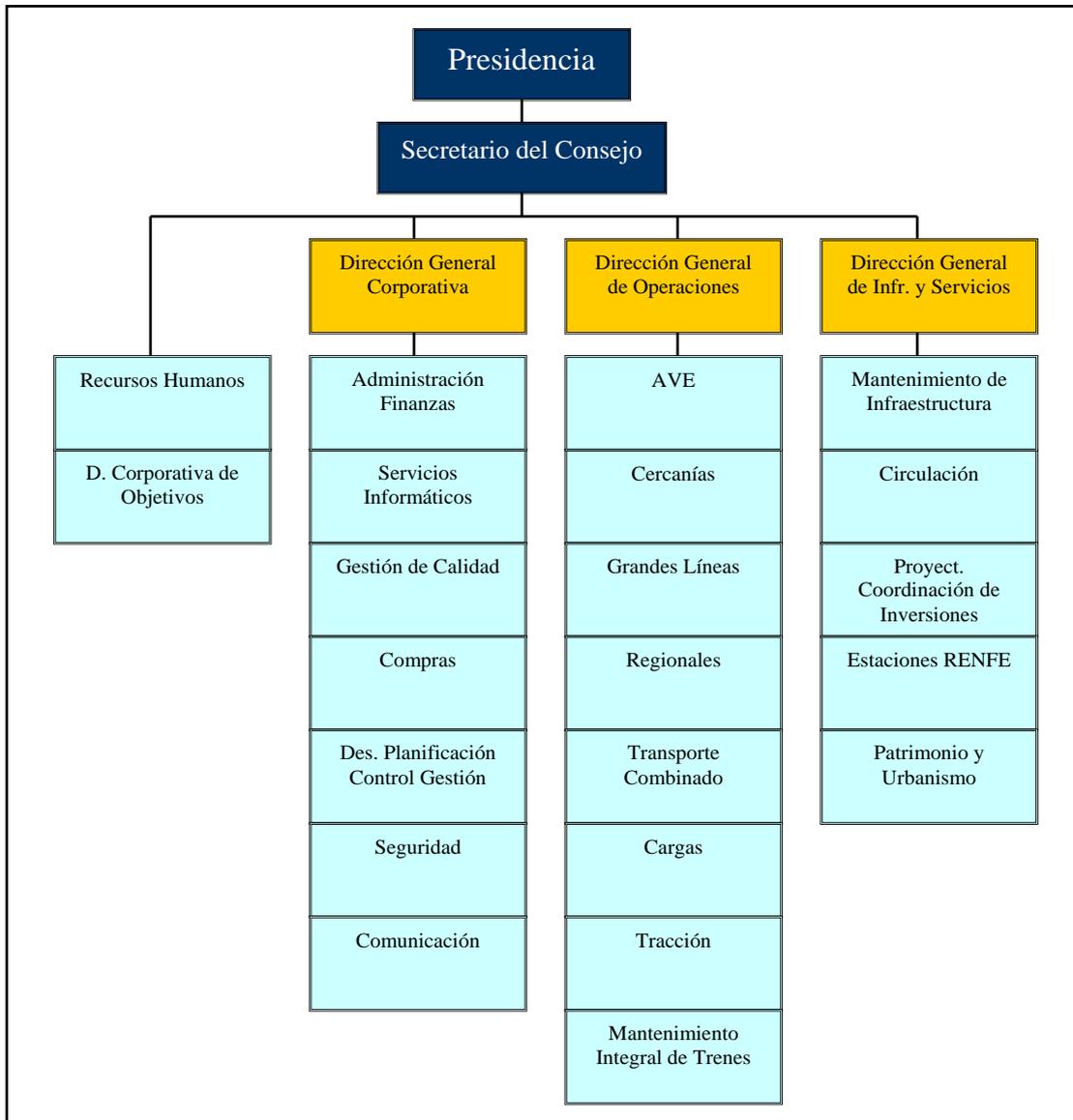
Administración ferroviaria	DB AG
Tipo de línea de alta velocidad: -Tipo de tráfico -Número de recorridos por día y vía -Tonelaje diario por tipo de circulación -Carga por eje por tipo de circulación	-Tráfico mixto: de día trenes de viajeros (250 km/h); de noche trenes de mercancías -80 -40 000 t/día -13 t (ICE); 20 t (locomotoras de trenes de mercancías)
Tipo de estructura responsable del mantenimiento de la línea:	Base de trabajo: -3 circunscripciones -3 equipos con 4,3 personas de media por cada uno
Las estructuras de mantenimiento están dedicadas:	Simultáneamente a las líneas de alta velocidad y a las líneas convencionales
Número de agentes por km de vía:	0,14 a 0,15 agente/km de vía
Interrupciones medias:	-De día: 20 min entre trenes ICE -De noche: 7 h (de 23h a 6h) -En los dos sentidos de la línea: 3 h por noche
Servicio obligatorio: número y cualificación del personal de guardia:	Sistema implantado por semana: 1 ingeniero, 3 agentes con maestría industrial

## **8.2. INFRAESTRUCTURA DEL MANTENIMIENTO EN LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA**

### **8.2.1. Situación actual del sistema de explotación y mantenimiento**

La gestión de RENFE, como empresa de servicios de transporte, se basa actualmente en el marco jurídico definido por la directiva europea 91/440, el estatuto de RENFE y el Contrato-Programa suscrito entre los Ministerios de Fomento y Economía, y la propia empresa. Este marco, entre otros planteamientos, contempla la separación entre la gestión de la infraestructura y los servicios de transporte, así como la definición de distintas unidades de negocio, que presentan autonomía contable. En lo que se refiere a la línea de alta velocidad Madrid – Sevilla, el 3 de marzo de 1990 se creó la Unidad de Negocio de Alta Velocidad, que posteriormente a finales de 1993 quedó dividida en dos partes: la correspondiente a circulación, que pasó a ser la unidad de negocio AVE dentro de la Dirección General de Operaciones, y la correspondiente a la infraestructura,

que se integró en la unidad de negocio *Mantenimiento de Infraestructura* dentro de la Dirección General de Infraestructuras y Servicios (**figura 8.2**).

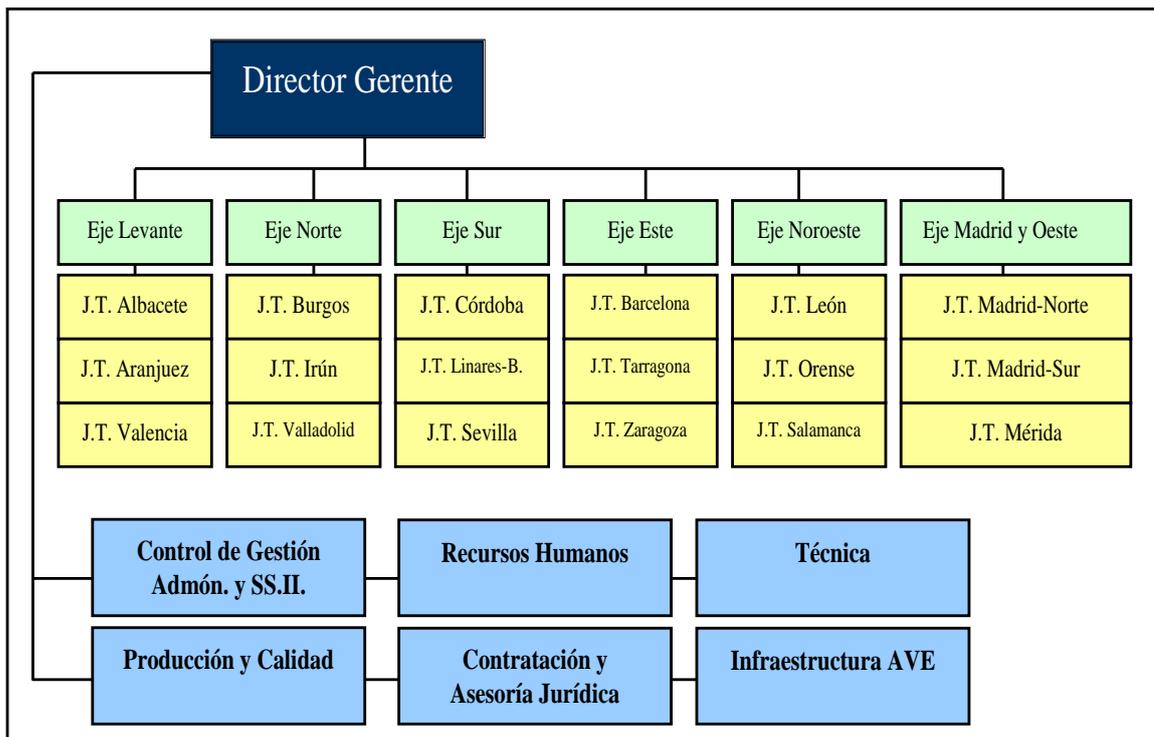


*Figura 8.2.- Organigrama general de RENFE, donde se detallan las distintas unidades de negocio. Fuente: RENFE.*

La unidad de negocio *AVE* realiza las operaciones de circulación de los trenes AVE (tanto los de larga distancia entre Madrid y Sevilla, como los de tipo lanzadera entre Madrid y Puertollano) y trenes Talgo 200, que actualmente circulan entre Madrid y Málaga, y entre Madrid y Algeciras. Cabe tener en cuenta que por la misma línea de alta velocidad Madrid – Sevilla circulan otros trenes explotados a través de la unidad de negocio *Grandes Líneas*, que son los trenes ALTARIA entre Madrid y Cádiz, y los trenes Talgo TRIANA entre Barcelona y Cádiz.

Por otra parte, la unidad de negocio *Mantenimiento de Infraestructura* desarrolla las funciones relacionadas con el mantenimiento tanto de las líneas convencionales de la red de RENFE como de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Teniendo en cuenta las

distintas necesidades de mantenimiento de ambas infraestructuras, la organización de dicha unidad separa de forma específica una serie de gerencias especializadas en la dirección de la infraestructura de la línea de alta velocidad, que cuentan con el apoyo de una Jefatura de Control de Gestión y Contratación. Esas gerencias son las cuatro siguientes: Infraestructura y Vía, Electrificación, Telecomunicaciones e Instalaciones de Control de Tráfico. Aparte se encuentran las 6 Gerencias de Eje que controlan toda la red convencional de RENFE (**figura 8.3**).



*Figura 8.3.- Organigrama de la unidad de negocio Mantenimiento de Infraestructura de RENFE. Fuente: RENFE.*

En lo que se refiere al mantenimiento de infraestructura y vía, RENFE establece contratos con empresas constructoras especializadas en el sector del ferrocarril por periodos de cuatro años repartidos entre cada uno de los tres tramos en que se divide la línea del AVE Madrid – Sevilla de acuerdo con la situación de las bases de mantenimiento. La adjudicación de dichos contratos se produce a través de un procedimiento negociado. También para periodos de cuatro años, pero sin división en tramos, se establecen contratos para los aparatos de vía, para el mantenimiento de la catenaria y para el de las subestaciones. Los presupuestos estimados por RENFE para los procedimientos negociados relativos al mantenimiento en el periodo 2002 – 2005 son los que figuran en la **tabla 8.6**. Estos datos coinciden plenamente con los apuntados en el **Anejo VIII (apartado A-VIII.4)**.

Tabla 8.6. Presupuestos estimados por RENFE para los procedimientos negociados relativos al mantenimiento de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el periodo 2002-2005. Fuente: datos del BOE (10 de julio de 2001) –referencias España (2001a, b, c, d, e, f)–.

<b>Mantenimiento de infraestructura y vía</b>			
Tramo	Mora	Calatrava	Hornachuelos
Longitud de la línea (km)	170	147	154
Valor presupuestado para 4 años (€)	7.787.482,46	8.080.699,09	7.524.201,11
Valor presupuestado anual (€/año)	1.946.870,62	2.020.174,77	1.881.050,28
Valor presupuestado unitario (€/año/km de línea)	11.452,18	13.742,69	12.214,61
<b>Mantenimiento de los aparatos de vía y desvíos</b>			
Longitud de la línea (km)	471		
Valor presupuestado para 4 años (€)	20.841.072,80		
Valor presupuestado anual (€/año)	5.210.268,20		
Valor presupuestado unitario (€/año/km de línea)	11.062,14		
<b>Mantenimiento de las instalaciones de catenaria</b>			
Longitud de la línea (km)	471		
Valor presupuestado para 4 años (€)	10.193.512,63		
Valor presupuestado anual (€/año)	2.548.378,16		
Valor presupuestado unitario (€/año/km de línea)	5.410,57		
<b>Mantenimiento de las instalaciones de subestaciones</b>			
Longitud de la línea (km)	471		
Valor presupuestado para 4 años (€)	1.878.458,79		
Valor presupuestado anual (€/año)	469.614,70		
Valor presupuestado unitario (€/año/km de línea)	997,06		

El esquema descrito válido para la línea del AVE Madrid – Sevilla, ha sido variado sustancialmente para las siguientes líneas de alta velocidad que se han construido o están en fase de construcción en España. Desde diciembre de 1996, la entidad pública empresarial GIF (*Gestor de Infraestructuras Ferroviarias*), se encarga de la construcción y, en su caso, de la administración de las nuevas infraestructuras ferroviarias o de las preexistentes que sean competencia del Estado y que le atribuya el Gobierno<sup>9</sup>.

La administración que asume el GIF, de acuerdo con sus estatutos, comprende las siguientes actividades:

- La ordenación de la circulación de los trenes.
- El mantenimiento de la nueva infraestructura.
- La gestión de los sistemas de seguridad.
- La explotación de las instalaciones eléctricas y de comunicaciones asociadas.

Por su realización, el GIF tiene estipulado cobrar un canon o peaje a los operadores ferroviarios que circulen sobre sus líneas.

### **8.2.2. Situación futura del sistema de explotación y mantenimiento**

La trasposición de las tres directivas comunitarias que constituyen el llamado “*paquete ferroviario*” (directivas del Parlamento y del Consejo 2001/12/CE, 2001/13/CE y 2001/14/CE, de 26 de febrero de 2001), ha motivado la reordenación del sector ferroviario español, mediante un nuevo marco legislativo. Efectivamente, el 14 de marzo de 2003 se ha aprobado el Proyecto de Ley de Sector Ferroviario. Algunas de las principales medidas que se incorporan en este documento se exponen brevemente a continuación (Ministerio de Fomento, 2003):

1) *Establecer una clara separación entre las actividades de administración de infraestructura y de transporte ferroviario, que serán realizadas en lo sucesivo de forma totalmente independiente.*

El Proyecto supone la creación de la entidad pública empresarial *Administrador de Infraestructuras Ferroviarias* (ADIF). Dicha Entidad Pública tendrá como objeto la construcción de nuevas infraestructuras ferroviarias –con sus propios recursos o con recursos ajenos– así como la administración de las infraestructuras de su titularidad y de aquellas otras que se le encomienden mediante el oportuno convenio. En la **figura 8.4** se muestran las infraestructuras que estarán bajo la responsabilidad del ADIF, las fuentes de obtención de recursos y las funciones básicas que tendrá encomendadas.

---

<sup>9</sup> En el caso de la línea del AVE Madrid – Sevilla es propiedad del Estado el tramo comprendido entre Getafe – Córdoba mientras que el resto pertenece al patrimonio de RENFE. Sin embargo, hasta el momento presente, toda la línea, independientemente de la titularidad de cada tramo, es mantenida mediante la gestión de RENFE.

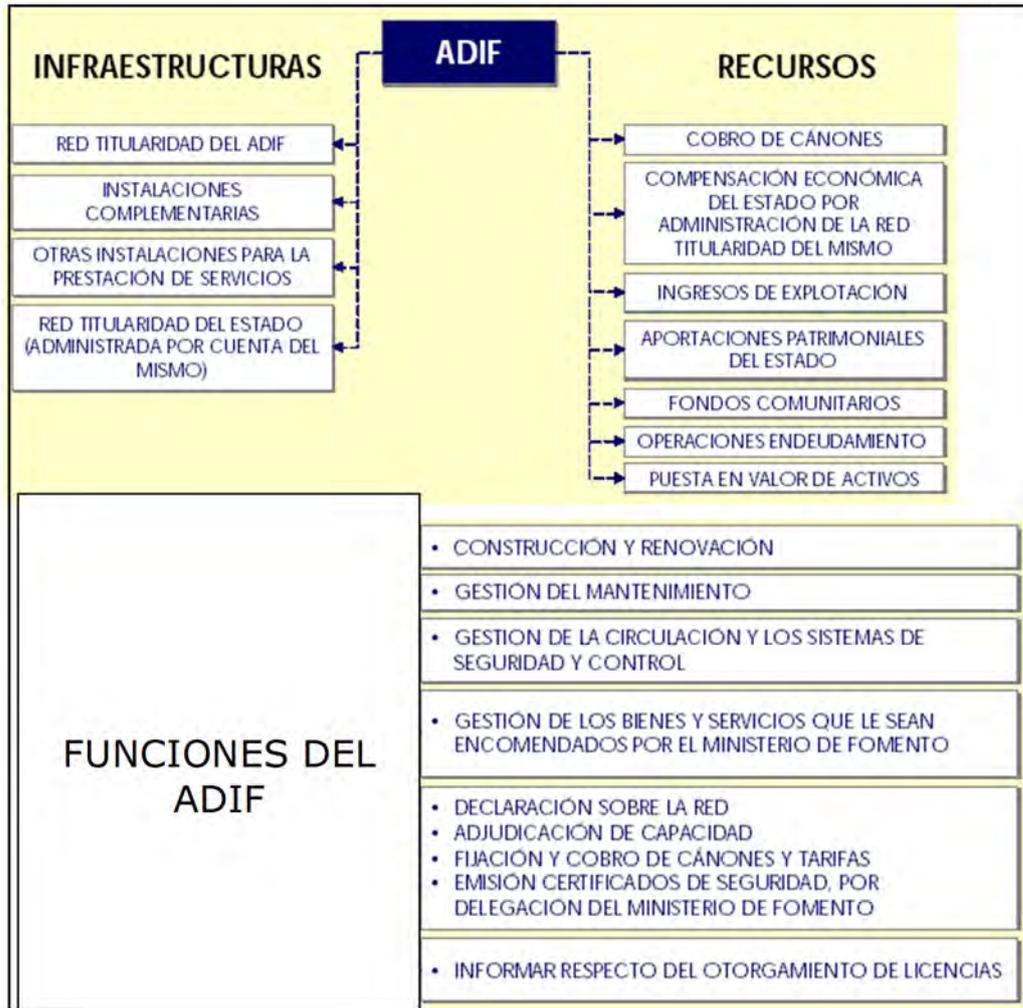


Figura 8.4.- Descripción esquemática del ADIF. Fuente: Ministerio de Fomento (2003).

2) Regular el acceso de las empresas ferroviarias al mercado del transporte de viajeros y de mercancías, y el régimen de otorgamiento de las correspondientes licencias ferroviarias, previo cumplimiento de una serie de requisitos, establecidos de conformidad con la normativa comunitaria antes citada.

Como se recoge en el citado Proyecto de Ley, una vez obtenida la correspondiente licencia, las empresas ferroviarias precisarán, para realizar los servicios de transporte, tener adjudicada la correspondiente capacidad de red y haber satisfecho el correspondiente canon por utilización de la infraestructura ferroviaria. Asimismo, con carácter previo a la prestación de los servicios de transporte sobre una determinada línea, las empresas ferroviarias deberán haber obtenido el certificado de seguridad correspondiente, en el que se establecerán las condiciones de prestación de los servicios de transporte.

El escenario que resultará de la aplicación de esta Ley se basará en la existencia de tres agentes principales, que serán: una Autoridad Ferroviaria, el Administrador de Infraestructuras Ferroviarias y, finalmente, los operadores ferroviarios (figura 8.5). Para alcanzar este escenario desde la situación inicial se seguirá el siguiente proceso: RENFE pasará a denominarse ADIF y asumirá las funciones ya mencionadas asignadas en la Ley; se segregarán de RENFE las unidades de negocio que prestan servicios de transporte ferroviario pasando a formar una nueva entidad pública empresarial llamada RENFE-Operadora; y finalmente se integrará el actual GIF en el ADIF.

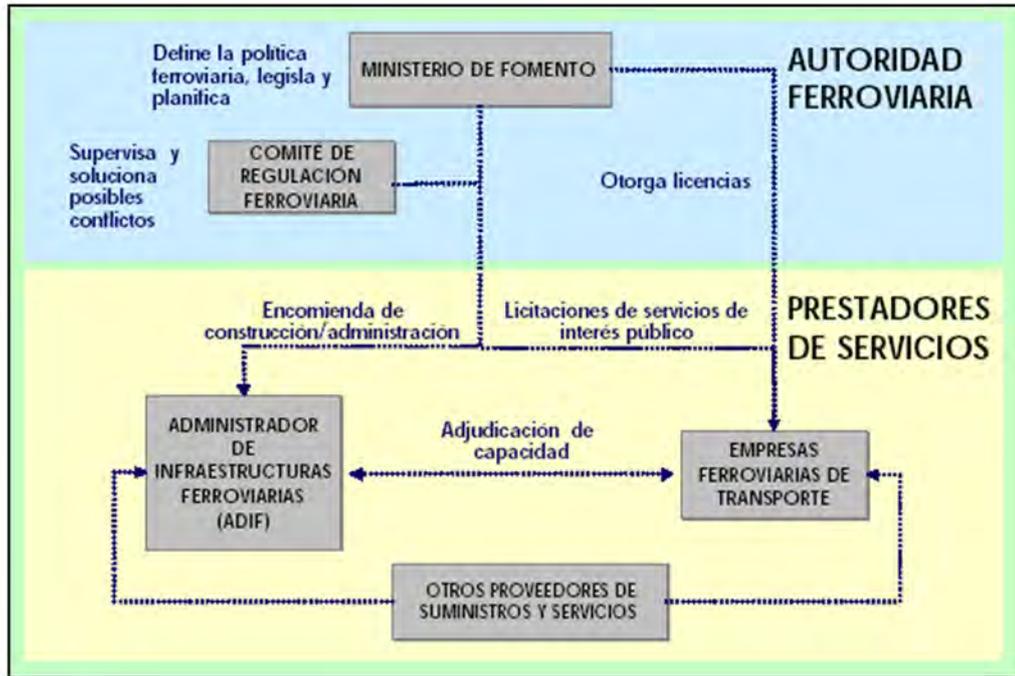


Figura 8.5.- Escenario contemplado en el Proyecto de Ley del Sector Ferroviario (14 de marzo de 2003). Fuente: Ministerio de Fomento (2003).

### 8.2.3. Recursos de mantenimiento de vía

En la línea de alta velocidad del AVE Madrid – Sevilla, se han establecido tres bases de mantenimiento a lo largo de la línea, a cada una de las cuales se le ha asignado un determinado tramo, como se esquematiza en las **figuras 8.6 y 8.7**. A estas bases se puede acceder tanto por ferrocarril como por carretera. Concretamente se caracterizan del siguiente modo:

(a) **Base de mantenimiento<sup>10</sup> de Mora (Toledo)**. Está situada en el p.k. 89 de la línea, en el lado de la vía par (oeste). Se ocupa del mantenimiento de la línea desde las toperas de la estación de Atocha hasta la cabecera norte de la estación de Ciudad Real (p.k. 170). La longitud total de este tramo es de 170 km.

(b) **Base de mantenimiento de Calatrava (Ciudad Real)**. Está situada en el p.k. 196 de la línea, entre las estaciones de Ciudad Real y Puertollano, en el lado impar (este). Este tramo comprende desde la cabecera norte de la estación de Ciudad Real hasta la cabecera norte del puesto intermedio de banalización de Adamuz (p.k. 317). La longitud total de este tramo es de 147 km aproximadamente. Éste es el tramo más reducido en longitud, pero por contra es el de mayor dificultad orográfica, con el agravante de tener ubicada la base en prácticamente uno de sus extremos (**figura 8.8**).

(c) **Base de mantenimiento de Hornachuelos (Córdoba)**. Se halla en el p.k. 388 de la línea, entre Córdoba y Sevilla, en el lado impar. A esta base corresponde el mantenimiento del tramo comprendido entre la cabecera norte del puesto intermedio de banalización de Adamuz hasta la estación de Sevilla – Santa Justa. La longitud total del tramo es de 154 km.

La dirección de cada base de mantenimiento está encomendada al Jefe de Base, asistido por un Técnico, ambos adscritos a la Gerencia de Infraestructura y Vía de la Dirección de Infraestructura AVE. Por parte de la empresa adjudicataria del mantenimiento, la dotación mínima por cada base es: 1 jefe de obra, 1 topógrafo, 2 capataces, dotación de personal de la maquinaria de vía y peones en número no inferior a 12. En lo que se refiere a los medios materiales, cada base ha de contar como mínimo

<sup>10</sup> También recibe el nombre de “parque de mantenimiento”.

con las siguientes máquinas (en el **Anejo VIII** se ofrece una descripción detallada del funcionamiento de cada tipo):

- Máquina de bateo continuo, con su personal y las siguientes características:
  - Rendimiento horario de 1000 m/h.
  - Tiempo máximo de preparación una vez llegado al tajo de 5 minutos.
  - Interfono de comunicación entre las cabinas de conducción y control.
  - Registradores gráficos de los parámetros geométricos de la vía.
- Máquina estabilizadora dinámica de vía, incluido personal, que reúna los requisitos siguientes:
  - Campo de frecuencia de aplicación de cargas entre 25 Hz y 45 Hz.
  - Dispositivos de control de la carga vertical y de la frecuencia aplicadas.
  - Equipo de registro de las cargas y de los asientos.
- Máquina perfiladora de vía, incluido su personal, que cumpla:
  - Dispositivo de barrido compatible con el cable central LZB.
  - Rendimiento similar al de la bateadora.
  - Tolva de regulación de balasto.
- Dresina o mini-tren, que incluya:
  - Grúa de al menos 3 t de carga.
  - Compartimento de carga para transporte de utillaje y material al tajo.
  - Cabina cerrada para el transporte de personal al tajo.

De forma general, toda la maquinaria de vía debe reunir las siguientes condiciones:

- La velocidad de desplazamiento mínima es de 90 km/h.
- Está dotada de equipo tren-tierra y telefonía móvil.
- Dispone de emisoras para comunicación entre varias máquinas.

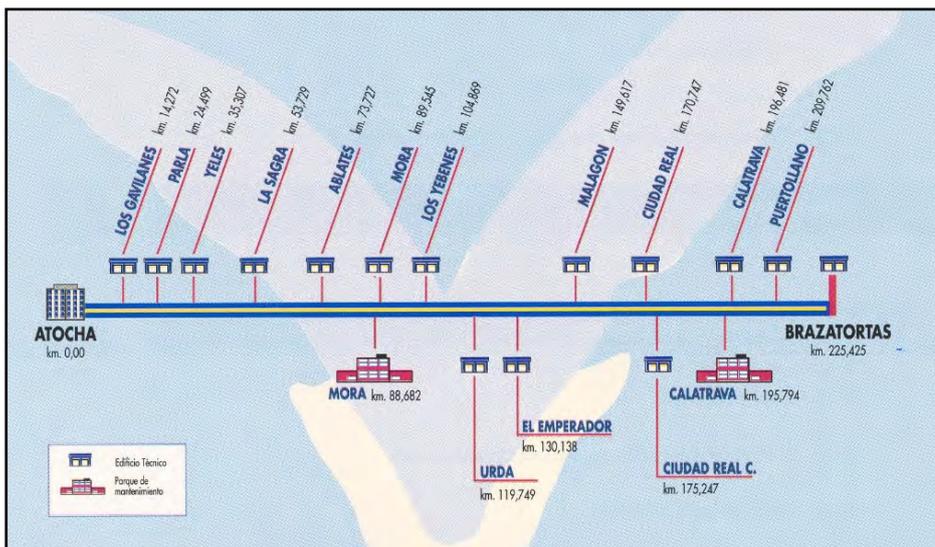
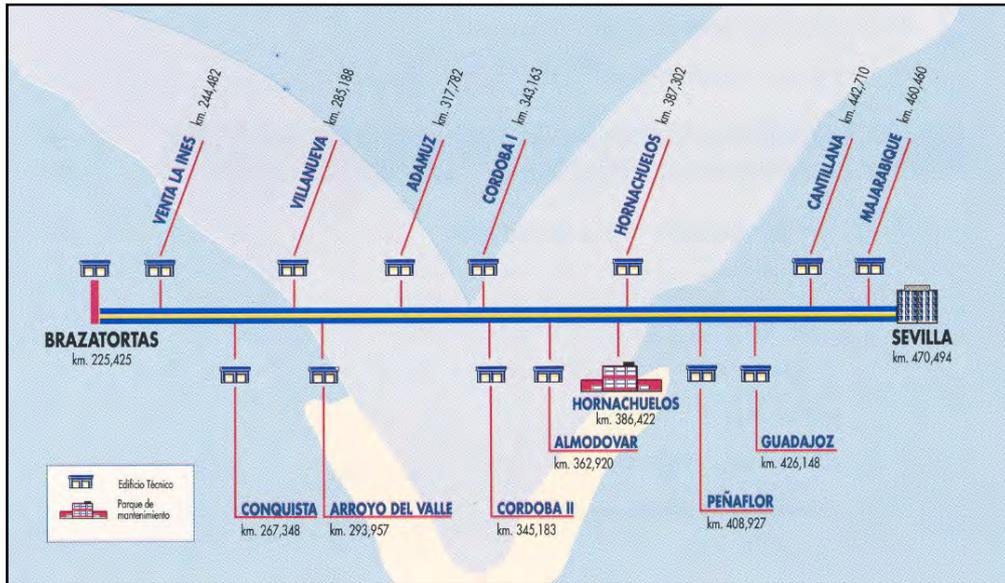


Figura 8.6.- Esquema de distribución de las bases de mantenimiento en el tramo Madrid – Brazatortas de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: RENFE – AVE (1992).



*Figura 8.7.- Esquema de distribución de las bases de mantenimiento en el tramo Brazatortas – Sevilla de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: RENFE – AVE (1992).*



*Figura 8.8.- Dos vistas de la base de mantenimiento de Calatrava en la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: fotografías tomadas por el autor.*

### 8.3. TRABAJOS DE MANTENIMIENTO DE VÍA LLEVADOS A CABO EN LA LÍNEA DEL AVE MADRID – SEVILLA

#### 8.3.1. Distribución de los trabajos a lo largo de la línea

De forma similar a como se realizó el estudio de los registros de auscultación, se ha procedido a analizar en detalle el cómputo de intervenciones en vía, en lo que se refiere a trabajos de nivelación y alineación (con base relativa o con base absoluta), trabajos de bateo, trabajos de estabilización dinámica y trabajos de perfilado. En este caso se ha segmentado la línea en tramos de 100 m y se han contabilizado los trabajos en los periodos indicados en las **tablas 8.7** y **8.8**. Para conocer en detalle los métodos y procedimientos de cada uno de los trabajos de vía mencionados, véase la descripción detallista del **Anejo VIII**.

*Tabla 8.7. Periodos de tiempo de los que este trabajo dispone de datos de bateo en vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia.*

TRAMO	FECHA INICIO	FECHA FINAL
Mora	01/01/1997	31/01/2003
Calatrava	01/04/1992	31/01/2003
Hornachuelos	01/04/1992	31/12/2002

*Tabla 8.8. Periodos de tiempo de los que este trabajo dispone de datos de bateo en vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia.*

TRAMO	FECHA INICIO	FECHA FINAL
Mora	01/01/1997	31/01/2003
Calatrava	01/04/1992	31/01/2003
Hornachuelos	01/04/1992	31/12/2002

En los mencionados periodos de tiempo, la longitud de vía afectada por intervenciones de mantenimiento (en lo que se refiere a la conservación de la geometría de la vía) es la que se indica en la **tabla 8.9**. Merece destacarse que, si se define la “*densidad de trabajos de mantenimiento*” como el cociente entre la longitud intervenida de vía por mes y por longitud de tramo de línea considerada, se observa una peculiar distribución de densidades por bases de mantenimiento: en efecto, como se recoge en dicha tabla, el tramo de Calatrava es el que presenta una densidad más baja en cualquiera de las dos vías, a pesar de que el tramo de Hornachuelos es el que presenta menor tráfico y menor velocidad de circulación. Esta circunstancia puede estar motivada, entre otras causas, por las obras de estabilización de la infraestructura y por la diferente localización de las bases de mantenimiento dentro de sus respectivos tramos de influencia.

Tabla 8.9. Densidad de los trabajos de mantenimiento por vía y por tramo de línea (tramos correspondientes a las bases de mantenimiento existentes). Fuente: elaboración propia.

TRAMO	VÍA 1		VÍA 2	
	Longitud intervenida mensualmente (m/mes)	Densidad (km interv./ km tramo/ mes)	Longitud intervenida mensualmente (m/mes)	Densidad (km interv./ km tramo/ mes)
MORA	9408	0,055	8882	0,052
CALATRAVA	3512	0,024	3965	0,027
HORNACHUELOS	7501	0,048	6722	0,043

En las **figuras 8.9** y **8.10** se muestra gráficamente la distribución del número de intervenciones por mes a lo largo de la línea en cada una de las vías. Aparte de la constatación anterior –perfectamente reflejada en la línea de tendencia de cada uno de los gráficos–, se perciben una serie de puntos en los que se supera ampliamente el valor medio de intervenciones. En la **tabla 8.10** se listan los puntos más destacados de una de las vías y se especifica el tipo de infraestructura que tienen asociado. Se puede comprobar cómo en todos ellos o bien existe terraplén, o bien existen obras de fábrica.

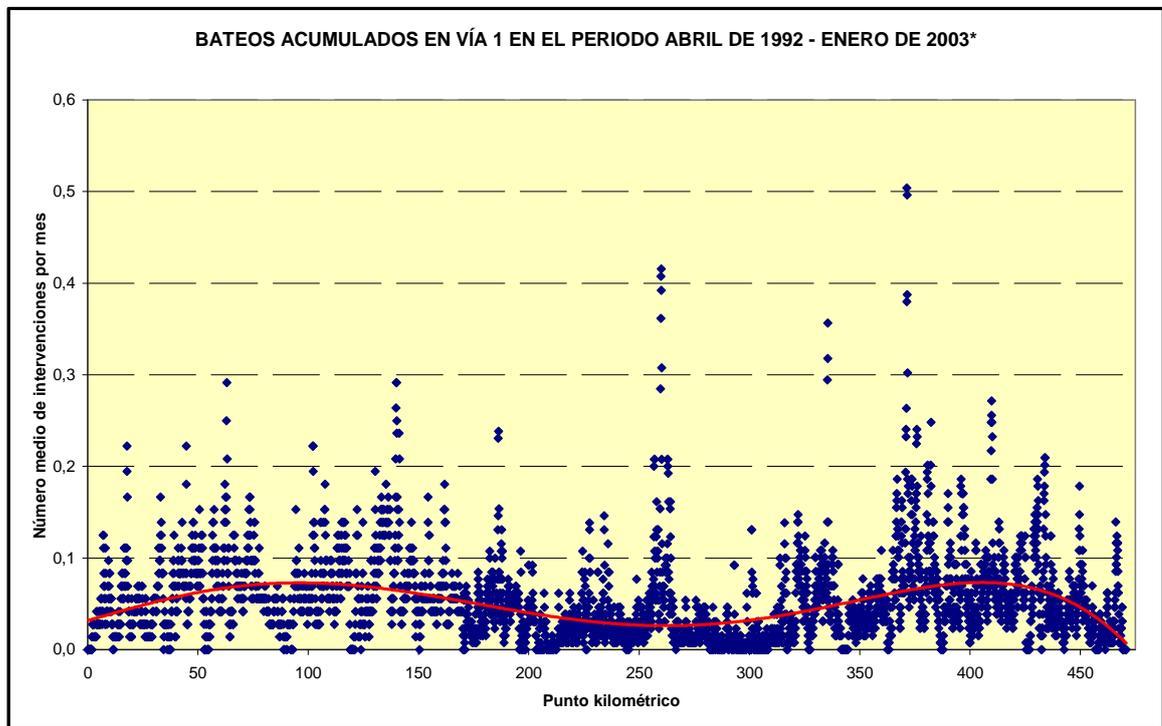


Figura 8.9.- Distribución de los trabajos de bateo en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

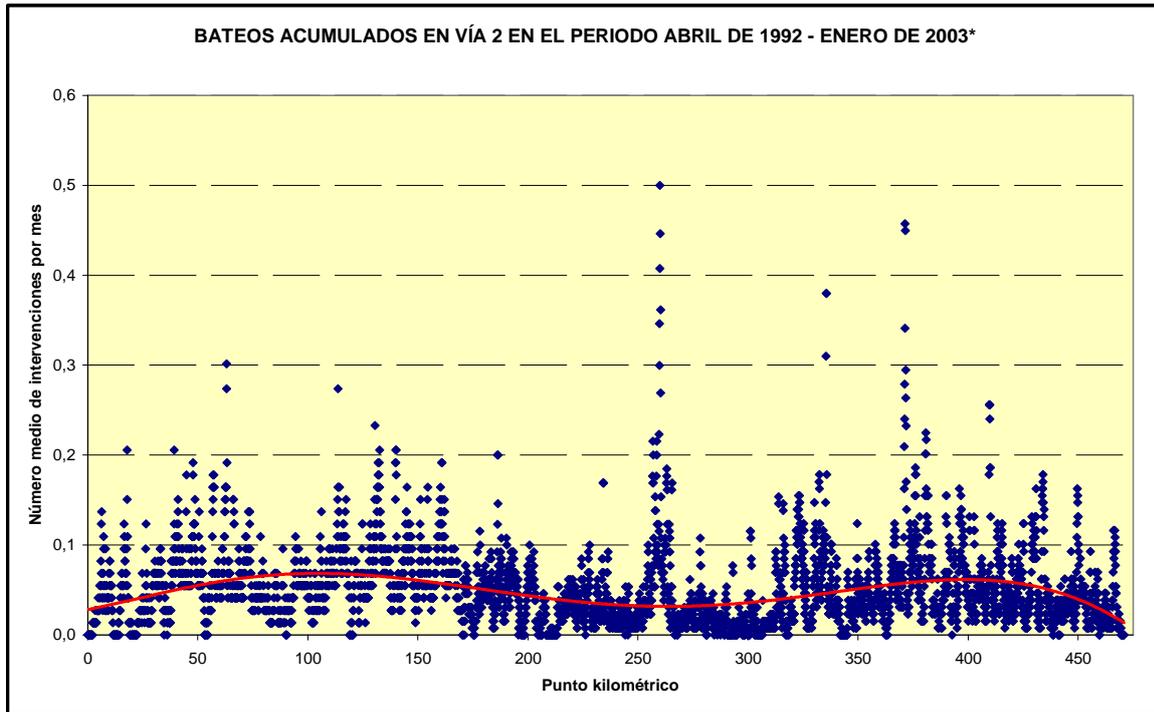


Figura 8.10.- Distribución de los trabajos de bateo en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

Tabla 8.10. Puntos kilométricos de la vía 1 donde se superan las 0,2 intervenciones al mes en promedio. Fuente: elaboración propia.

PUNTO KILOMÉTRICO	TIPO DE INFRAESTRUCTURA
18	Viaducto
45	Tubo o sifón
63	Viaducto
102	Terraplén + Tubo o sifón
140	Alcantarilla + Paso inferior
186	Terraplén
257	Pontón + Terraplén
260	Pontón + Terraplén
263	Tubo o sifón + Terraplén
335	Tubo o sifón + Terraplén
371	Terraplén
376	Terraplén
382	Tubo o sifón
410	Puente
434	Paso inferior + Terraplén

Las intervenciones de vía referidas anteriormente corresponden en su mayor parte a tratamientos conjuntos de bateo (incluyendo nivelación y alineación), perfilado y estabilizado dinámico de vía. En la **tabla 8.11** se detalla la distribución de la naturaleza de las intervenciones para cada una de las vías.

*Tabla 8.11. Distribución del tipo de intervención de mantenimiento de vía. Fuente: elaboración propia.*

TIPO DE TRABAJO*	VÍA 1		VÍA 2	
	Longitud intervenida mensualmente (m/mes)	Distribución porcentual	Longitud intervenida mensualmente (m/mes)	Distribución porcentual
Bat.	16	0,1%	44	0,2%
Bat.+Est.	199	1,0%	66	0,3%
Bat.+Perf.	11	0,1%	1	0,0%
Bat.+Perf.+Est.	17070	83,6%	16948	86,6%
Perf.	3125	15,3%	2510	12,8%
<b>TOTAL</b>	<b>20421</b>	<b>100,0%</b>	<b>19569</b>	<b>100,0%</b>

\***Bat.** = trabajos de bateo; **Est.** = trabajos de estabilizado dinámico; **Perf.** = trabajos de perfilado.

### **8.3.2. Evolución en el tiempo**

En el **Anejo V** se muestra la evolución en el tiempo de los trabajos de corrección de vía. En los distintos gráficos (**figuras A-V.1, A-V.3, A-V.5, A-V.7, A-V.9 y A-V.11**) se puede apreciar una tendencia bastante estable, con una ligera tendencia alcista en las bases de Mora y Hornachuelos, y bajista en Calatrava.

En el análisis de la tendencia según los meses del año (**figuras A-V.2, A-V.4, A-V.6, A-V.8, A-V.10 y A-V.12**), aparecen con carácter general dos periodos en los cuales los trabajos de mantenimiento son mínimos: se trata del periodo estival, en el que por las elevadas temperaturas y con el propósito de evitar problemas de pandeo en la vía<sup>11</sup> se desaconseja batear la vía; y se trata también del periodo navideño, en el que por motivo de vacaciones se posponen parte de los trabajos para los primeros meses del año.

### **8.3.3. Análisis de los datos según características del tráfico y de la línea**

De acuerdo con lo ya expuesto, la presencia de obras de fábrica está asociada estadísticamente con los puntos en que se produce un mayor número de intervenciones. El análisis en detalle de la influencia del tipo de obra de fábrica se presenta en la **tabla 8.12**. Destaca sin duda la magnitud correspondiente a los puentes y sus transiciones, que muestra valores muy elevados respecto a la media de la línea y sorprendentemente distintos respecto a los viaductos.

<sup>11</sup> Los trabajos de bateo reducen momentáneamente la resistencia lateral de la vía, lo que favorece que, en caso de elevadas temperaturas y por consiguiente importantes axiles de compresión en los carriles, se puedan producir "garrotos" o defectos de ripado de la vía.

Tabla 8.12. Densidad de trabajos de vía (bateo, estabilizado y perfilado) en función del tipo de obra de fábrica. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

SECCIÓN QUE SE CONSIDERA		Densidad de trabajos de vía (km intervención/ km tramo/ mes)			Índice relativo
		Vía 1	Vía 2	Línea	
Túnel		0,051	0,049	0,050	98%
Viaducto	Transición	0,045	0,045	0,045	88%
	Viaducto	0,037	0,035	0,036	71%
Puente	Transición	0,099	0,086	0,092	180%
	Puente	0,134	0,081	0,108	212%
Paso inferior		0,076	0,073	0,075	147%
Pontón		0,060	0,063	0,062	122%
Marco		0,097	0,099	0,098	192%
Alcantarilla		0,079	0,073	0,076	149%
Tubo o sifón		0,056	0,053	0,054	106%
<b>Línea sin desvíos ni aparatos de dilatación ni obras de fábrica</b>		0,052	0,050	0,051	100%

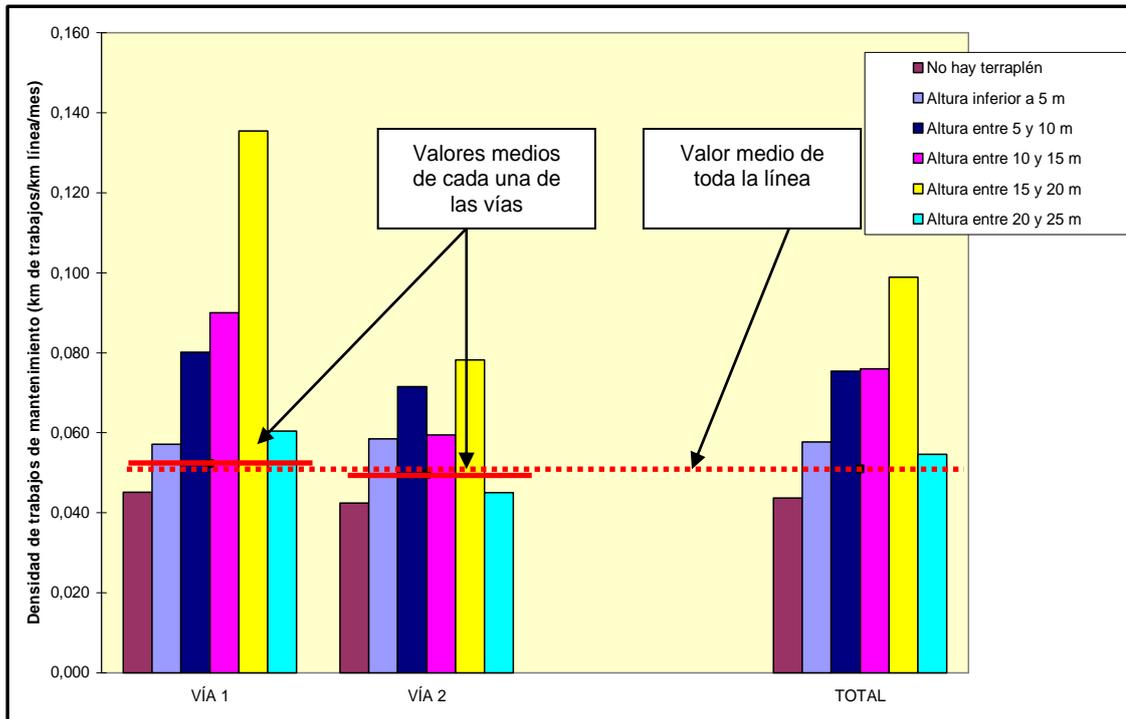
Si se descuentan las obras de fábrica, se detecta una cierta influencia de la presencia de terraplenes (**figura 8.11**), del peralte de la vía (**figura 8.12**), del radio de los acuerdos verticales (**figura 8.13**), de la pendiente del trazado (**figura 8.14**) y de la velocidad máxima de los trenes AVE (**figura 8.15**). Efectivamente, la mayor altura de los terraplenes facilita la presencia de asientos diferenciales, lo que obliga a un número más elevado de intervenciones; y el aumento de peralte, independientemente de la aceleración sin compensar de los vehículos, favorece la inestabilidad de la banqueta de la vía –efecto que también se produce al aumentar la pendiente del trazado–.

Por otra parte, en los acuerdos verticales convexos ( $R_v$  positivo) aumenta la resultante del tren, lo que produce un incremento de las tensiones de balasto –para una aceleración vertical de  $0,27 \text{ m/s}^2$ , que es la máxima que se produce en la línea del AVE, y para un eje de 17 t, el incremento es de 0,5 t por eje–. De esta manera, el deterioro del balasto es más elevado y, por tanto, deben realizarse trabajos de mantenimiento más asiduamente.

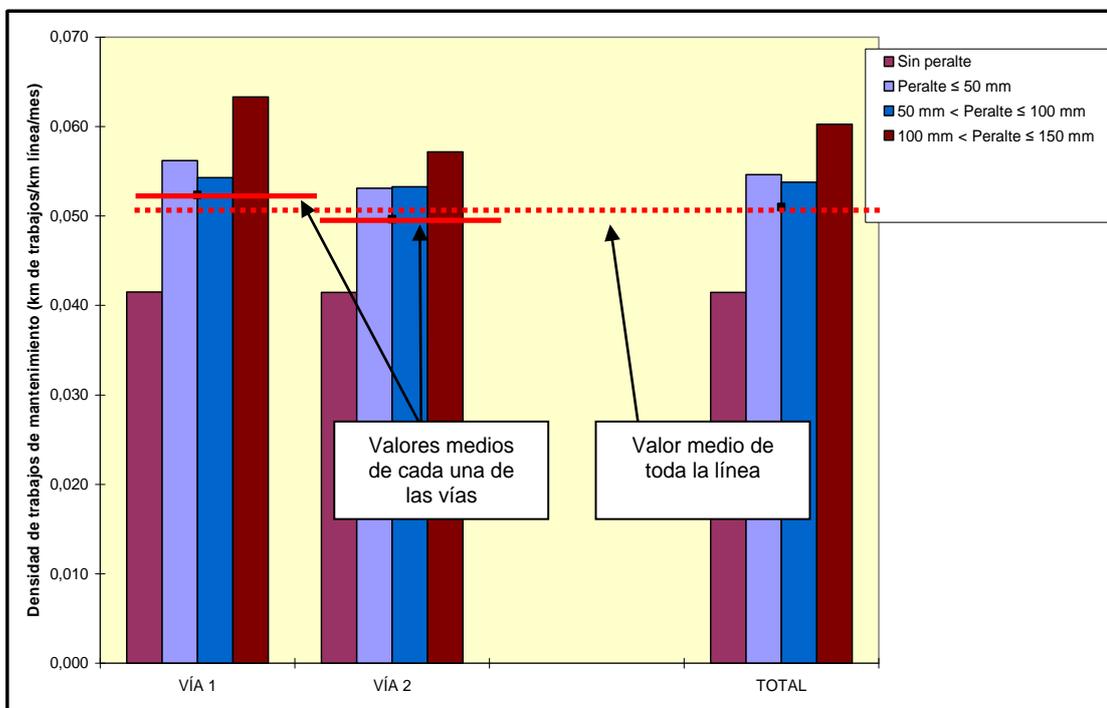
En lo que se refiere a la velocidad de circulación, como se ha visto en capítulos anteriores, su aumento comporta el incremento de las cargas dinámicas y la aparición de importantes aceleraciones de las partículas de balasto, lo que contribuye también a aumentar las necesidades de mantenimiento.

Para cada uno de estos parámetros, se constata relación respecto a la densidad de los trabajos de mantenimiento; no obstante, la elevada dispersión hace inviable el establecimiento de leyes unívocas que determinen con precisión y fiabilidad la variable dependiente mediante los parámetros explicativos referidos en este apartado. Se han

estudiado adicionalmente otras variables, pero no se ha percibido relación respecto a la densidad de trabajos de mantenimiento. De entre estas últimas variables destaca significativamente el volumen de tráfico soportado por la línea.



*Figura 8.11.- Representación gráfica de la densidad de trabajos de mantenimiento en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la presencia de terraplenes (se han desconsiderado las obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.*



*Figura 8.12.- Representación gráfica de la densidad de trabajos de mantenimiento en la línea del AVE Madrid – Sevilla según el peralte de las curvas (se han desconsiderado las obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.*

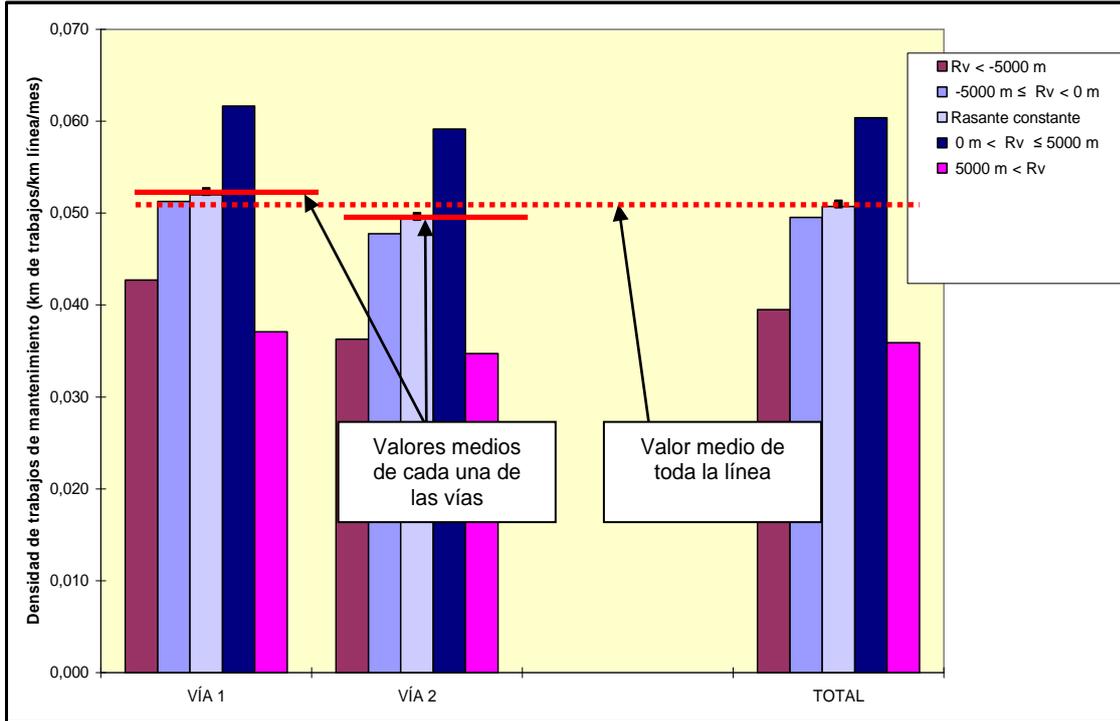


Figura 8.13.- Representación gráfica de la densidad de trabajos de mantenimiento en la línea del AVE Madrid – Sevilla según el radio de los acuerdos verticales (se han desconsiderado las obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.

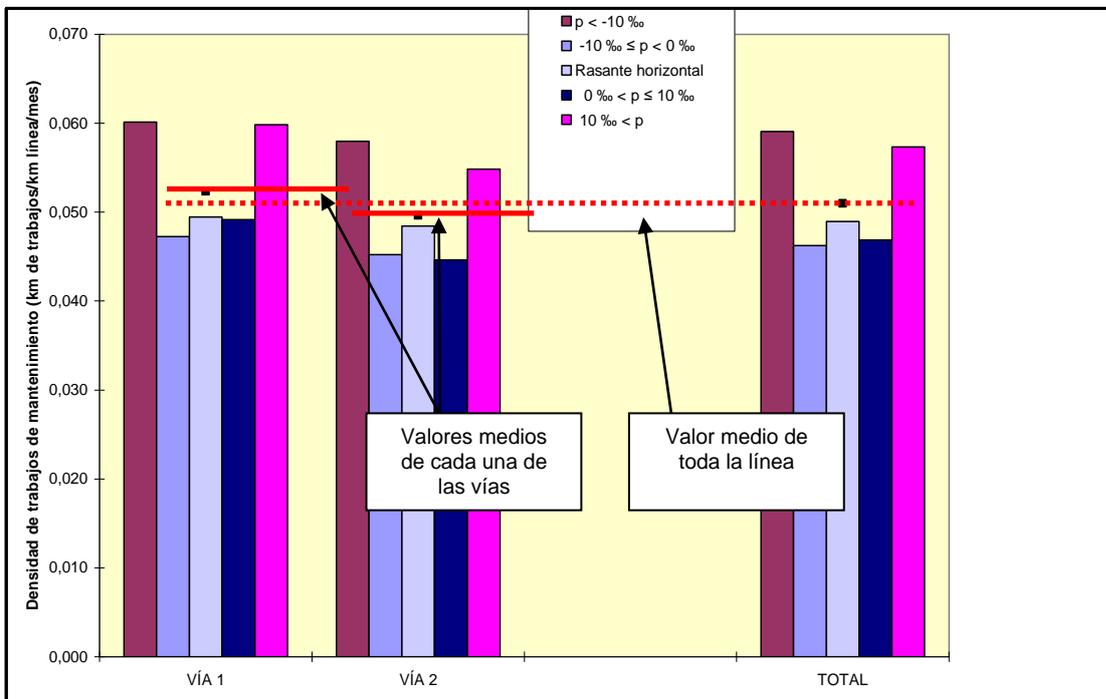


Figura 8.14.- Representación gráfica de la densidad de trabajos de mantenimiento en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la pendiente longitudinal (se han desconsiderado las obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.

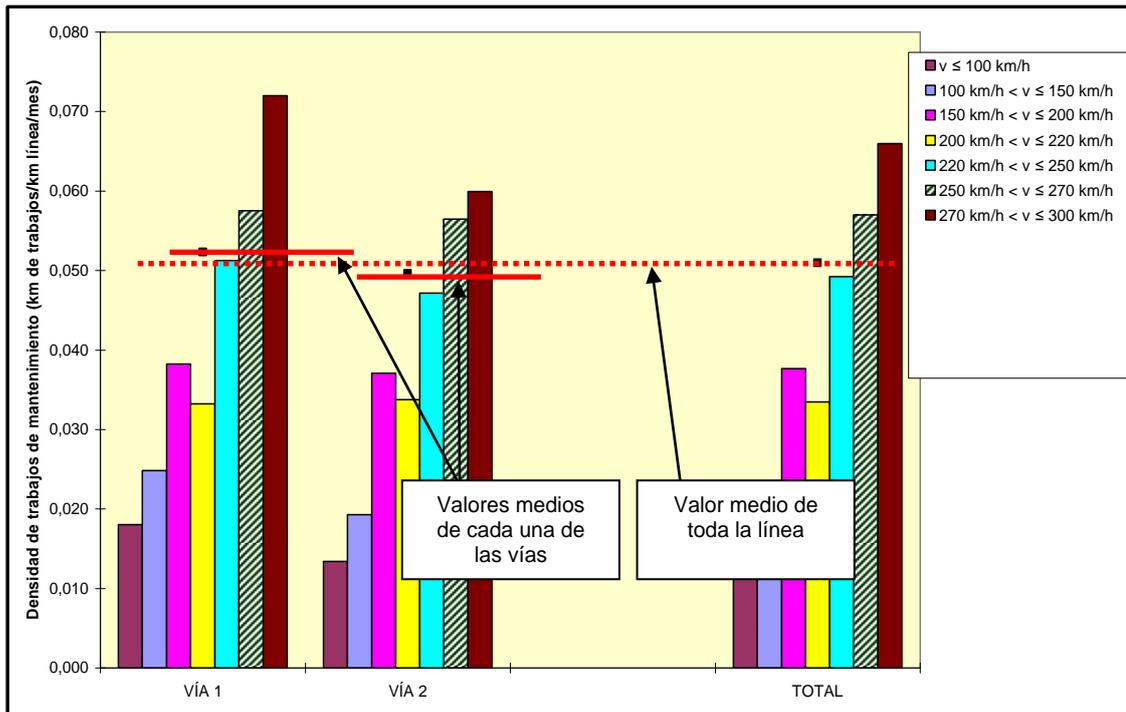


Figura 8.15.- Representación gráfica de la densidad de trabajos de mantenimiento en la línea del AVE Madrid – Sevilla según la velocidad máxima de los trenes AVE (se han desconsiderado las obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.

#### 8.4. DEDUCCIONES DE NECESIDADES DE MANTENIMIENTO PARA OTROS ESCENARIOS

Como se dedujo en el **capítulo 7** a tenor de los defectos de vía percibidos en los trabajos de auscultación, el deterioro de la vía depende principalmente de los siguientes factores:

En lo que se refiere a la nivelación de la vía:

- ❖ Velocidad de circulación.
- ❖ Carga dinámica, que a su vez depende fundamentalmente de la masa suspendida y no suspendida de los vehículos, del diseño y los materiales que conforman la superestructura de la vía, de la rigidez vertical, de la velocidad de circulación y de la calidad inicial de la geometría de la vía.
- ❖ Tráfico, entendido como el número de ciclos de carga a que se somete la vía.
- ❖ Presencia de terraplenes.
- ❖ Presencia de obras de fábrica.
- ❖ Presencia de aparatos de vía y de dilatación.
- ❖ Aceleraciones verticales como consecuencia de la existencia de acuerdos verticales.

En lo que se refiere a la alineación de la vía:

- ❖ Insuficiencia de peralte
- ❖ Presencia de terraplenes.
- ❖ Presencia de obras de fábrica.

- ❖ Presencia de aparatos de vía y de dilatación.

De forma complementaria, a partir del estado del arte, se deduce la dependencia respecto a los siguientes parámetros:

- ❖ Naturaleza de los materiales que conforman la superestructura y la infraestructura de la vía.
- ❖ Diseño de la superestructura de la vía

La influencia de estos últimos parámetros no se puede constatar en la línea del AVE Madrid – Sevilla, por haber una homogeneidad general a lo largo de la línea; sin embargo, se pueden tener en cuenta para efectuar predicciones en otros escenarios utilizando las ecuaciones escogidas en el referido **capítulo 7**.

En función del análisis llevado a cabo en este trabajo, se han deducido las siguientes leyes que explicitan el deterioro de la vía en función de los parámetros enunciados anteriormente:

-Para los defectos de nivelación de longitud de onda corta (y, por tanto, vinculados principalmente a la superestructura):

$$\frac{(\Delta_{vc})_{línea\_i}}{(\Delta_{vc})_{línea\_j}} = \frac{(v)_{línea\_i}^{1,27} \cdot (Q_D)_{línea\_i}^{2,89} \cdot \log(N_c)_{línea\_i}}{(v)_{línea\_j}^{1,27} \cdot (Q_D)_{línea\_j}^{2,89} \cdot \log(N_c)_{línea\_j}} \quad \text{(e-8.1)}$$

donde:

$\Delta_{vc}$  es la densidad de defectos que provocan rebases en la aceleración vertical medida en caja de grasa;

$v$  es la velocidad máxima de circulación;

$N_c$  es el número de ciclos de carga aplicados a la vía; y

$Q_D$  es la carga dinámica por rueda.

-Para los defectos de nivelación de longitud de onda larga (y, por tanto, vinculados principalmente a la infraestructura):

$$\frac{(\Delta_{vv})_{línea\_i}}{(\Delta_{vv})_{línea\_j}} = \frac{(A_v)_{línea\_i}^{0,75}}{(A_v)_{línea\_j}^{0,75}} \quad \text{(e-8.2)}$$

$$\frac{(\Delta_{vv})_{línea\_i}}{(\Delta_{vv})_{línea\_j}} = \frac{(E_b)_{línea\_i}^{0,20}}{(E_b)_{línea\_j}^{0,20}} \quad \text{(e-8.3)}$$

donde:

$\Delta_{vv}$  es la densidad de defectos que provocan rebases en la aceleración vertical medida en caja de vehículo;

$A_v$  es la aceleración vertical debida a la circulación por un acuerdo vertical convexo; y

$E_b$  es la esbeltez del terraplén (cociente de la altura entre la longitud del terraplén).

-Para los defectos de alineación de longitud de onda corta (y, por tanto, vinculados principalmente a la superestructura):

$$\frac{(\Delta_{lb})_{línea\_i}}{(\Delta_{lb})_{línea\_j}} = \frac{(I)_{línea\_i}^{1,68}}{(I)_{línea\_j}^{1,68}} \quad (\text{e-8.4})$$

donde:

$\Delta_{lb}$  es la densidad de defectos que provocan rebases en la aceleración lateral medida en bogie de vehículo; e

$I$  es la insuficiencia de peralte.

-Para los defectos de alineación de longitud de onda larga (y, por tanto, vinculados principalmente a la infraestructura):

$$\frac{(\Delta_{lv})_{línea\_i}}{(\Delta_{lv})_{línea\_j}} = \frac{(I)_{línea\_i}^{0,60}}{(I)_{línea\_j}^{0,60}} \quad (\text{e-8.5})$$

donde:

$\Delta_{lv}$  es la densidad de defectos que provocan rebases en la aceleración lateral medida en caja de vehículo; e

$I$  es la insuficiencia de peralte.

Aparte debe considerarse el efecto de los aparatos de vía, de dilatación, las obras de fábrica y los terraplenes –estos últimos no solamente para el caso de la aceleración vertical medida en caja de vehículo, sino también para las restantes medidas de control–. La gran dispersión de los resultados ha impedido establecer una ley que cuantifique la influencia de estos elementos, si bien su presencia comporta aumentos de densidad de defectos geométricos de vía.

En cuanto a las obras de fábrica, cabe aportar, con carácter ilustrativo, estudios llevados a término por parte de RENFE centrados en el comportamiento de la plataforma, desde el análisis mediante modelos matemáticos infinitesimales. Sin llegar a establecer leyes definidas del deterioro de la vía en función de las obras de fábrica, se han identificado como conceptos críticos la variación de la rigidez global de la vía y el incremento de las tensiones en coronación de la plataforma (Romo et al., 1999). Asimismo, desde la Escuela de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Ciudad Real se está efectuando en profundidad un análisis del comportamiento de las cuñas de transición de la propia línea del AVE Madrid – Sevilla. Todo ello constituye una base de partida fundamental para establecer correlaciones entre el deterioro de la vía y características definitorias de las obras de fábrica y de sus elementos de transición.

De acuerdo con las leyes expuestas y procediendo de la forma indicada en el apartado último del **capítulo 7**, se pueden deducir extrapolaciones para las necesidades de mantenimiento de líneas con características diferentes en cuanto a tráfico, trazado, superestructura e infraestructura. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que las necesidades de mantenimiento no son directamente proporcionales a los trabajos de mantenimiento de vía (bateo, estabilizado, perfilado) ni consecuentemente con los costes de estos trabajos.

Efectivamente, los resultados deducidos del recuento de trabajos de mantenimiento difieren en gran medida respecto a lo constatado en los registros de auscultación analizados en el **capítulo 7**. Esta circunstancia queda claramente expuesta en las **tablas 8.13 y 8.14**.

Tabla 8.13. Distribución de las densidades de defectos de vía y de las densidades de los trabajos de corrección (bateo, estabilizado y perfilado) según las bases de mantenimiento en la vía 2 (se han desconsiderado los aparatos de vía, los aparatos de dilatación y las obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.

BASE	MORA	CALATRAVA	HORNACH.	VÍA 2
<b>Parámetro</b>	rebase/km/auscultación			
Densidad de rebases de la aceleración vert. en caja de grasa ( $\Delta_{vc}$ )	0,163	0,075	0,019	0,089
Densidad de rebases de la aceleración lat. en bogie ( $\Delta_{lb}$ )	0,073	0,072	0,020	0,055
Densidad de rebases de la aceleración vert. en caja de veh. ( $\Delta_{vv}$ )	0,156	0,016	0,034	0,075
Densidad de rebases de la aceleración lat. en caja de veh. ( $\Delta_{lv}$ )	0,015	0,013	0,003	0,010
Suma de densidades ( $\Delta_{cv} + \Delta_{lb} + \Delta_{vv} + \Delta_{lv}$ )	0,407	0,176	0,076	0,229
<b>Parámetro</b>	km intervención de mantenimiento/ km tramo considerado/ mes			
Densidad de trabajos de vía	0,059	0,037	0,050	0,050

*Tabla 8.14. Distribución porcentual de defectos de vía y de las densidades de los trabajos de corrección (bateo, estabilizado y perfilado) según las bases de mantenimiento en la vía 2 (se han desconsiderado los aparatos de vía, los aparatos de dilatación y las obras de fábrica). Fuente: elaboración propia.*

<b>BASE</b>	<b>MORA</b>	<b>CALATRAVA</b>	<b>HORNACH.</b>	<b>VÍA 2</b>
<b>Parámetro</b>	distribución respecto al valor de la vía 2			
Densidad de rebases de la aceleración vert. en caja de grasa ( $\Delta_{vc}$ )	183%	84%	21%	100%
Densidad de rebases de la aceleración lat. en bogie ( $\Delta_{lb}$ )	133%	131%	36%	100%
Densidad de rebases de la aceleración vert. en caja de veh. ( $\Delta_{vv}$ )	208%	21%	45%	100%
Densidad de rebases de la aceleración lat. en caja de veh. ( $\Delta_{lv}$ )	150%	130%	30%	100%
Suma de densidades ( $\Delta_{cv} + \Delta_{lb} + \Delta_{vv} + \Delta_{lv}$ )	178%	77%	33%	100%
<b>Parámetro</b>	distribución respecto al valor de la vía 2			
Densidad de trabajos de vía	118%	74%	100%	100%

Las diferencias entre densidades de defectos y densidades de trabajos se pueden justificar en que las tareas de bateo, estabilizado y perfilado, aunque se planifican de acuerdo con los registros de auscultación dinámica, están sujetas a cuestiones organizativas (número de efectivos, localización de la base de mantenimiento dentro de su tramo de influencia, rendimiento de las máquinas, distribución de los defectos a lo

largo del tramo, etc.) y, sobre todo, se complementan con otras intervenciones de mantenimiento que pueden reducir considerablemente la necesidad de batear la vía. Este tipo de intervenciones suelen ser de carácter puntual, pueden centrarse en elementos de la superestructura de la vía (sustitución de traviesas, segmentos de carril, balasto o sujeciones), aunque sobre todo adquieren especial significación cuando atañen a la infraestructura. En este sentido, los estudios particularizados de algunos terraplenes y su posterior estabilización mediante saneamiento, mejora del drenaje o inyección de mortero constituyen actuaciones significativas en aras de reducir las necesidades de bateo.

En el tramo de Calatrava se han efectuado algunas obras puntuales de estabilización de terraplenes, lo que ha redundado en una significativa merma de los trabajos de bateo. En las **tablas 8.15, 8.16 y 8.17** se muestran tres claros ejemplos de las consecuencias beneficiosas de este tipo de intervenciones puntuales. Como se puede comprobar la reducción de los trabajos de bateo se concreta en una horquilla definida entre el 45 y el 81%, siendo el 67% el valor medio.

*Tabla 8.15. Efectividad de la obra de estabilización en el punto kilométrico 186,286 de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: RENFE.*

Tipo de obra	Cosido con carriles y refuerzo lateral de terraplén
Fecha de ejecución de obra	15/junio/1997
Bateos por año antes de la obra	9
Bateos por año después de la obra	2
Reducción en trabajos de bateo	74%

*Tabla 8.16. Efectividad de la obra de estabilización en el punto kilométrico 260,060 de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: RENFE.*

Tipo de obra	Inyección
Fecha de ejecución de obra	15/mayo/1995
Bateos por año antes de la obra	22
Bateos por año después de la obra	12
Reducción en trabajos de bateo	45%

*Tabla 8.17. Efectividad de la obra de estabilización en el punto kilométrico 264,200 de la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: RENFE.*

Tipo de obra	Inyección
Fecha de ejecución de obra	15/mayo/1994
Bateos por año antes de la obra	10
Bateos por año después de la obra	2
Reducción en trabajos de bateo	81%

Desde la planificación estratégica de los trabajos de mantenimiento, debe tomarse la decisión de arreglar los defectos de nivelación de la vía asociados a asientos de la plataforma, bien sea, mediante la estabilización de los rellenos correspondientes, bien sea, mediante recrecidos de la banqueta de balasto y las oportunas operaciones de bateo, estabilizado y perfilado. La primera solución aborda propiamente el elemento causante del fallo y la reparación adquiere en principio una validez de largo plazo. Por contra, la segunda opción, que tiene cabida en las operaciones ordinarias de mantenimiento, necesita de una mayor reiteración y supone un arreglo de las formas, que no de las causas.

En general, sucede, como ya se apuntó en el **capítulo 5**, que la velocidad de asiento de la infraestructura se va reduciendo progresivamente con el tiempo, mientras que el envejecimiento de los materiales que conforman la superestructura de la vía conduce a que sean éstos los principales causantes de los defectos de geometría del camino de rodadura conforme avanza el tiempo. De forma concreta, se considera que el asiento de la infraestructura sobre plataforma natural se desarrolla durante los 10 primeros años de acuerdo con una ley logarítmica; la magnitud total de dicho asiento es de aproximadamente un 20% de la deformación producida durante el proceso de construcción, alcanzándose la mitad durante el primer año después de obras y el resto durante los nueve años siguientes (Barcones y Pradera, 1992). Las estimaciones que se hicieron en 1992 acerca del comportamiento de los terraplenes de la línea del AVE Madrid – Sevilla se concretaron en la siguiente ley de asientos:

$$S_{\text{momento}_t} = 0,2 \cdot S_{\text{cons}} \cdot K_{\text{asiento}} \cdot (\log n_{\text{días}})^{\tau} \quad (\text{e-8.6})$$

donde:

$S_{\text{momento}_t}$  es el asiento del terraplén acumulado en el momento  $t$  desde la finalización de las obras;

$S_{\text{cons}}$  es el asiento del terraplén producido durante el periodo de construcción;

$K_{\text{asiento}}$  es una constante que toma como valor 0,0758;

$n_{\text{días}}$  es el número de días transcurridos en el momento  $t$  desde la finalización de la construcción del terraplén; y

$\tau$  es un exponente que toma como valor 2,03.

Este modelo propuesto y validado, en parte, por la experiencia lleva a que la ley de deterioro de la vía se pueda aproximar también con una ley logarítmica, como se manifestó en el estado del arte del **capítulo 5**. Debe aclararse en este punto que la relación entre los defectos de nivelación y el tráfico expuesta en este mismo apartado (**ecuación 8.1**) obedece no a una ley de evolución o envejecimiento de la infraestructura, sino que su uso apropiado es la comparación del deterioro entre líneas de distinto tráfico.

Este comportamiento de la infraestructura de la línea se puede ver claramente alterado por los periodos de lluvia, por la inestabilidad de ciertos materiales que forman parte de los terraplenes, o por defectos en el extendido y la compactación de las tongadas, entre otras razones que también pueden darse. En estos casos, la tendencia de amortiguamiento que experimentan habitualmente los asientos de una obra de tierra se ve comprometida, y resulta necesario un mantenimiento extraordinario de vía para mantener las adecuadas condiciones de funcionalidad y seguridad.

En estas circunstancias, la opción mencionada de compensar los asientos de la plataforma mediante nuevas aportaciones de balasto puede llegar a resultar inviable. En la propia línea del AVE, se han dado casos en que los asientos de la infraestructura han provocado problemas de gálibo con el sistema de electrificación, ya que mientras los postes han descendido con la capa en que se encuentran cimentados, la vía ha mantenido su cota inicial mediante el incremento del espesor de la capa de balasto.

A continuación se muestran dos tramos que han sido sometidos a un seguimiento particularizado de medición de movimientos y han sido objeto de reparaciones para reducir la velocidad de los asentamientos. El primero de los dos ejemplos (**figuras 8.16, 8.17 y 8.18**) es un terraplén situado en el punto kilométrico 301,160, que fue sometido entre 1998 y 2000 a un tratamiento consistente en construcción de bermas, colocación de geotextiles impermeabilizantes y de estructuras alveolares, recubrimiento de tierras y, finalmente, revegetación mediante hidrosiembra. El resultado de todo ello fue que las elevadas velocidades de asiento registradas entre finales de 1996 y principios de 1997 coincidiendo con periodos de lluvias– se han visto considerablemente mermadas a raíz de la intervención efectuada en el relleno. Esto, sin duda, ha contribuido a reducir de forma significativa las necesidades de bateo. Los valores registrados en el hito central del tramo (asiento acumulado de hasta 45 cm) ponen de manifiesto que se trata de un relleno problemático, posiblemente uno de los más problemáticos de la línea.

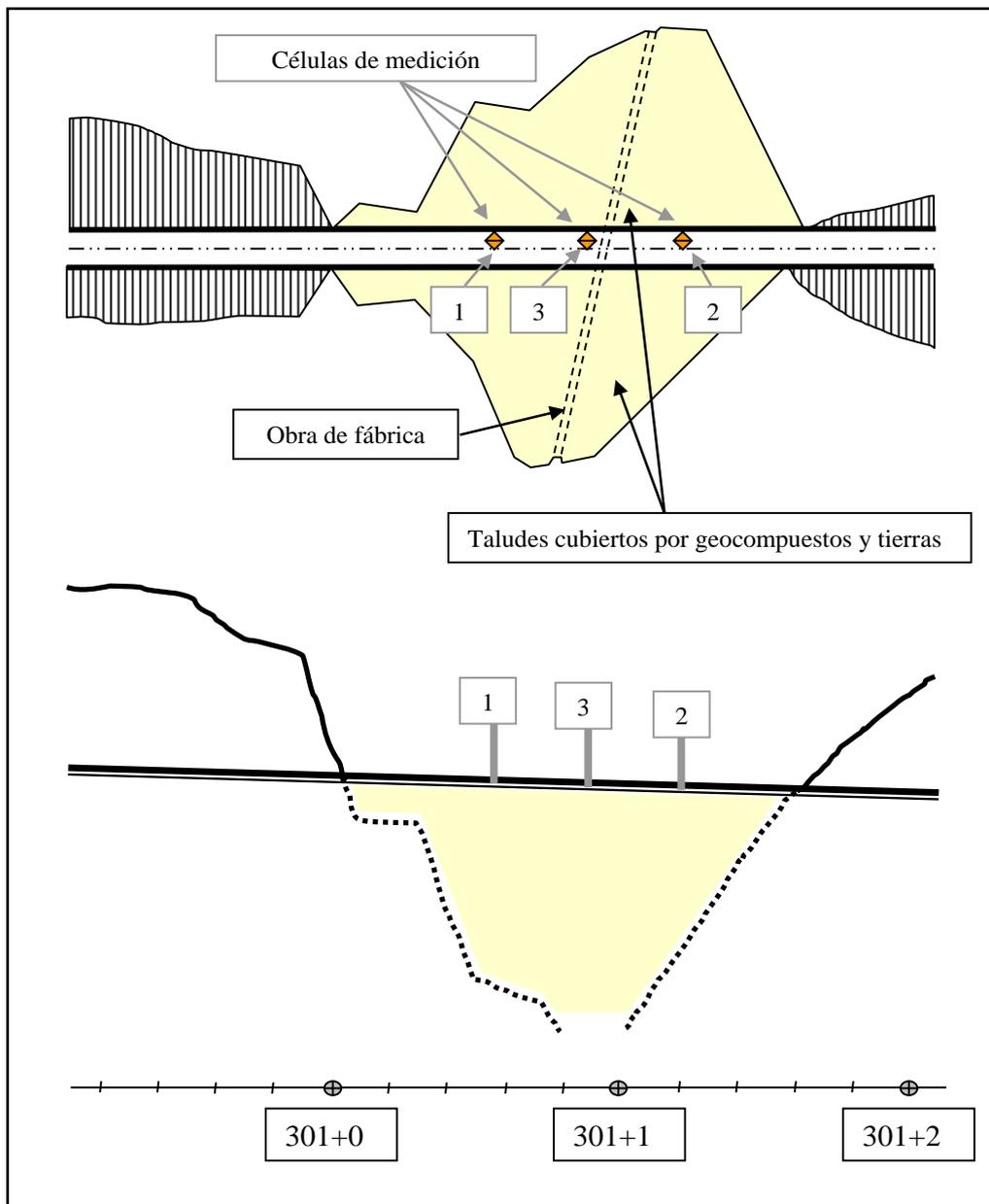


Figura 8.16.- Esquema en planta y en sección longitudinal del terraplén de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el punto kilométrico 301,005 (referencia 14TE03). Fuente: elaboración propia a partir de documentación de RENFE.

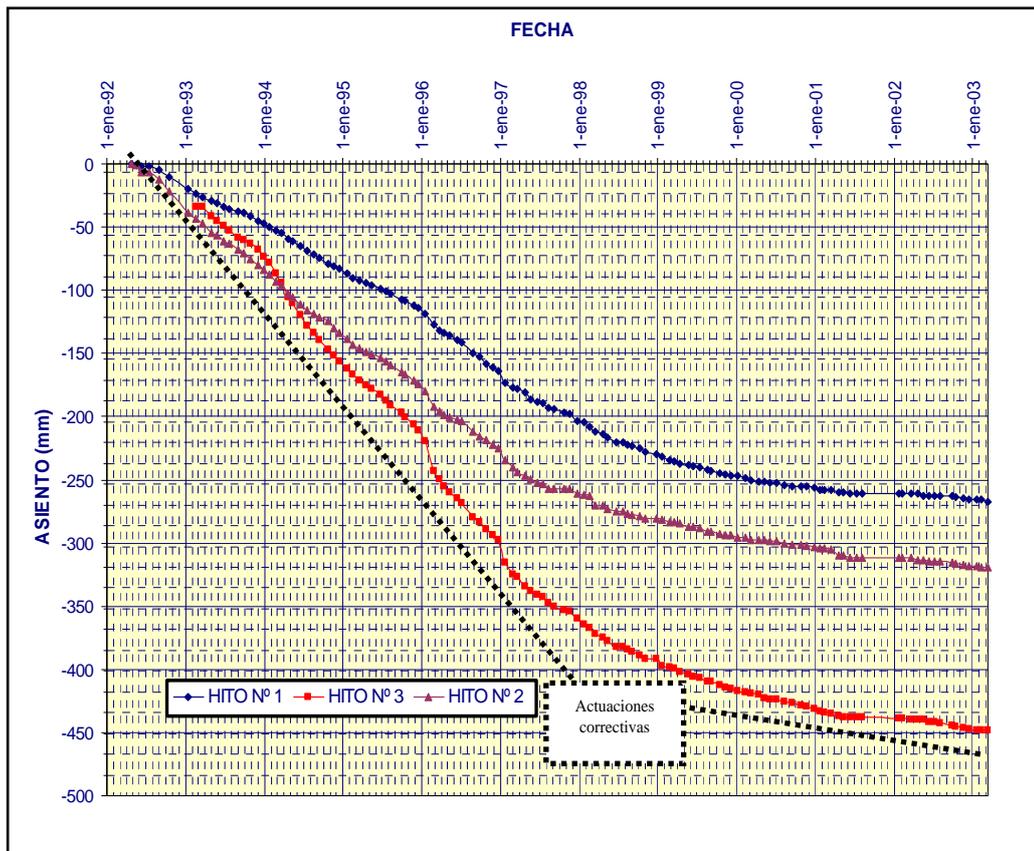


Figura 8.17.- Evolución del asiento registrado en cada una de las tres células de medición del terraplén de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el punto kilométrico 301,005 (referencia 14TE03). Fuente: elaboración propia a partir de documentación de RENFE.

Como se puede apreciar en la **figura 8.17**, la velocidad de los asientos hasta la ejecución de las actuaciones correctivas fue relativamente elevada, con un valor medio próximo a los 75 mm/año. A partir de 1999, esa velocidad, como consecuencia de las mejoras introducidas en la infraestructura, se redujo en términos medios por debajo de 12 mm/año. En esta segunda etapa se percibe un cierto comportamiento logarítmico o incluso asintótico, que no se percibía en la primera etapa. Estas mismas reflexiones se deducen del perfil longitudinal reproducido en la **figura 8.18**.

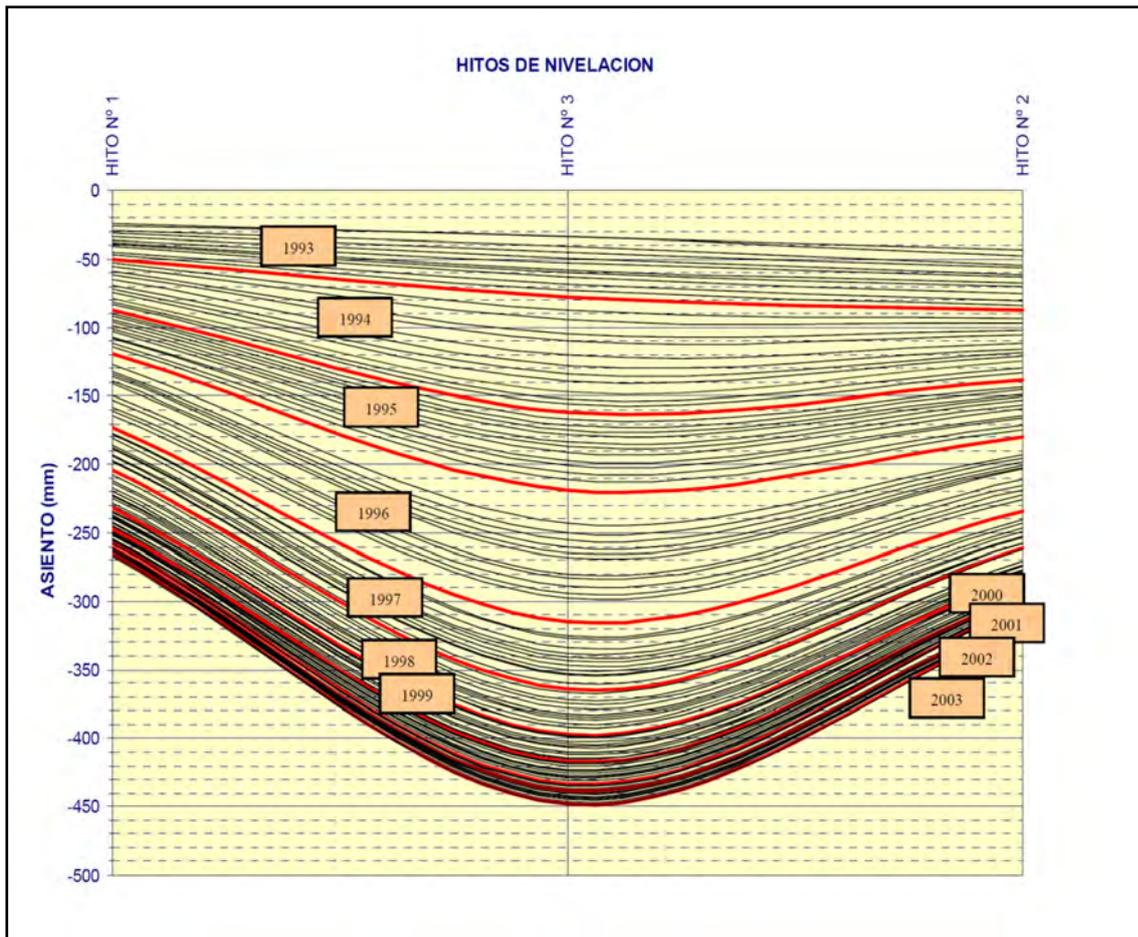
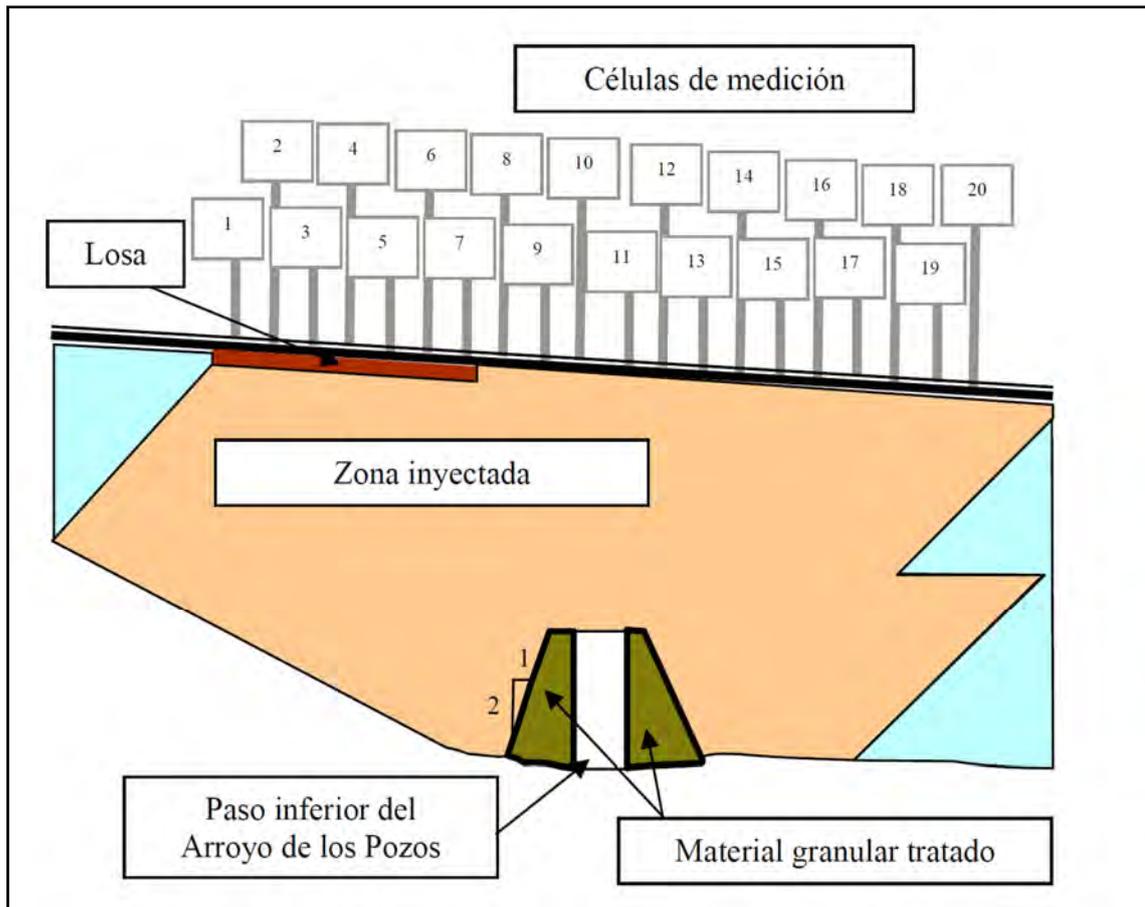


Figura 8.18.- Distribución longitudinal de los asentamientos en el terraplén de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el punto kilométrico 301,005 (referencia 14TE03). Fuente: elaboración propia a partir de documentación de RENFE.

El segundo ejemplo (figuras 8.19, 8.20 y 8.21) corresponde a la cuña de transición de una pequeña obra de fábrica situada en el punto kilométrico 260,095, que fue sometida a labores de inyección de mortero hasta mediados de 1995 y que desde marzo del mismo año dispone de una losa de hormigón en la base de la banqueta de balasto. Ambas actuaciones han favorecido una reducción drástica de la velocidad de deformación, pasando de aproximadamente 80 mm/año a un comportamiento asintótico con velocidades prácticamente nulas en el 2003. Este resultado ha redundado en una reducción considerable de los trabajos de bateo, como se expuso en la tabla 8.16.



*Figura 8.19.- Esquema en sección longitudinal del terraplén de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el punto kilométrico 260,095 (referencia 12BT03). Fuente: elaboración propia a partir de documentación de RENFE.*

Merece destacarse la heterogeneidad de los asientos representados gráficamente en la **figura 8.21**. La obra de fábrica existente comporta un aumento de la rigidez vertical de la vía, disminuyendo consecuentemente los asientos localmente en el centro del relleno. La brusca variación de los asientos del relleno a ambos lados de la obra de fábrica sin duda contribuye a que se produzcan rebases de la aceleración vertical medida en la auscultación dinámica de la línea. Se confirma, por tanto, la gran importancia que tienen las variaciones de rigidez vertical de la vía en el deterioro de su geometría.

Por otra parte, hasta el año 1995, se percibe un comportamiento asimétrico de los asientos del relleno. En contra de lo que cabría esperar, la zona en la que el relleno tiene menor espesor es la que experimentó una mayor deformación. Para subsanar esa situación, se colocó una losa de hormigón, que efectivamente redujo la velocidad de asiento. No obstante, dada la elevada rigidez de este elemento, se percibe en los registros del relleno la aparición de asientos diferenciales, que posiblemente incrementen la densidad de rebases en la auscultación dinámica de la vía. En una losa rígida plana, como la del ejemplo, las tensiones en el terreno son máximas en sus bordes, que, como se puede comprobar en la mencionada figura, son los puntos donde aumenta el asiento. Una solución estructural más flexible habría contribuido a uniformizar las deformaciones respecto a la situación actual.

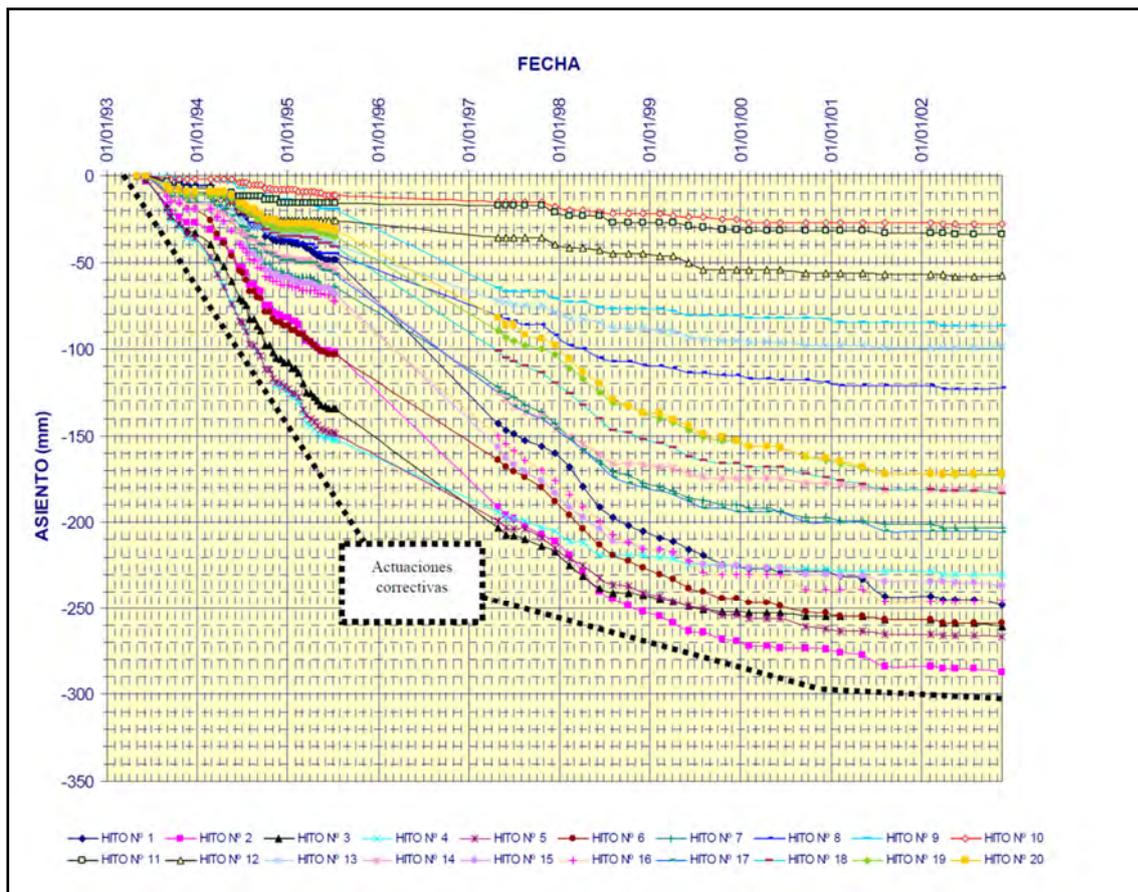
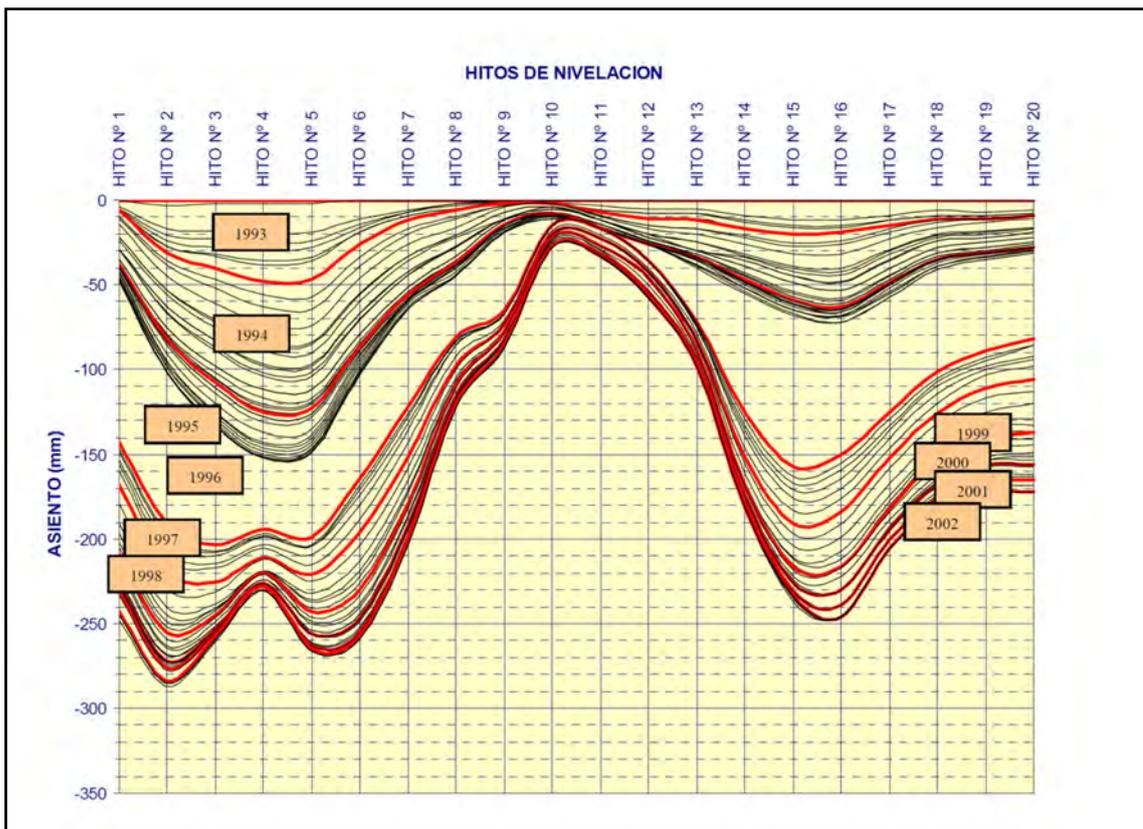


Figura 8.20.- Evolución del asiento registrado en cada una de las veinte células de medición del terraplén de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el punto kilométrico 260,095 (referencia 12BT03). Fuente: elaboración propia a partir de documentación de RENFE.

Ciertamente el control de los movimientos de los terraplenes debe constituir un elemento irrenunciable en una línea de alta velocidad, en base al cual se establezca la necesidad de ejecutar trabajos de estabilización de rellenos. La asunción de modelos matemáticos que predigan el comportamiento futuro de un determinado terraplén, es la base para disponer de criterios que determinen si el comportamiento del terraplén tiende hacia una situación estable, compatible con la funcionalidad y seguridad de la línea, o no. Estos modelos deben calibrarse adecuadamente para cada terraplén, ya que las condiciones geotécnicas de cada uno son variables y repercuten de forma distinta en su estabilidad.

La coincidencia, dentro unos ciertos márgenes, entre los valores predichos y los valores realmente medidos puede justificar un seguimiento particularizado de un determinado terraplén con una menor frecuencia de auscultación. En cualquier caso, la presencia de elementos estocásticos –no incluidos por tanto en el modelo– ha de obligar a realizar auscultaciones adicionales: es el caso por ejemplo de la presencia de lluvias, que como sucedía en el terraplén 14TE03 de la línea del AVE, inducen comportamientos no predecibles.



*Figura 8.21.- Distribución longitudinal de los asentamientos en el terraplén de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el punto kilométrico 260,095 (referencia 12BT03). Fuente: elaboración propia a partir de documentación de RENFE.*

Teniendo en cuenta las reflexiones aportadas en este apartado, se puede entender que el dimensionamiento de las bases de mantenimiento de una línea de alta velocidad, así como la definición de la longitud del tramo que deben atender, escapa de formulaciones simples que en función del volumen de tráfico y la velocidad de circulación den una respuesta única y eficaz. La realidad se ofrece sumamente compleja, interviniendo en las necesidades de mantenimiento numerosos factores, algunos fácilmente determinados y otros de carácter impredecible. Entre estos últimos factores destacan las condiciones meteorológicas y la calidad de la ejecución de las obras. Precisamente, en relación con esta última cuestión, en un informe de RENFE (Ladrón, 2000), se resumían los resultados de una campaña de auscultación dinámica en los siguientes términos: en los 82 puntos que se habían seleccionado para el ensayo, el 30% de los defectos que se registraron en la aceleración medida en caja de grasa correspondían a soldaduras aluminotérmicas, el 23 % se debían a la incorrecta instalación de cables eléctricos de tierra y el 11 % coincidían con la presencia de zanjas para cruces de cables, presumiblemente mal compactadas tras el relleno.

Sin embargo, con carácter general y aproximado, se han planteado en este trabajo algunas leyes de deterioro de la vía en función de parámetros relevantes del tráfico, del trazado y de las características de la vía en su conjunto, que pueden ser plenamente válidas para una primera estimación de las necesidades de mantenimiento, en una determinada sección de una línea de alta velocidad, dotada de vía sobre balasto. Afinar el número de bases necesarias en una línea, así como los recursos técnicos y humanos de que deben disponer, conduce a un estudio adicional, fuera del ámbito estricto de este trabajo.

Indudablemente, el dimensionamiento idóneo de las bases de mantenimiento no puede inhibirse de los criterios deducidos; deben tenerse en cuenta los siguientes enunciados:

- ✓ las necesidades de mantenimiento de vía en función de las variables ya descritas;
- ✓ el rendimiento de los trabajos aumentado con la utilización de maquinaria de mejores prestaciones;
- ✓ los tipos de trabajo de corrección requeridos (trabajos de bateo en base relativa o en base absoluta, obligando en el segundo caso a trabajos de topografía adicionales); y
- ✓ el emplazamiento posible de las bases (zona central o extrema del tramo de línea asignado, accesos viarios y ferroviarios, cercanía a intersecciones con otras líneas de alta velocidad o líneas convencionales).

Pero, muy posiblemente, el elemento clave del dimensionamiento sea la manera de llevar a cabo el mantenimiento de los terraplenes y las cuñas de transición. A lo largo de este estudio se ha puesto de relieve el papel preponderante que tienen estos elementos respecto a la generación de defectos en la vía. La subsanación de estos defectos mediante trabajos en la superestructura, en algunos casos ha resultado contraproducente y siempre ha dejado sin resolver el elemento causante de la inestabilidad. Es, por ello, que se estima oportuno destacar la necesidad de auscultación de la infraestructura (especialmente de las obras de tierra), propugnando actuaciones específicas en ella y no compensaciones mediante trabajos correctivos en la superestructura de la vía.

## **9. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN**

La explotación comercial de líneas de ferrocarril de alta velocidad ha sido posible en la medida en que, entre otros factores, la circulación de los trenes a más de 200 km/h ha sido compatible con un mantenimiento ordinario, llevadero en términos económicos y técnicos. Sin duda, para conseguir este hito, una de las aportaciones más relevantes ha consistido en el estudio detallado de las cargas dinámicas que ejercen los vehículos sobre la vía a alta velocidad. Prud'Homme, desde los años 70, ha destacado el papel determinante que asumen en este parámetro la velocidad de circulación, las masas no suspendidas de los vehículos, la rigidez de la vía y la calidad geométrica del camino de rodadura.

Este planteamiento, por una parte, ha conducido a que el diseño de las ramas de alta velocidad se haya esmerado en reducir la masa total de los vehículos y, especialmente, su masa no suspendida. Por otra parte, se han establecido unos márgenes de calidad geométrica de la vía más estrictos que los observados en las líneas ferroviarias convencionales. Ambos aspectos han redundado en compensar el efecto pernicioso de la velocidad en relación con la aparición de defectos de nivelación y alineación en la vía.

La búsqueda de una menor deformación elástica de la vía al paso del tren ha conducido a que algunas administraciones ferroviarias hayan optado por una superestructura sumamente rígida en comparación con la vía de las líneas convencionales. En este caso, se ha detectado un deterioro acelerado de las partículas de balasto, como consecuencia del aumento de las tensiones verticales en las capas de asiento. Destacan como paradigma las primeras líneas de alta velocidad alemanas.

No obstante, en general, el adecuado diseño de los vehículos y de la vía ha comportado que la calidad geométrica del camino de rodadura en las líneas de alta velocidad se mantenga estable dentro de unos márgenes razonables, incluso en circunstancias de aumento de tráfico, con un ligero o casi nulo aumento de los trabajos de mantenimiento. La evolución registrada en las líneas francesas o en la línea del AVE Madrid – Sevilla evidencia este enunciado.

De acuerdo con resultados ampliamente divulgados por la UIC, la evolución del deterioro de la vía en una primera etapa se debe fundamentalmente al asiento de la infraestructura. En este punto, inciden sobremanera la consolidación de terraplenes, el asiento de las cimentaciones de las obras de fábrica, etc.; implicando velocidades de deformación relativamente elevadas, con un carácter básicamente impredecible. Superada esta primera etapa sucede que la evolución del deterioro de la vía, en términos generales, se estabiliza, reduciéndose la velocidad con que aparecen los defectos de la vía. En esta situación es la superestructura la que genera la mayor parte de los defectos. Bajo este planteamiento, se entiende por tanto que el efecto negativo del aumento del tráfico en los referidos ejemplos se haya compensado con el efecto positivo de la mayor estabilidad de la infraestructura.

Existe una tercera etapa en la que la superestructura inicia un envejecimiento acelerado, ocasionando un ritmo de aparición de defectos de geometría incompatible con los trabajos normales de mantenimiento de vía. Este proceso está directamente relacionado con el agotamiento de la vida útil de los componentes de la superestructura de la vía, y conduce inexorablemente a su renovación total o parcial.

Atendiendo esta descripción, cabe tener en cuenta por separado los defectos de la vía debidos a la infraestructura y los debidos a la superestructura, ya que presentan una evolución distinta en el tiempo, con una regularidad dispar, y obviamente sus causas son de distinta naturaleza. En términos generales, se puede enunciar que los defectos de la infraestructura tienden a reducirse y están asociados a irregularidades de longitud de onda larga, afectando la comodidad de los viajeros –la presencia de este tipo de defectos produce especialmente aceleraciones en la caja del vehículo–. Por contra, los

defectos de la superestructura tienden a mantenerse estables durante los primeros años de explotación, experimentando progresivamente un aumento hasta hacer necesaria la renovación del material de la banqueta de la vía. Estos defectos tienen mayor incidencia en temas de seguridad, porque generan fenómenos de resonancia en carriles y ruedas.

La conservación de la vía de una línea de alta velocidad se realiza conforme a métodos de mantenimiento según estado, que consisten en organizar las intervenciones en función de los resultados de auscultación de la vía. Esta auscultación está encaminada a conocer la calidad del camino de rodadura de la forma más precisa y continua en el tiempo, y es fundamentalmente de dos tipos: auscultación geométrica y auscultación dinámica.

En este trabajo, se han analizado en profundidad los registros de auscultación dinámica efectuados en la línea del AVE Madrid – Sevilla, desde el inicio de su explotación en 1992 hasta el año 2003. Del tratamiento de esta información se deducen las conclusiones que a continuación se exponen:

- (A) Se percibe una cierta estacionalidad concretada en que: por una parte, la infraestructura presenta más problemas en época de importantes precipitaciones, como es el otoño; y, por otra parte, los defectos asociados a la superestructura se producen en mayor número a lo largo de la temporada estival y en los meses de diciembre y enero. Esto último se justifica en las prescripciones técnicas que desaconsejan batear la vía en época calurosa (por riesgo de que puedan pandear los carriles) y en cuestiones organizativas de personal.
- (B) En lo que se refiere a la distribución espacial de los defectos registrados por la auscultación dinámica, se aprecia un aumento de deterioro de la vía en las zonas de elevada rigidez vertical (obras de fábrica), ya que las cargas dinámicas se ven aumentadas. No obstante, son más problemáticas las zonas donde la rigidez presenta variaciones bruscas (pequeñas obras de fábrica, cuñas de transición a puentes o viaductos) aunque su valor sea inferior. Sucede que en estos puntos se producen fácilmente asientos diferenciales, en contra de lo que sucede en el caso anterior, en el que la infraestructura es uniforme y prácticamente indeformable. Estos resultados coinciden plenamente con los razonamientos teóricos expuestos por López Pita y Teixeira entre otros autores.
- (C) El estudio que se ha llevado a cabo ha tratado de establecer relaciones entre los cuatro parámetros evaluados en la auscultación dinámica (aceleración vertical medida en caja de grasa, aceleración lateral medida en el chasis del bogie, y aceleración vertical y lateral medida en la caja del vehículo) y características del tráfico, del trazado y de la infraestructura. Como resultado, se han deducido los siguientes enunciados:
  - Los defectos detectados en la aceleración vertical en caja de grasa dependen:
    - de la velocidad elevada a 1,27;
    - del logaritmo del tráfico; y
    - de la carga dinámica elevada a 2,89.
  - Respecto a los defectos asociados a la medición de las aceleraciones en el bogie, existe dependencia respecto a la insuficiencia de peralte elevada a 1,68.
  - Los registros de la aceleración vertical medida en la caja del vehículo recogen defectos de mayor longitud de onda, lo que justifica que dependan principalmente: del trazado y la infraestructura (aceleración generada en acuerdos verticales elevada a 0,75 y esbeltez de terraplenes elevada a 0,20).

- Finalmente, los defectos registrados en la aceleración lateral medida en la caja del vehículo dependen de la insuficiencia de peralte elevada a 0,60.
- (D) Cabe aclarar que los anteriores exponentes deben asumirse con un carácter sumamente aproximativo, permitiendo ponderar la importancia relativa entre las variables del tráfico, el trazado y la infraestructura, sin establecer leyes de predicción de afinada precisión y fiabilidad. Efectivamente, la elevada dispersión de los resultados no permite establecer formulaciones que garanticen con elevada probabilidad la bondad de las predicciones; no obstante, utilizando criterios estadísticos, las relaciones entre las variables antedichas han quedado demostradas.
- (E) Para aumentar la fiabilidad de las predicciones de mantenimiento en escenarios hipotéticos, se han definido, mediante métodos estadísticos, intervalos de confianza que acotan superiormente el incremento del deterioro de la vía. A partir de ellos, se deduce que la aparición de defectos de nivelación longitudinal en la superestructura de la línea (defectos que obligan a realizar trabajos de bateo) está relacionada fundamentalmente con la velocidad, la carga dinámica y el tráfico. Debe tenerse en cuenta, no obstante, que las leyes deducidas en este análisis no pueden aplicarse directamente a líneas de alta velocidad dotadas de una superestructura diferente. En este punto, ha de destacarse que la mayor flexibilidad de las vías de las líneas más recientes puede compensar de forma significativa el efecto pernicioso debido al incremento de la velocidad de las circulaciones.
- (F) Los registros de auscultación geométrica también han sido objeto de estudio. Su análisis ha puesto de relieve la dependencia existente entre el índice de calidad geométrica de la vía, y la combinación de la longitud de onda de los defectos y la velocidad de circulación. En los tramos en los que se circula a alta velocidad, los índices de calidad mejoran para los parámetros filtrados según longitudes de onda larga. Por contra, a velocidades reducidas, los índices de calidad empeoran según se filtran los parámetros mediante longitudes de onda mayores. En principio, al estar definido el índice de calidad mediante valores normalizados no debiera haber ninguna dependencia respecto a la velocidad, siendo totalmente factible la comparación entre tramos con velocidades de consigna completamente diferentes. La ligera tendencia apuntada en los registros de la línea del AVE puede plantear una revisión de los valores establecidos como umbrales de intervención en la auscultación geométrica.
- (G) Finalmente, este estudio se ha centrado en los trabajos de mantenimiento de vía (bateo, estabilizado y perfilado) efectuados en la línea del AVE Madrid – Sevilla. Su análisis destaca la existencia de problemas en algunos terraplenes, cuñas de transición y pequeñas obras de fábrica. Sin embargo, se aprecian ciertas divergencias respecto a las tendencias y las relaciones deducidas de la auscultación dinámica. Estas divergencias se justifican razonablemente en cuestiones organizativas de los trabajos y en la ejecución de otros trabajos de mantenimiento en la infraestructura, como son obras de saneamiento de terraplenes, mejora de drenaje o inyección de mortero. Precisamente, a partir de la experiencia de la línea del AVE, en términos medios, los trabajos de intervención puntual en zonas de infraestructura inestable pueden suponer una reducción del 45 al 81% de los trabajos de bateo. Por contra, la solución a problemas de la infraestructura mediante arreglos en la superestructura puede resultar ineficaz, en tanto no se detiene el proceso de deterioro y se generan problemas adicionales, como por ejemplo la pérdida de gálibo.
- (H) Sin duda, la elaboración de leyes de predicción debe basarse en los registros dinámicos, por su elevada frecuencia y por la representatividad del estado de la vía. La información conseguida de la auscultación geométrica debe utilizarse meramente con carácter complementario, ya que se realiza con una frecuencia

menor y no mide todas las perturbaciones que se producen en la marcha normal de los vehículos comerciales. En lo que se refiere a los trabajos de mantenimiento de la superestructura, la incidencia de la estructura organizativa y del rendimiento de la maquinaria disponible, así como la existencia de trabajos de intervención en la infraestructura, comporta que difícilmente se puedan obtener leyes fiables, que se puedan extrapolar a otras líneas de alta velocidad.

- (I) Por consiguiente, se ha estimado acertado considerar que las relaciones deducidas de la auscultación dinámica sean la base para predicciones de necesidades de mantenimiento de vía en escenarios hipotéticos. De esta manera, se entiende que:
- Los defectos de nivelación de la infraestructura –defectos de gran longitud de onda y, por tanto, detectados en la aceleración vertical medida en la caja del vehículo– dependan de la esbeltez de los terraplenes y de los acuerdos verticales.
  - Los defectos de nivelación de la superestructura –defectos de pequeña longitud de onda y, por tanto, detectados en la aceleración vertical medida en caja de grasa– dependan del tráfico, la carga dinámica y la velocidad.
  - Los defectos de alineación dependan sobre todo de la insuficiencia de peralte.

Ciertamente, estas dependencias se ven alteradas en gran medida por la presencia de obras de fábrica, que generan defectos en la vía sin que se pueda establecer una relación clara entre el tipo de obra de fábrica y la magnitud de dichos defectos.

En este trabajo se muestra un ejemplo de aplicación de los criterios anteriores para la estimación de las necesidades de mantenimiento de vía en una imaginaria línea de alta velocidad. En ese ejercicio se pone de manifiesto la gran importancia que adquieren el tráfico, la velocidad y la carga dinámica.

En comparación con lo apuntado en la literatura técnica por expertos en el tema, los resultados obtenidos presentan similitudes en cuanto al papel de la velocidad y la carga dinámica, mientras que difieren ampliamente en relación con el tráfico. Según la información del estado del arte tratada en este trabajo, la influencia de la velocidad se encuentra definida mediante un exponente que varía desde valores inferiores a 1 hasta 3, siendo 1 el valor de referencia para la alta velocidad, lo que coincide aproximadamente con lo deducido en este trabajo. En cuanto a la carga dinámica, exponentes comprendidos entre 1 y 2 son los recomendados para líneas con una vía de baja rigidez vertical, y entre 2 y 4 para líneas con una vía de elevada rigidez. Teniendo en cuenta que la placa de asiento de la línea del AVE Madrid – Sevilla es de 500 kN/mm (valor relativamente muy elevado) se considera que el resultado obtenido es coincidente con la literatura técnica. Sin embargo, en relación con el tráfico, las diferencias son muy apreciables; mientras en este trabajo se ha obtenido un exponente superior a 3, los distintos estudios teóricos le atribuyen un exponente claramente inferior (de 0,2 a 0,8), ratificado incluso por la experiencia de la línea de alta velocidad entre París y Lyon, de la que se deduce un exponente de 0,5.

La discrepancia de este último resultado se debe a que las leyes aportadas en el estado del arte se basan en el tráfico acumulado en una misma sección de una línea, obteniendo por tanto una ley de envejecimiento a lo largo del tiempo; en cambio, lo que se ha realizado en este trabajo ha sido una comparación entre el tráfico acumulado y los defectos de vía en distintas secciones de la línea, generándose una elevada dispersión al intervenir múltiples factores. De esta manera, se estima acertado que la evolución del deterioro de la vía en función del tráfico se siga estimando de acuerdo con una ley logarítmica (como apuntan algunos autores) o mediante una ley potencial con exponente inferior a la unidad.

Deducidas las necesidades de mantenimiento de vía, cabe pensar en estudiar el dimensionamiento de los recursos técnicos y humanos requeridos, buscando su optimización. Factores que deben tenerse en cuenta en ese estudio –planteado como posible línea de investigación y aplicación de este trabajo– son indudablemente el rendimiento de la maquinaria pesada de vía, los tipos de trabajo de corrección llevados a cabo y el emplazamiento de las instalaciones de mantenimiento a lo largo de la línea. Cabe añadir, como otra línea de investigación futura a este trabajo, la determinación del umbral de velocidad o incluso de tráfico a partir del cual resulta inviable la vía sobre balasto, siendo necesario optar por vía en placa.

*De todo lo expuesto en este documento, se deduce que el diseño de las instalaciones de mantenimiento de una línea de alta velocidad con vía sobre balasto, así como la determinación de los recursos técnicos y humanos de que deben disponer para su conservación, depende del tráfico de circulación; pero no se pueden desconsiderar otros factores que son: la velocidad de los trenes, las cargas dinámicas que ejercen, el trazado, y la presencia de terraplenes y obras de fábrica. Asimismo, se estima necesario que, en la medida de lo posible, aquellos defectos de una relevante magnitud atribuibles a la infraestructura sean reparados mediante actuaciones en la infraestructura, dejando los trabajos de aportación de balasto y bateo para el mantenimiento normal de la superestructura de la vía.*



## **BIBLIOGRAFÍA**

- Alias, J. (1981, septiembre). "La maintenance de la Ligne Nouvelle". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 503-512.
- Alias, J. (1982, enero/febrero). "Conditions d'exécution des travaux de l'équipement". *Rail International* (París): 28-34.
- Alias, J. (1984). *La voie ferrée*. 10ª ed. París: EYROLLES.
- Alias, J. (1987). *Le Rail*. París: EYROLLES.
- Alias, J.; Valdés A. (1990). *La vía del ferrocarril*. Madrid: Bellisco.
- Arques, J. (2000). *Influencia de la tracción distribuida en las ramas de alta velocidad sobre los costes de mantenimiento de la vía*. Tesina de graduación. Director: A. López Pita. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universitat Politècnica de Catalunya).
- Bachiller, A.; López Pita, A.; Ubalde, L. (2004, junio). "Analogías y diferencias de la alta velocidad y la muy alta velocidad: repercusiones prácticas en el deterioro de la vía". *VI Congreso de Ingeniería del Transporte*. Zaragoza.
- Barcones, J.; Pradera, E. (1992, julio/agosto). "La problemática del mantenimiento en los rellenos de la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla". *Informes de la Construcción*. Vol. 44, nº 420.
- Berrin, G. (1992, junio). "High speed track can be cheap to maintain". *Railway Gazette International* (Sutton): 411-413.
- Berrin, G. (1996, enero). "L'entretien des lignes à grande vitesse à la SNCF". *Rail International* (París): 17-22.
- British Railways (2002). Página web, URL <<http://www.rail.co.uk>>.
- Carémantrant, M. (1997, mayo). "En tournée avec « Mélusine »". *Rail International* (París): 54-55.
- Ceballos, R. (1941). "La conservación de la vía y sus problemas actuales". En: Asociación de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. *Ferrocarriles I: Curso de Conferencias*. Madrid: 323-352.
- Cervi, G. (1991, agosto). "Lignes à grande vitesse". *Le Rail* (París), **28**: 18-23.
- Chambron, E. (1992, junio/julio). "Quelles infrastructures pour la grande vitesse?". *Rail International* (París): 136-137.
- Cholet, C.; Combe, G.; Saussine, G.; Sab, K.; Bohatier, C.; Gautier, P. E. (2002, julio). "Study of the mechanical behaviour of the ballasted track using discrete element methods". *Railway Engineering 2002 Congress*. Londres.
- Cobrerros, J. A.; Mendana, F.; Moreno, M. (2002, octubre). "Proyecto y construcción del túnel de Guadarrama. Design and construction of the Guadarrama Tunnel". *Revista de Obras Públicas* (Madrid), **3426**.
- COMSA. (1995). *Procedimiento técnico. Mantenimiento de la línea de alta velocidad Madrid – Sevilla. Tramo II*. [COMSA].
- De Cicco, P.; Mayer, J. (2001, 25-29 de noviembre). "High speed freight on the European high speed railway network". *World Congress on Railway Research*. Colonia.
- Demaret, R. (2002, junio). "Maintenance des Lignes à Grande Vitesse en Belgique". *Rail International* (París): 20-23.

Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario. (1991a). *Ferrocarril de alta velocidad Madrid Sevilla. Tramo Getafe – Córdoba: Geometría del trazado*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario. (1991b). *Ferrocarril de alta velocidad Madrid Sevilla. Tramo Getafe – Córdoba: Viaductos*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

Dirección General de Infraestructuras del Transporte Ferroviario. (1991c). *Ferrocarril de alta velocidad Madrid Sevilla. Tramo Getafe – Córdoba: Control de Calidad*. Madrid: Ministerio de Obras Públicas y Transportes.

Eisenmann, J. (1991). “Repercusión del perfil de carril y del tipo de traviesa en la constancia del asiento de la vía”. En: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos (ed.). *Symposium internacional de traviesas ferroviarias prefabricadas de hormigón*. Madrid: 113-128.

Eisenmann, J.; Rump, R. (1997, marzo). “Ein Schotterobertan für hohe Geschwindigkeiten”. *ETR*: 99-107. [Traducción al castellano de la versión original en alemán por la Fundación de los Ferrocarriles Españoles].

ERRI (European Rail Research Institute) (1993, enero). *Système d’aide à la décision pour la maintenance et le renouvellement des voies*. ERRI D187/RP1.

España (2001a). Resolución de la Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles (RENFE), para participar en el procedimiento negociado relativo al mantenimiento de las instalaciones de catenaria por un periodo de cuatro años (2002-2005), de la línea de Alta Velocidad Madrid – Sevilla. *Boletín Oficial del Estado*, 10 de julio de 2001, núm. 164, p. 7782.

España (2001b). Resolución de la Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles (RENFE), para participar en el procedimiento negociado relativo al mantenimiento de los aparatos de vía y desvío, por un periodo de cuatro años (2002-2005), de la línea de Alta Velocidad Madrid – Sevilla. *Boletín Oficial del Estado*, 10 de julio de 2001, núm. 164, p. 7784.

España (2001c). Resolución de la Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles (RENFE), para participar en el procedimiento negociado relativo al mantenimiento de la infraestructura y vía del tramo III (base de Hornachuelos), por un periodo de cuatro años (2002-2005), de la línea de Alta Velocidad Madrid – Sevilla. *Boletín Oficial del Estado*, 10 de julio de 2001, núm. 164, p. 7783.

España (2001d). Resolución de la Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles (RENFE), para participar en el procedimiento negociado relativo al mantenimiento de la infraestructura y vía del tramo II (base de Calatrava), por un periodo de cuatro años (2002-2005), de la línea de Alta Velocidad Madrid – Sevilla. *Boletín Oficial del Estado*, 10 de julio de 2001, núm. 164, p. 7783.

España (2001e). Resolución de la Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles (RENFE), para participar en el procedimiento negociado relativo al mantenimiento de la infraestructura y vía del tramo I (base de Mora), por un periodo de cuatro años (2002-2005), de la línea de Alta Velocidad Madrid – Sevilla. *Boletín Oficial del Estado*, 10 de julio de 2001, núm. 164, p. 7784.

España (2001f). Resolución de la Red Nacional de los Ferrocarriles Españoles (RENFE), para participar en el procedimiento negociado relativo al mantenimiento de las instalaciones de subestaciones, por un periodo de cuatro años (2002-2005), de la línea de Alta Velocidad Madrid – Sevilla. *Boletín Oficial del Estado*, 10 de julio de 2001, núm. 164, p. 7784.

Estradé, J. M. (1989). *Contribución al conocimiento del mecanismo de deterioro de la geometría de la vía por el análisis del comportamiento en rotura de los materiales que forman la capa de balasto*. Tesis doctoral. Director: A. López Pita. Escuela Técnica

- Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universitat Politècnica de Catalunya).
- Estradé, J. M.; López Pita, A. (1993). "Antes y después de la aplicación de los métodos numéricos en la investigación del balasto". *Revista de Obras Públicas* (Madrid), febrero: 67-74.
- Esveld, C. (1990, junio). "Maintenance et renouvellement de voie assistés par ordinateur". *Rail International* (París): 24-30.
- Esveld, C. (1991, abril). "Evaluation dynamique de la qualité géométrique de la voie". *Rail International* (París): 2-8.
- Esveld, C. (1997, febrero). "Contrôle de maintenance de l'infrastructure: le point sur les dernières innovations". *Rail International* (París): 23-27.
- Esveld, C. (2001). *Modern railway track*. 2ª edición. TU Delft – Delft University of Technology.
- Esveld, C. (2003, mayo). "Recent developments in slab track". *European Railway Review*: 81-85.
- Eurostat (2002). *Highlights of the panorama of transport 1970-1999: All modes of transport except pipelines increased faster than the gross domestic product*. Statistics in focus – Theme 7.
- Fendrich, L. (1995, enero). "DB explores the limits of ballastless track". *Railway Gazette International* (Sutton): 151-154.
- FMECA (2001). Página web, URL <<http://fmeca.com>>.
- Fundación de los Ferrocarriles Españoles (2001). Página web, URL <<http://www.ffe.es>>.
- Gallagher, G.; Leiper, Q.; Clark, M.; Forde, M. (2000, febrero). "Ballast evaluation using ground-penetrating radar". *Railway Gazette International* (Sutton): 101-102.
- García Díaz de Villegas, J. M. (2000). *Ferrocarriles*. Apuntes de clase. [Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander (Universidad de Cantabria)].
- García Díaz de Villegas, J. M.; Rodríguez Bugarín, M. (1995). *Desvíos ferroviarios*. Santander: Ingeniería Cántabra.
- García-Lomas, J. M. (1956). *Tratado de explotación de ferrocarriles: el material móvil*. Tomo segundo. Segunda edición. Madrid: Publicaciones de la Escuela Especial de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- GIF (Gestor de Infraestructuras Ferroviarias); Ministerio de Fomento (2002, octubre). *Creciendo en alta velocidad*. Folleto.
- González, R. (1994, diciembre). "El nuevo coche auscultador trabaja en los dos anchos". *Líneas* (Madrid), **159**: 48-49.
- Goossens, H. (2003, 10 de octubre). *Stratégie de la maintenance des lignes grande vitesse en Belgique*. Barcelona. Presentación de la conferencia en el CENIT. [CENIT (Centro de Innovación del Transporte)].
- Guérin, N. (1996). *Approche expérimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées*. Tesis doctoral. École Nationale des Ponts et Chaussées, París.
- Guérin, N.; Sab, K.; Moucheront, P. (1999). "Identification expérimentale d'une loi de tassement". *Canadian Geotechnical Journal*. Vol. 36: 523-532.
- Guidat, A. (1995, octubre). "Le meulage préventif des rails". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 5-9.

Guidat, A.; Alias, J. (1994, marzo). "Les progrès de la mécanisation de l'entretien courant de la voie depuis dix ans". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 23-53.

Hacar, M. A.; Losada, M. (1971). *Curso de ferrocarriles*. Madrid: EDIX.

Henn, W. (1978). *La repercusión de la forma de la superestructura y de la carga por eje en la alteración del nivel de la vía*. Report nº 30, Technical University of Munich. [Traducción al castellano de la versión original en alemán por la Fundación de los Ferrocarriles Españoles].

Hérissé, P.; Barberon, M.; Lamming, C.; Micha, O.; Lamour, A. (1990, junio). "L'Album des Records". *La vie du Rail* (París).

Holtzendorff, K.; Gerstberger, U. (2001, 25-29 de noviembre). "Predicting settlements of ballasted tracks due to voided sleepers". *World Congress on Railway Research*. Colonia (Alemania).

Hunt, G. (2000, diciembre). "Eurobalt optimises ballasted track". *Railway Gazette International* (Sutton): 813-816.

Igarashi, K.; Ichikawa, K.; Kato, S. (2002, junio). "Le nouveau train d'inspection multiple Type 923 pour Shinkansen". *Rail International* (París): 20-23.

INEM (1992, diciembre). *Estudio sectorial de mantenimiento y reparación*. Sestao (Vizcaya). Volumen 1.

Insa, R. (1991). *Aportación a los Criterios de Intervención en el Mantenimiento de Vías Ferroviarias en Base a la Automatización de los Controles de Calidad*. Tesis doctoral. Director: J. Colomer. Universidad Politécnica de Valencia, Departamento de Ingeniería e Infraestructura de Transportes.

Ishida, M.; Namura, A.; Suzuki, T. (2002, julio). "Track dynamic analysis for track settlement & irregularity growth". *Railway Engineering 2002 Congress*. Londres.

Ishikawa, T.; Sekine, E. (2002, julio). "Effects of moving wheel load on cyclic deformation of railroad ballast". *Railway Engineering 2002 Congress*. Londres.

Ishizu, S. (1999, abril). "Series 700 derivative will replace Doctor Yellow". *Railway Gazette International* (Sutton): 219-220.

Izquierdo, R. (2002). "La reforma del sistema ferroviario español: bases para el establecimiento de un nuevo modelo ferroviario". En: Ibeas Portilla, A.; Díaz y Pérez de la Lastra, J. M. (ed.). *Ingeniería de los transportes o la vocación de un desafío permanente: el futuro sostenible*. V Congreso de Ingeniería del Transporte (Santander, 11-13 de junio del 2002). Libro de Actas. Volumen 3, p. 1803-1812.

Janin, G. (1982, junio). "La maintenance de la géométrie de la voie. La prise de décision des opérations de nivellement – dressage. Le « Mauzin » synthétique". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 331-346.

Josse, F.; Billet, C. (1999, 18-23 de octubre). "« Timon »". *World Congress on Railway Research*. Tokio.

Jovanovic, S. (2001, 4-5 de abril). "Three years of experience with ECOTRACK". *Rail-Tech Europe 2001*. Holanda.

Kleinhout, E. (2001, 12-13 de julio). "Cost as a key-factor in maintenance decisions". *TRACK MR 2001*. Conference: Cost and risk optimisation of track maintenance and renewal. Londres.

Ladrón, A. (2000). *Previsiones en superestructura. Parque de Calatrava. 31/1/2000*. Mantenimiento de Infraestructura RENFE. Gerencia de Infraestructura y Vía. Madrid.

Ladrón, A. (2001a). *Estudio de calidad de vía en el ámbito de la base de Mora (pk: 0 al 170)*. Mantenimiento de Infraestructura RENFE. Dirección Infraestructura AVE. Madrid.

- Ladrón, A. (2001b). *Estudio de calidad de vía en el ámbito de la base de Calatrava (pk: 170 al 317)*. Mantenimiento de Infraestructura RENFE. Dirección Infraestructura AVE. Madrid.
- Ladrón, A. (2001c). *Estudio de calidad de vía en el ámbito de la base de Hornachuelos (pk: 317 al 471)*. Mantenimiento de Infraestructura RENFE. Dirección Infraestructura AVE. Madrid.
- Le Bihan, A. (1996, noviembre/diciembre). "La voie: l'expérience acquise sur la LGV Sud-Est, les premiers renouvellements de composants". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 81-87.
- Le Bihan, A. (2001, 12-13 de julio). "French system of monitoring TGV track". *TRACK MR 2001*. Conference: Cost and risk optimisation of track maintenance and renewal. Londres.
- Lichtberger, B. (1992, junio/julio). "La maintenance mécanisée des réseaux à grande vitesse". *Rail International*. Session B, Atelier 4: 149-153.
- Lichtberger, B. (2001). "Track maintenance strategies for ballasted track – A selection". *Rail Engineering International*. Edition 2001. Number 2.
- Líneas del Tren (2003). Página web, URL <<http://www.lineasdeltren.com>>.
- López Pita, A. (1978, febrero). "Influencia de las características de la vía: diseño y modificación de la geometría de una vía férrea". *Revista A.I.T.*, **20**: 11-25.
- López Pita, A. (1981, febrero). "Contributo alla conoscenza del fenomeno di degradazione del binario". *Ingegneria Ferroviaria*, **2**. 1-16.
- López Pita, A. (1983a, octubre). "La heterogeneidad resistente de una vía y su incidencia en la evolución de la nivelación longitudinal: una aproximación al problema". *Revista de Obras Públicas*: 719-735.
- López Pita, A. (1983b). *Curso de Ferrocarriles. Tomo I. Calidad, conservación y renovación de vía*. [Universitat Politècnica de Catalunya].
- López Pita, A. (1984a, enero/febrero). "Parámetros fundamentales en el asiento de la vía: su influencia relativa". *Revista A.I.T.*, **56**: 40-57.
- López Pita, A. (1984b, octubre). "Possibilities in the reduction of maintenance costs of the geometric quality of track, by means of adopting new criteria in its design". *XVI Pan American Railway Congress*. Libro de Actas del Congreso. Washington: 116-133.
- López Pita, A. (1998a). *Pendulación, basculación y construcción de infraestructuras ferroviarias: opciones alternativas y complementarias*. Madrid: Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.
- López Pita, A. (1998b). *HISPEEDMIX: High speed freight on the European high speed railway network*. Workpackage 5. Report N. 2. HISPEEDMIX PROJECT, Proyecto cofinanciado por la Comisión Europea ("Transport RTD Programme" del IV Programa Marco). [Universitat Politècnica de Catalunya].
- López Pita, A. (2000, noviembre). "Compatibilidad entre trenes de viajeros en alta velocidad y trenes tradicionales de mercancías". *Revista de Obras Públicas* (Madrid), 3403: 57-70.
- López Pita, A. (2001a). *Ferrocarril y avión en el sistema de transportes europeo*. Barcelona: Edicions UPC.
- López Pita, A. (2001b, noviembre). "La rigidez vertical de la vía y el deterioro de las líneas de alta velocidad. The vertical stiffness of the track and the deterioration of high speed lines". *Revista de Obras Públicas* (Madrid), **3415**: 7-26.

- López Pita, A. (2002a, abril). *1er Curso de Actualización en Gestión de Infraestructuras y Servicios de Ferrocarril*. Volumen I. [CENIT (Centro de Innovación del Transporte)].
- López Pita, A. (2002b, 10 a 13 de diciembre). “Contribución a la modelización de la mecánica vía-vehículo en líneas de alta velocidad”. *XV Congreso Nacional de Ingeniería Mecánica*. Cádiz.
- López Pita, A. (2002c). *1er Curso de Actualización en Infraestructura y Superestructura Ferroviaria*. Barcelona. Volumen I. [CENIT (Centro de Innovación del Transporte)].
- López Pita, A. (2002d, junio). *1er Curso de Actualización en Infraestructura y Superestructura Ferroviaria*. Volumen IV. [CENIT (Centro de Innovación del Transporte)].
- López Pita, A. (2002e). “The importance of the vertical stiffness of the track on high-speed lines”. *Transportation Research Board*. Washington.
- López Pita, A. (2003). *Infraestructuras Ferroviarias*. Apuntes de clase. [Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universitat Politècnica de Catalunya)].
- López Pita, A. (2004, abril). “Ferrocarril, ingeniería y sociedad”. En: Real Academia de Ingeniería (ed.). *Discurso del académico electo Excmo. Sr. D. Andrés López Pita leído en el acto de su recepción pública del día 29 de abril de 2004 y contestación del académico Excmo. Sr. D. Jaime Domínguez Abascal*. Madrid: 7-46.
- López Pita, A.; Estradé, J. M. (1990, abril). “Planteamiento de una nueva metodología para el estudio del mecanismo de deterioro de la capa de balasto bajo la acción de las cargas del tráfico ferroviario”. *Revista de Obras Públicas* (Madrid): 23-36.
- López Pita, A.; Megía, M.; Oliveros, F. (1977). *Tratado de ferrocarriles (I): vía*. Madrid: Rueda.
- López Pita, A.; Oteo, C. (1977, abril). “Análisis de la deformabilidad vertical de una vía férrea mediante el método de elementos finitos”. *Revista A.I.T.*, **15**: 33-40.
- López Pita, A.; Robusté, F. (2002). “Effect of very high speed traffic on the deterioration of track geometry quality”. *Transportation Research Board*. Washington.
- López Pita, A.; Teixeira, P. F. (2001, abril-mayo). “Resistant track homogeneity: a way to reduce maintenance costs”. *Railway Engineering 2001 Congress*. Londres.
- López Pita, A.; Teixeira, P. F. (2002, julio). “The influence of ballast density on track deformation”. *Railway Engineering 2002 Congress*. Londres.
- López Pita, A.; Teixeira, P. F. (2003a, abril-mayo). “Very high speed running and track design”. *Railway Engineering 2003 Congress*. Londres.
- López Pita, A.; Teixeira, P. F. (2003b, agosto). “New criteria in embankment-bridge transitions on high-speed lines”. *IABSE 2003 Symposium. – Structures for high-speed railway transportation*. Amberes (Bélgica).
- López Pita, A.; Ubalde, L. (2001, 19 a 21 de septiembre). 20 años de alta velocidad en Europa: evolución de los proyectos y nuevos criterios de diseño. *XVII Congreso Nacional de Ingeniería de Proyectos*. Murcia.
- López Pita, A.; Ubalde, L. (2002). *La introducción del transporte intermodal en las líneas españolas de alta velocidad*. [Cátedra de Ferrocarriles; Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universitat Politècnica de Catalunya)].
- López Pita, A.; Ubalde, L. (2004, julio). “Evolution of track deterioration in high-speed railways, depending on the main parameters of traffic and characteristics of infrastructure”. *Railway Engineering 2004 Congress*. Londres.

- López Pita, J. J. (1976, abril). Tesis. *T/D1/E Criterios para la planificación óptima de la conservación y renovación de una vía férrea a partir de la evolución de su geometría*. Documento nº 1. Madrid: Asociación de Investigación del Transporte (A.I.T.).
- Lorin, P. (1981). *Le Train à Grande Vitesse*. Ed. Fernand Nathan.
- Losada, M. (1987). *Curso de ferrocarriles: estructura de la vía*. Cuaderno II. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid (Universidad Politécnica de Madrid).
- Mantenimiento de Infraestructura RENFE. Dirección de Infraestructura AVE. (1992). *Pliego de condiciones técnicas para el mantenimiento de infraestructura y vía de la línea de alta velocidad Madrid - Sevilla. Anejo nº1*. [RENFE].
- Martínez Jorba, R. (1999). *La iniciativa privada y el mantenimiento de las líneas de ferrocarril*. Tesina de graduación. Director: A. López Pita. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universitat Politècnica de Catalunya).
- Mercurio (2002). Página web, URL <<http://mercurio.iet.unipi.it>>.
- Miarnau, J. (1999). *La vía en placa como alternativa a la vía sobre balasto en líneas de alta velocidad*. Tesina de graduación. Director: A. López Pita. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universitat Politècnica de Catalunya).
- Ministerio de Fomento (2003). Página web, URL <<http://www.mfom.es>>.
- Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. (1993). *Un año de alta velocidad. Del proyecto a la experiencia*. Madrid: Fundación de los Ferrocarriles Españoles.
- Miura, S.; Takai, H.; Uchida, M.; Fukada, Y. (1998, marzo). "The mechanism of railway tracks". *Japan Railway & Transport Review*. 38-45.
- Morán, S. (1990). *Informe sobre los principios fundamentales de los sistemas de nivelación y alineación de las bateadoras*. [Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universitat Politècnica de Catalunya)].
- Morgan, J. G. D.; Markland, E. (1981). "The effect of vibration on ballast beds". *Geotechnique*, **31**(3): 367-386.
- Naganuma, Y.; Tanaka, M.; Ichikawa, K. (2001, 25-29 de noviembre). "High-speed track inspection car in new Dr. Yellow". *World Congress on Railway Research*. Colonia (Alemania).
- Narayanan, R. M.; Jakub, J. W.; Li, D.; Elias, S. E. G. (2002, julio). "Railroad track modulus estimation using ground penetrating radar (GPR) measurements". *Railway Engineering 2002 Congress*. Londres.
- Ordóñez, J. L. (1999, mayo). "Tren automático de mantenimiento de vía, que agrupa bateo, perfilado y estabilizado". *Vía Libre* (Madrid): 62-63.
- ORE (Office de Recherches et d'Essais de l'Union Internationale des Chemins de Fer) - Comité D-113. (1970). *Masse par essieu admissible pour les wagons en fonction du diamètre des roues et de la vitesse*, RP1.
- ORE (Office de Recherches et d'Essais de l'Union Internationale des Chemins de Fer) - Comité D-71. (1970). *Sollicitation de la voie du ballast et de la plateforme sous l'action des charges roulantes*, RP1.
- ORE (Office de Recherches et d'Essais de l'Union Internationale des Chemins de Fer) - Comité D-117. (1983). *Optimum adaptation of the conventional track to future traffic: synthesis report*, Report 29.

- Orsi, J. P. (1999, diciembre). "La rénovation de la ligne à grande vitesse Paris Sud-Est". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 5-14.
- Pandrol (2003). Página web. URL <<http://www.pandrol.com>>.
- Pennycook, T. J. (1976). *The effect of axle load on the vertical settlement of the track*. Technical Note TN.SM.144, File N° 261-201-144, Research & Development Division, Railway Technical Center, Derby.
- Peña, D. (1994). *Estadística. Modelos y métodos*. Vol. 2. 2ª edición revisada. Madrid: Alianza Editorial.
- Plasser & Theurer (2001). Página web, URL <<http://www.plasser.com>>
- Plasser & Theurer. (1993, abril). "Technologie de la stabilisation dynamique de la voie". *Rail International* (París): 2-5.
- Pollard, M. G. (1992, junio/julio). "Quelle infrastructure pour la grande vitesse?". *Rail International* (París): 154-155.
- Pollin, P. (1995, diciembre). "« Nouvelles » normes d'entretien de la voie à la SNCF". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 23-27.
- Profillidis, V. A. (1995). *Railway engineering*. Cambridge: Avebury Technical.
- Prud'Homme, A. (1970). "La voie". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París), 1: 56-72.
- Prud'Homme, A.; Érieau, J. (1976, febrero). "Les nouvelles traverses en béton de la S.N.C.F. ". *Revue Générale des Chemins de Fer*. 102-117.
- Puebla, J. (2000, 27 a 29 de septiembre). "La geotecnia de las líneas de alta velocidad". *Simposio sobre geotecnia de las infraestructuras de transporte*. Barcelona: Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica.
- RENFE – AVE (1992). *Infraestructura de alta velocidad española: gestión de infraestructura*. Folleto.
- RENFE – Dirección de inversiones en obras e instalaciones. (1985). *Calificación de la vía. Geometría de la vía. N.R.V. 7-3-0.0./2*. 2ª edición. Madrid.
- RENFE (2003). Página web, URL <<http://www.renfe.es>>.
- Rimessa Ferroviaria Pistoia (2002). Página web, URL <<http://www.rfp.it>>.
- Rodríguez, A. (1997, enero). "Dos 'exploradoras' recorren la vía todos los días antes de dar salida al AVE". *Vía Libre* (Madrid): 17-19.
- Rodríguez, J. I. (2001, mayo). "Llegan los primeros '350'". *Revista del Ministerio de Fomento* (Madrid), 496: 12-17.
- Romo, E.; González, P.; Cuadrado, M. (1999, 18-23 de octubre). "Infrastructure for New High Speed Lines. Transition Structures. Optimization of Design and Calculation". *World Congress on Railway Research*. Tokio.
- Sato, Y. (1989, 11-15 de septiembre). "Experiment study on restoration works of settled ballast using scale models". *The Fourth International Heavy Haul Railway Conference*, Barton (Australia). Conf. Publ. N° 89/12: 452-456.
- Sato, Y. (1997a, noviembre). "Synthetic analysis on track deterioration and evaluation of rolling stock, track structure and maintenance work". *Railway Technology*. Workshop. Track Mechanics and Track Deterioration. Interdisciplinary Research Group. Berlín.
- Sato, Y. (1997b, 16-19 de noviembre). "Optimization of track maintenance work on ballasted track". *World Congress on Railway Research*. Florencia.

- Sauvage, G.; Fortin J. P. (1982, julio/agosto). "La trainée de roulement des véhicules de chemin de fer". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 383-390.
- Sauvage, R.; Richez, G. (1978, diciembre). "Les couches d'assise de la voie ferrée". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 773-796.
- Selig, E. T.; Waters, J. M. (1994). *Track geotechnology and substructure management*. Londres: Thomas Telford.
- Shenton, M. J. (1985). *Ballast deformation and track deterioration. Track technology for the next decade*. Proceedings of Conference held at Nottingham UK (julio de 1984), Londres: Thomas Telford Ltd.
- SNCF (2002). Página web, URL <<http://www.sncf.com>>.
- Subirós, C. (2002). *Vint anys d'alta velocitat a Europa*. Tesina de graduación. Director: A. López Pita. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universitat Politècnica de Catalunya).
- Tanaka, H. (2002, 25-29 de noviembre). "High speed rail technology as revealed by the Shinkansen". *World Congress on Railway Research*. Colonia (Alemania).
- Teixeira, P. F. (2003). *Contribución a la reducción de los costes de mantenimiento de vías de alta velocidad mediante la optimización de su rigidez vertical*. Tesis doctoral. Director: A. López Pita. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (Universitat Politècnica de Catalunya).
- The European Railway Server (2003). Página web, URL <<http://mercurio.iet.unipi.it>>.
- Thomas, C. (1981, junio/julio). "La maintenance de la voie de la ligne à grande vitesse Paris-Sud-Est". *Rail International* (París): 42-47.
- Thomas, C. (1991, octubre). "10 ans de progrès: l'infrastructure, la voie". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 51-56.
- Thomas, C.; Vallée, C. (1992, enero/febrero). "Une ligne, une logistique: l'entretien des installations fixes". *Revue Générale des Chemins de Fer* (París): 153-163.
- Ubalde, L.; López Pita, A.; Teixeira, P. F.; Bachiller, A. (2004, septiembre). "Influencia del tráfico y de las características de la infraestructura en el mantenimiento de líneas de alta velocidad con vía sobre balasto". *XIII Panamerican Conference: Traffic & Transportation Engineering*. Albany.
- Ubalde, L.; López Pita, A.; Teixeira, P. F.; Bachiller, A. (2004, junio). "El mantenimiento de vía en líneas de alta velocidad: experiencia disponible y su posible extrapolación a las líneas de muy alta velocidad". *VI Congreso de Ingeniería del Transporte*. Zaragoza.
- Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) (1992). *Factors affecting track maintenance costs and their relative importance*. UIC Code 715 R. 3<sup>rd</sup> edition.
- Union Internationale des Chemins de Fer (UIC), Comité « Installations Fixes ». (1996, abril). *Maintenance des lignes à grande vitesse*. Rapport IF-7/96. UIC: París.
- Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) (2001, octubre). *Design of new lines for speeds of 300 – 350 km/h : state of the art*. First Report. [International Union of Railways. High Speed Department].
- Union Internationale des Chemins de Fer (UIC) (2002). Página web, URL <<http://www.uic.asso.fr>>.
- Villarroya, J. L. (2002, junio). *1er Curso de Actualización en Infraestructura y Superestructura Ferroviaria*. Volumen III. [CENIT (Centro de Innovación del Transporte)].
- Vossloh (2003). Página web, URL <<http://www.vossloh-rail-systems.de>>.

Yoshikawa, T. (1989). "La grande vitesse et le Shinkansen". *Le Rail* (París), **13**: 63-67.

Zoeteman, A. (2001, 4-5 de abril). "Life cycle considerations". *Rail-Tech Europe*. Holanda.

Aparte se han consultado el recuento de trabajos de mantenimiento de vía de la línea del AVE Madrid – Sevilla desde 1992 hasta 2003; los registros de auscultación dinámica de la vía en el periodo abril de 1992 a marzo de 2003; y los registros de auscultación geométrica de los años 2001 y 2002. Esta información se halla en Mantenimiento de Infraestructura RENFE – Dirección de Infraestructura AVE.

## **ANEJOS**

ANEJO I. DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA DINÁMICA A LO LARGO DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA EN FUNCIÓN DEL TRÁFICO CIRCULADO .....	275
ANEJO II. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LOS RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA .....	279
ANEJO III. EVOLUCIÓN DE LOS REGISTROS DE LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA .....	295
ANEJO IV. EVOLUCIÓN DE LOS REGISTROS DE LA AUSCULTACIÓN GEOMÉTRICA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA .....	305
ANEJO V. EVOLUCIÓN DE LOS TRABAJOS DE CONSERVACIÓN DE VÍA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA.....	311
ANEJO VI. CALIDAD EXIGIDA A LA GEOMETRÍA DE UNA VÍA DE UNA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD .....	317
ANEJO VII. SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN DE LA VÍA: GENERALIDADES Y DESCRIPCIÓN TECNOLÓGICA.....	335
ANEJO VIII. LOS TRABAJOS DE MANTENIMIENTO SOBRE LA VÍA PARA CORREGIR SU GEOMETRÍA: DESCRIPCIÓN Y REPERCUSIONES ECONÓMICAS..	365



## ANEJO I. DISTRIBUCIÓN DE LA CARGA DINÁMICA A LO LARGO DE LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA EN FUNCIÓN DEL TRÁFICO CIRCULADO

Para obtener la distribución de la carga dinámica a lo largo de la línea del AVE Madrid – Sevilla se asume el criterio de carga equivalente propuesto por Shenton aplicado al tráfico acumulado entre abril de 1992 y marzo de 2003. Puesto que las sobrecargas dinámicas son distintas en cada uno de los carriles en el trazado en curva, se adopta como criterio para todas las figuras de este anejo representar la carga por rueda equivalente correspondiente a cada uno de los casos considerados, en vez de la carga por eje.

En primer lugar, se representa en la **figura A-I.1** la distribución de la carga estática bajo las hipótesis especificadas. Se puede apreciar que en el tramo entre Puertollano y Córdoba, el gráfico presenta su valor máximo, ya que en él la proporción de trenes Talgo respecto a los trenes AVE es mayor que en los restantes tramos, y ocurre además que los trenes Talgo poseen en término medio cargas superiores.

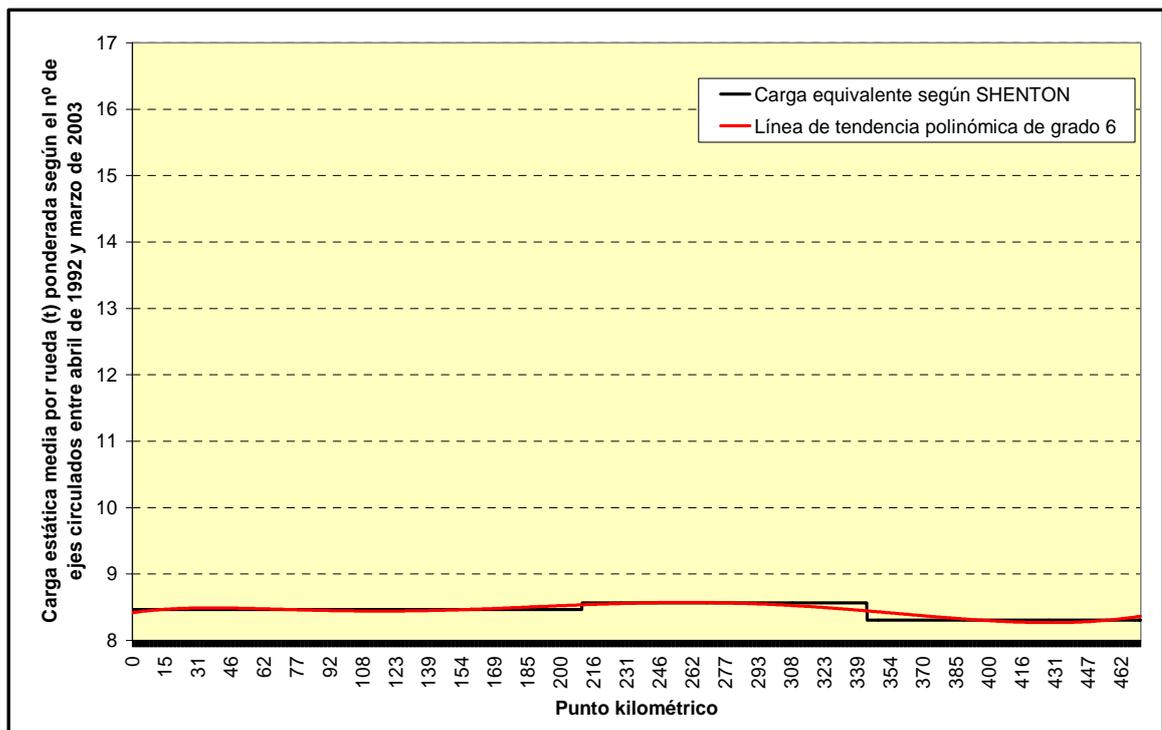


Figura A-I.1.- Diagrama de cargas dinámicas equivalentes por rueda, considerando una vía de rigidez vertical constante de 15 t/mm y un trazado recto. Fuente: elaboración propia.

Si se tienen en cuenta únicamente las sobrecargas dinámicas de tipo aleatorio y se recurre a la fórmula de Prud'Homme para cuantificarlas, el gráfico que se obtiene resulta muy semejante al diagrama de velocidades (**figura A-I.2**).

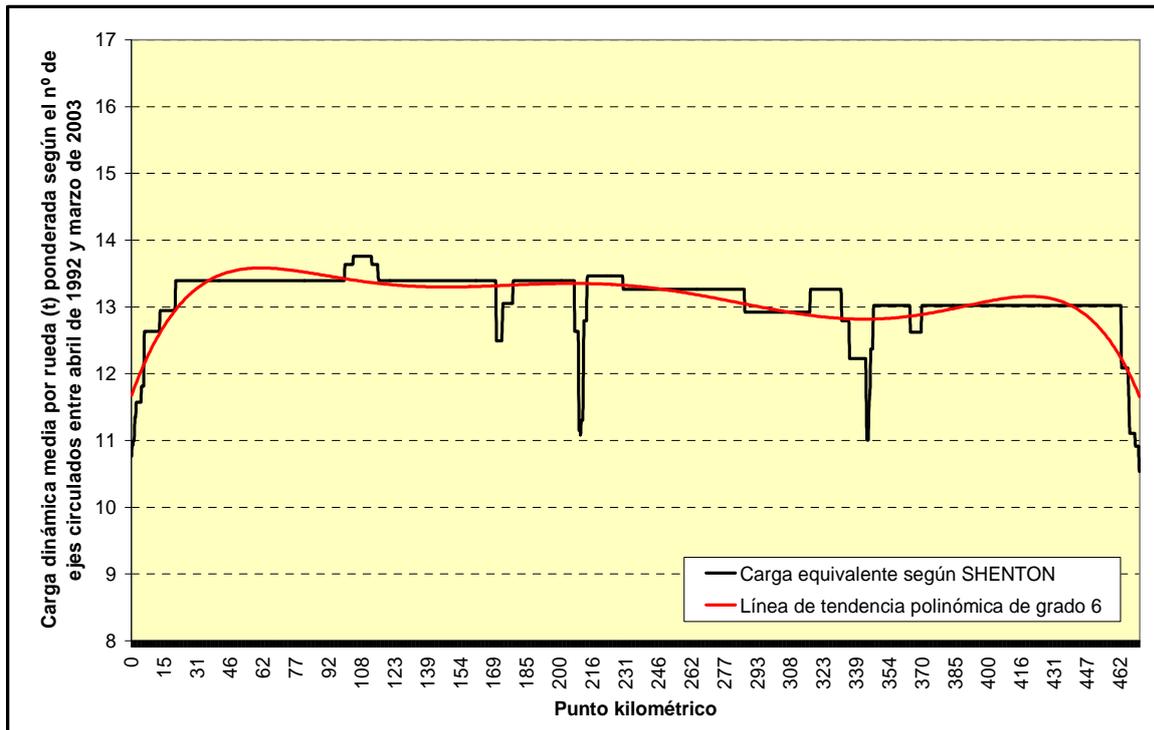


Figura A-I.2.- Diagrama de cargas dinámicas equivalentes por rueda, considerando una vía de rigidez vertical constante de 15 t/mm y un trazado recto. Fuente: elaboración propia.

La circulación en curva entraña una serie de sobrecargas dinámicas debidas a la existencia de una aceleración transversal sin compensar. Según el cálculo detallado en el **capítulo 5**, hay dos términos que deben precisarse:  $\Delta T_1$  y  $\Delta T_2$ . El primero aumenta la carga dinámica por igual en las dos ruedas de un mismo eje y es debido a la componente de la fuerza centrífuga perpendicular al plano de la vía. Su valor es poco relevante, como se puede comprobar en la **figura A-I.3**. En cambio, el segundo término incrementa la carga en el carril exterior de la curva y la reduce en el carril interior. Su magnitud es superior a  $\Delta T_1$  (**figura A-I.4**).

Finalmente, la presencia de distintas obras de fábrica conduce a un aumento considerable de la rigidez vertical de la vía: de 15 t/mm en plataforma natural, se estiman valores de 22 e incluso 28 t/mm en las zonas correspondientes a obras de fábrica menores y a viaductos, puentes y túneles, respectivamente. Estas variaciones de la rigidez comportan incrementos de la carga dinámica mucho más relevantes que los debidos a la circulación en curva (**figura A-I.5**).

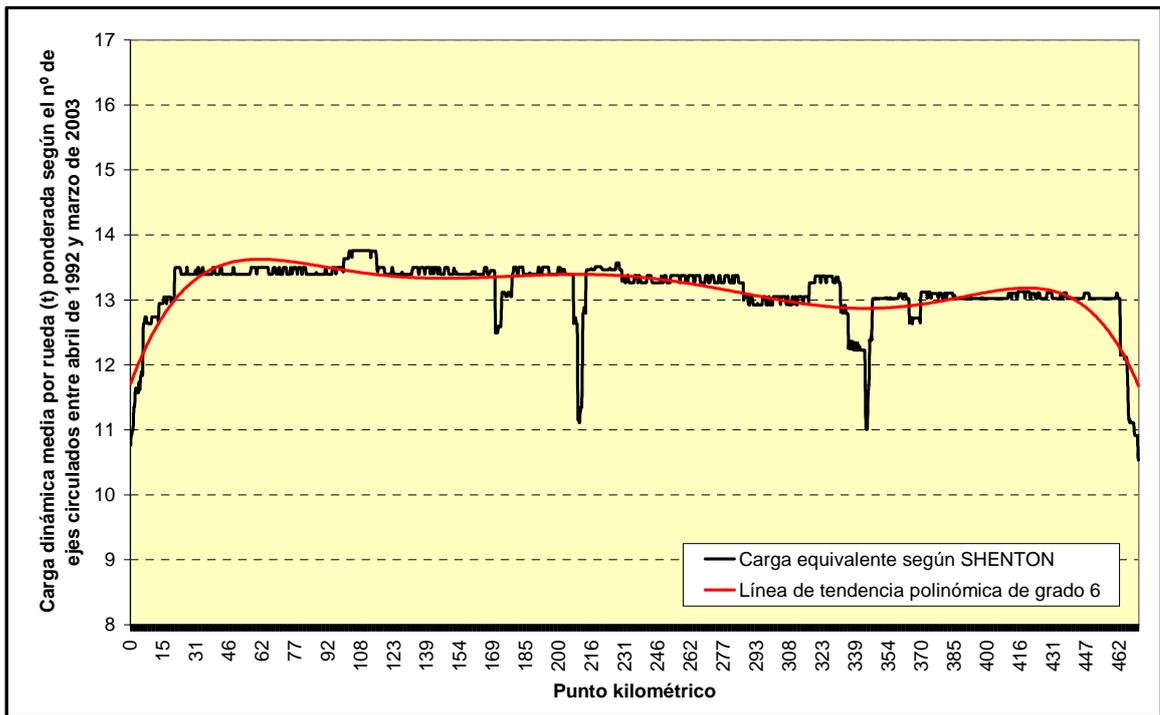


Figura A-I.3.- Diagrama de cargas dinámicas equivalentes por rueda, considerando una vía de rigidez vertical constante de 15 t/mm y un trazado en curva (sobrecarga  $\Delta T_1$ ). Fuente: elaboración propia.

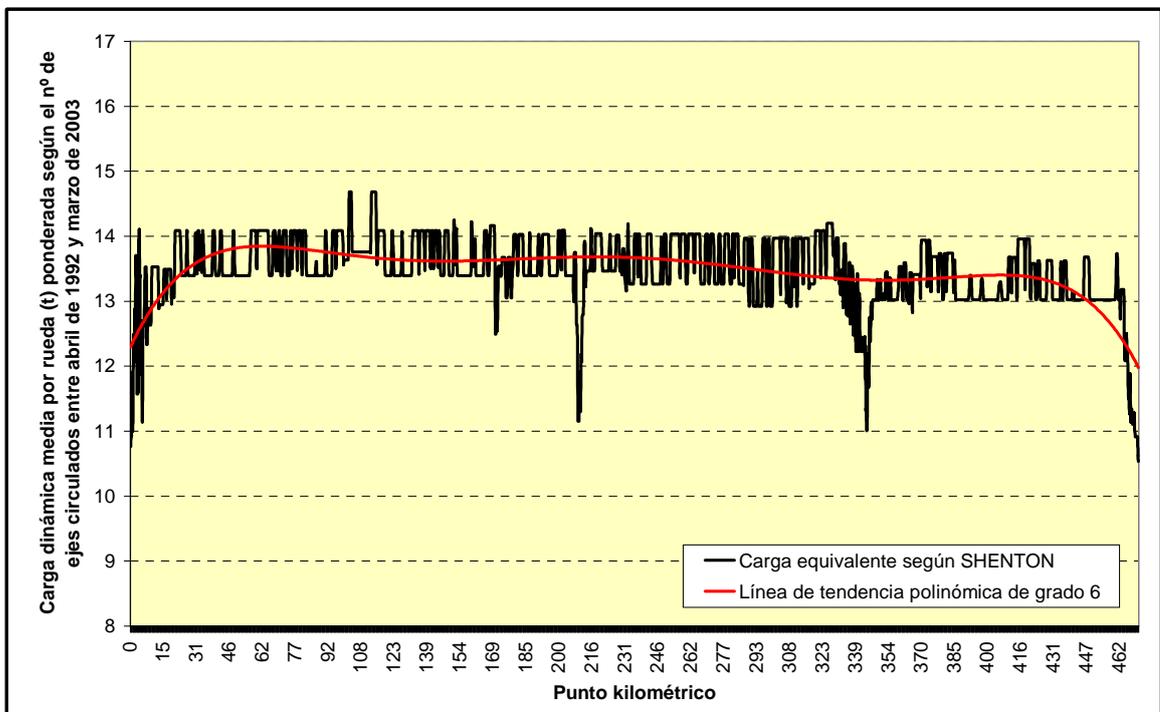


Figura A-I.4.- Semejante a la figura A-I.3 pero incluyendo sobrecargas  $\Delta T_1$  y  $\Delta T_2$ . Fuente: elaboración propia.

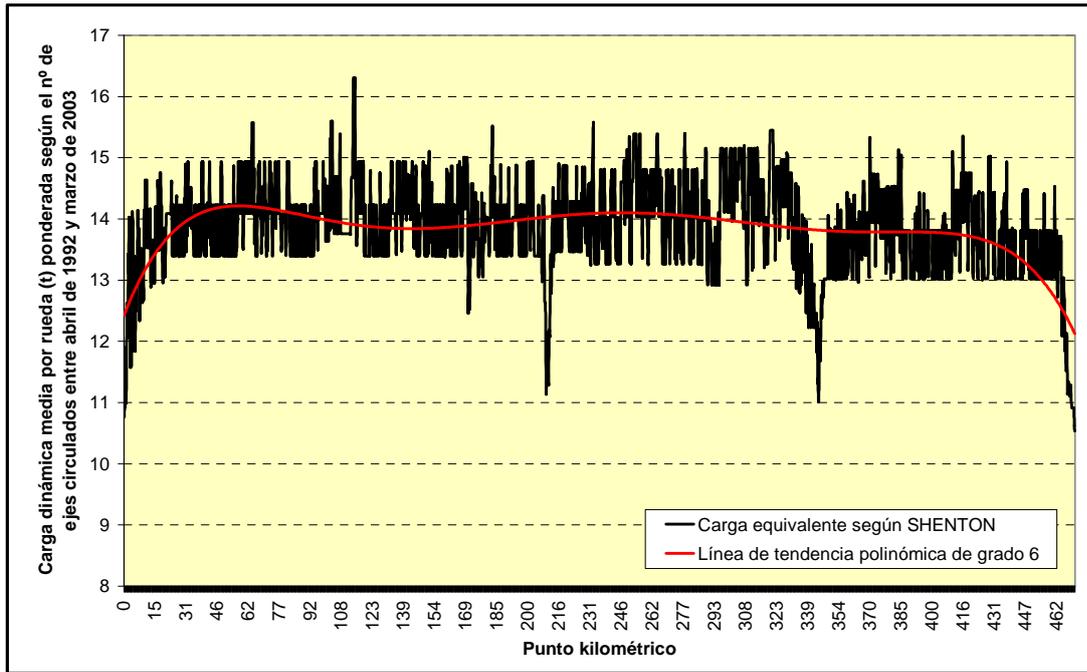


Figura A-I.5.- Diagrama de cargas dinámicas equivalentes por rueda, considerando una vía de rigidez vertical variable entre 15 y 28 t/mm y las sobrecargas por circular en curva. Fuente: elaboración propia.

En la **tabla A-I.1** se recogen algunos valores numéricos de los gráficos precedentes. Se puede destacar la gran influencia de la velocidad, a la vez que la gran dispersión provocada por las variaciones de rigidez y la insuficiencia de peralte en las curvas. El mayor incremento de la carga dinámica se debe a la velocidad, alcanzando dicho incremento alrededor de 5 t por rueda frente a 1 t por insuficiencia de peralte o algo menos de 2 t por mayor rigidez de la plataforma.

El propio trazado de la línea conduce a que los incrementos mayores por insuficiencia de peralte se produzcan a velocidades bajas o intermedias, y en cambio los incrementos de rigidez –como cabría esperar– tengan una mayor repercusión cuanto más elevada sea la velocidad.

Tabla A-I.1. Cargas por rueda equivalentes en la línea del AVE Madrid – Sevilla, considerando el periodo 1992-2003, según velocidad máxima. Fuente: elaboración propia.

Velocidad máxima de las ramas AVE (km/h)		Carga estática por rueda (t)	Carga dinámica por rueda (t)		
¿Se considera sobrecarga en curva?		No	No	Sí	Sí
¿Se considera rigidez de obras de fábrica?		No	No	No	Sí
<b>300</b>	Carga mín.	8,5	13,8	13,8	13,8
	Carga máx.	8,5	13,8	13,8	15,4
<b>270</b>	Carga mín.	8,5	13,4	13,4	13,4
	Carga máx.	8,6	13,5	14,3	15,6
<b>250</b>	Carga mín.	8,3	13,0	13,0	13,0
	Carga máx.	8,6	13,3	14,2	15,5
<b>215</b>	Carga mín.	8,6	12,9	12,9	12,9
	Carga máx.	8,6	12,9	14,0	15,2

## ANEJO II. DISTRIBUCIÓN ESPACIAL DE LOS RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA

### A-II.1. DISTRIBUCIÓN DE LAS ACELERACIONES VERTICALES MEDIDAS EN CAJA DE GRASA

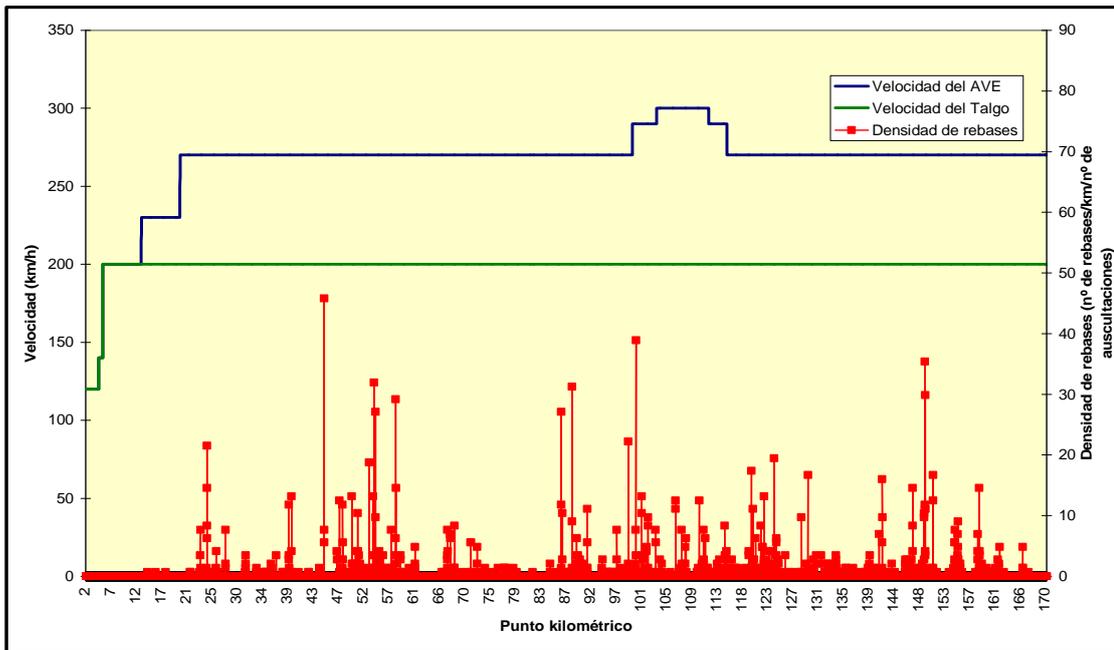


Figura A-II.1.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 1 del tramo de Mora. Fuente: elaboración propia.

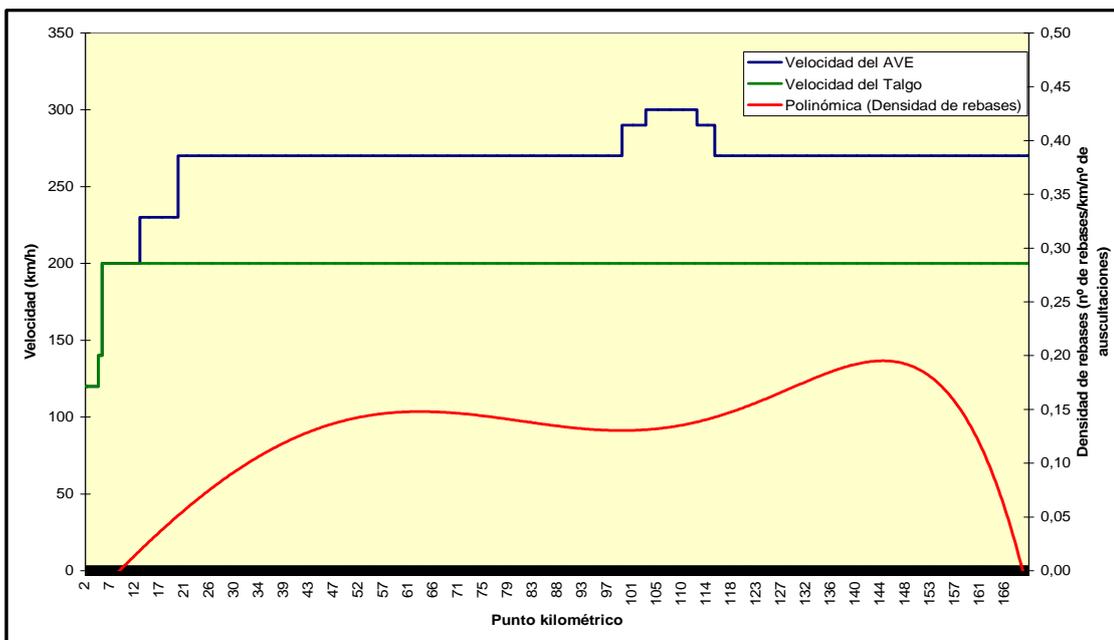


Figura A-II.2.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 1 del tramo de Mora. Fuente: elaboración propia.

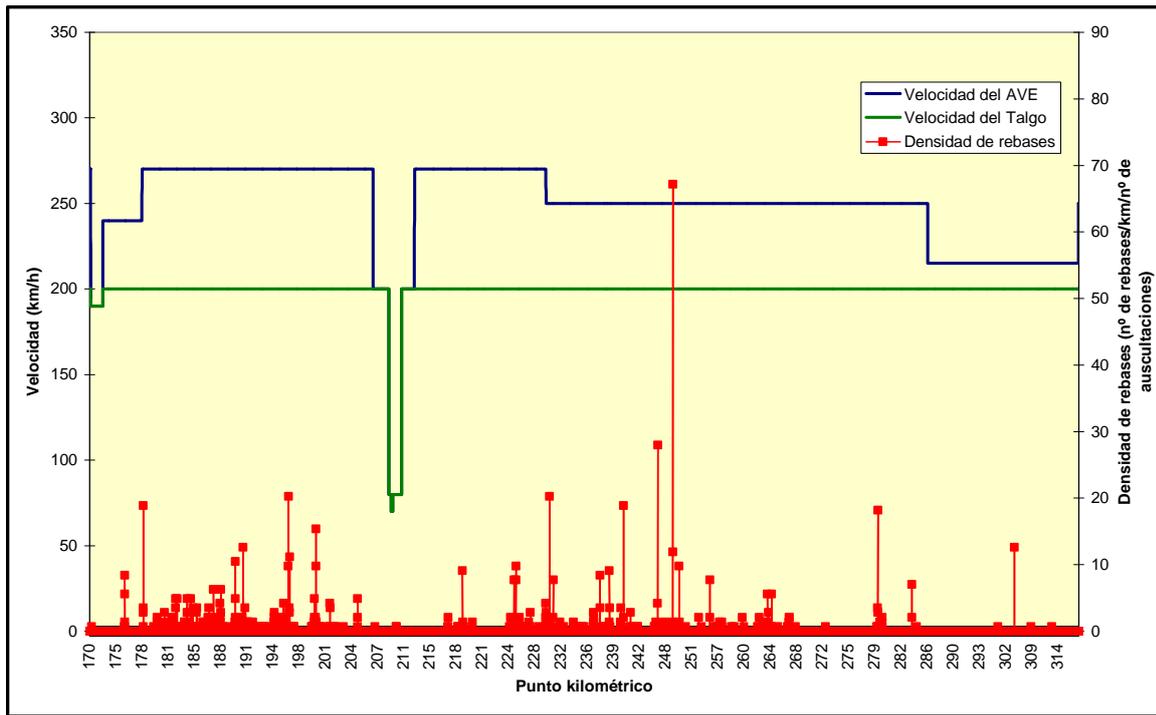


Figura A-II.3.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 1 del tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia.

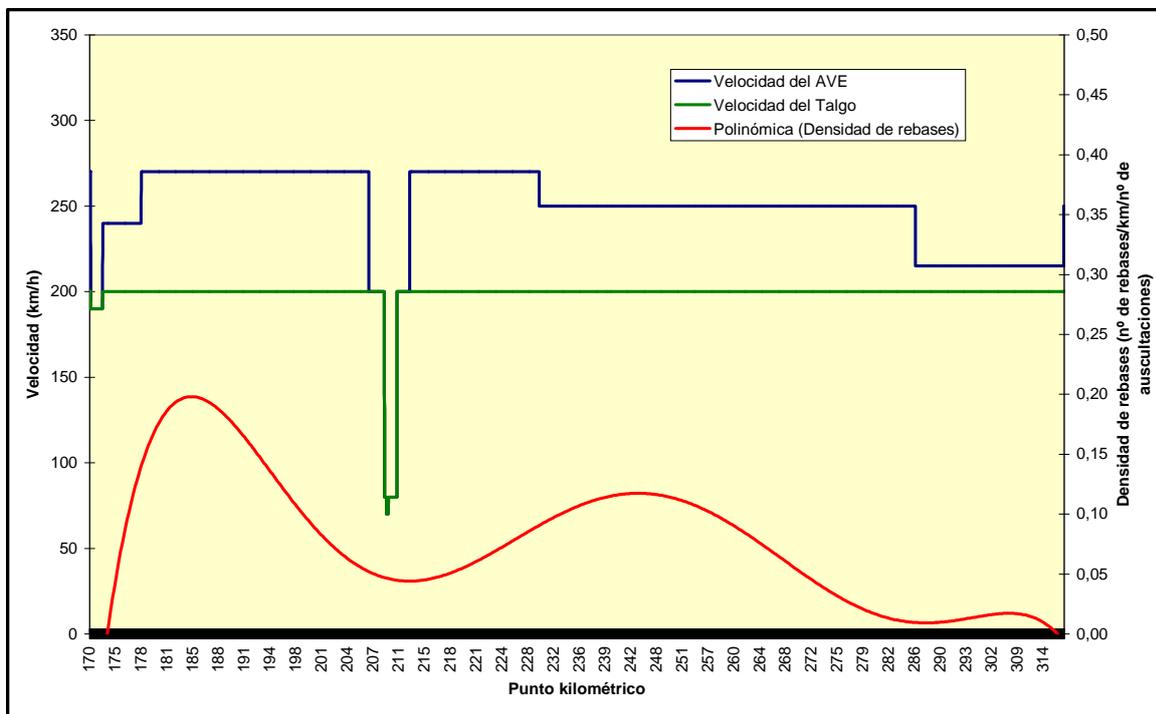


Figura A-II.4.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 1 del tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia.

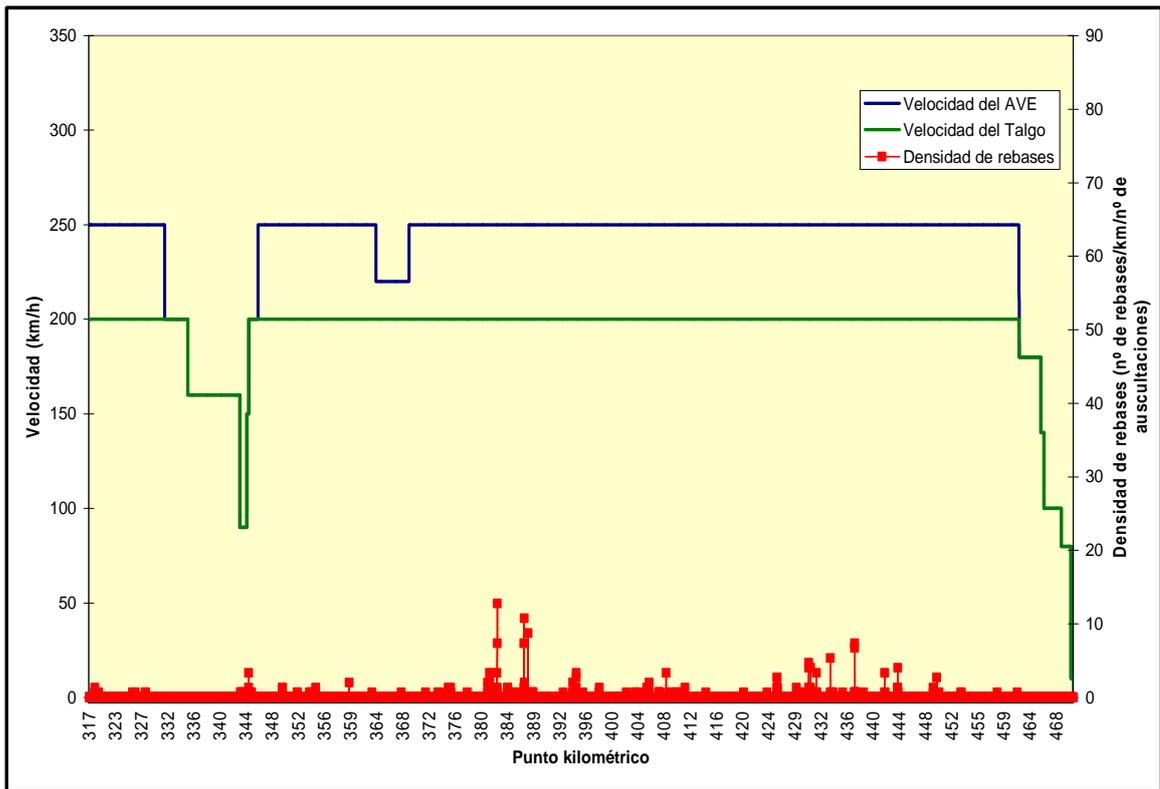


Figura A-II.5.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 1 del tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia.

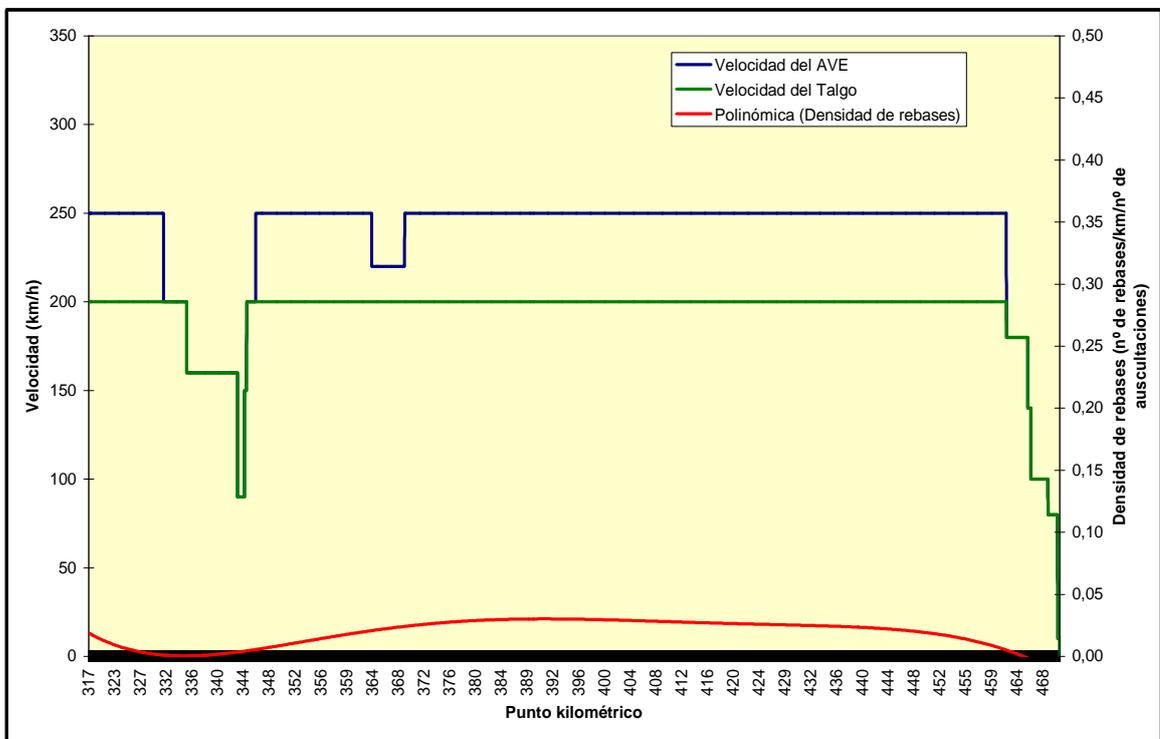


Figura A-II.6.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 1 del tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia.

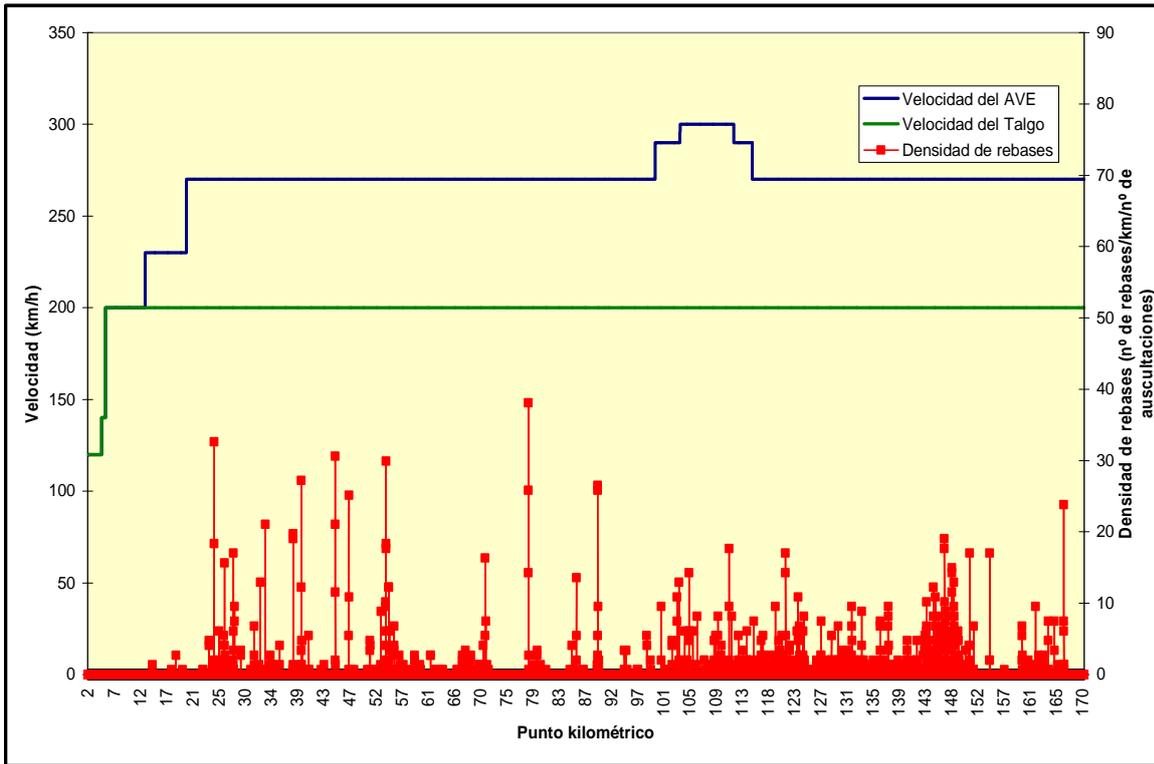


Figura A-II.7.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Mora. Fuente: elaboración propia.

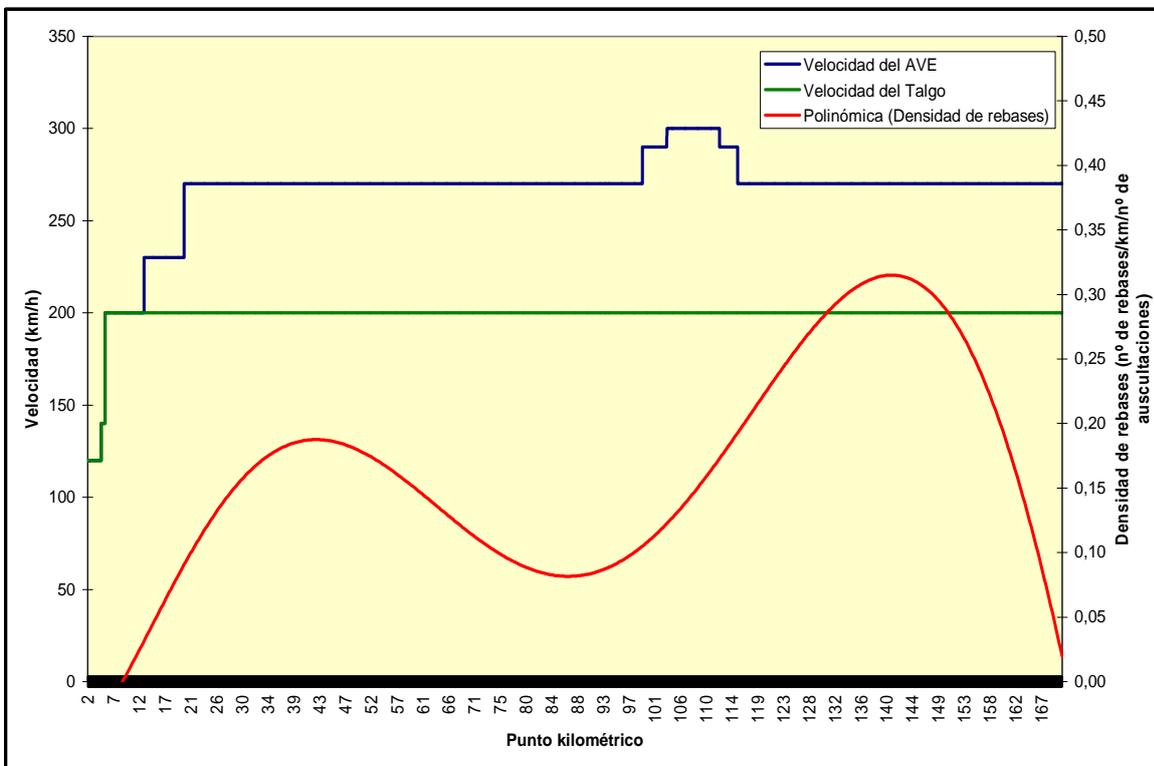
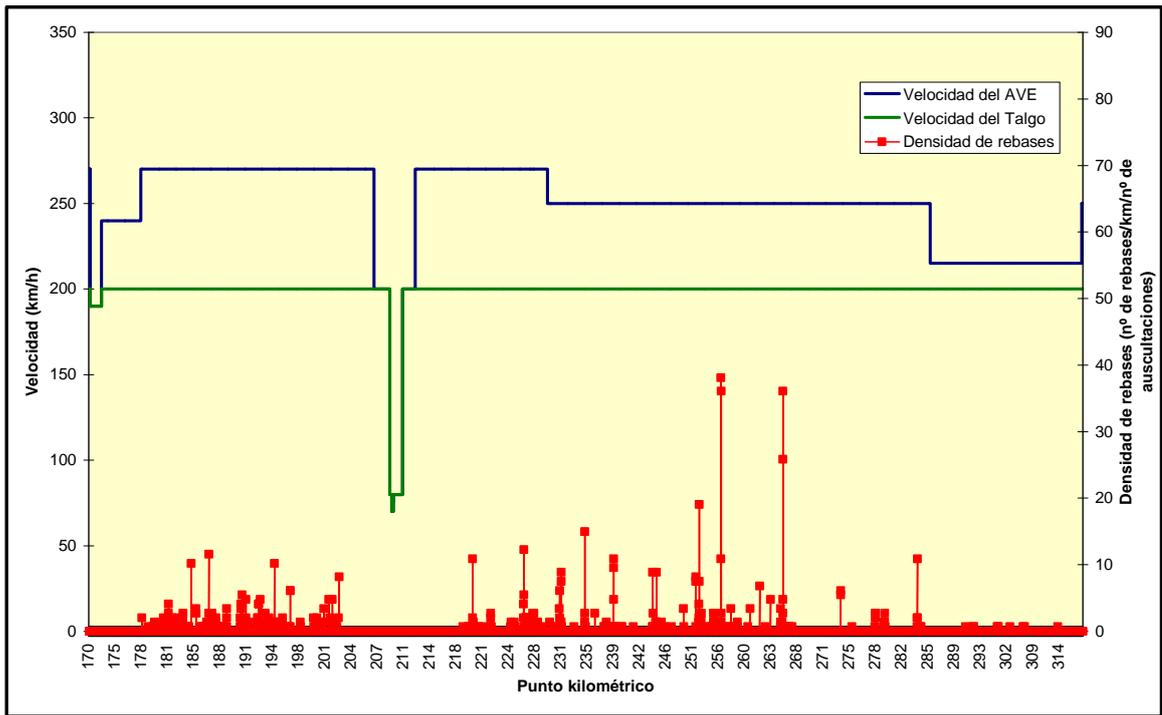
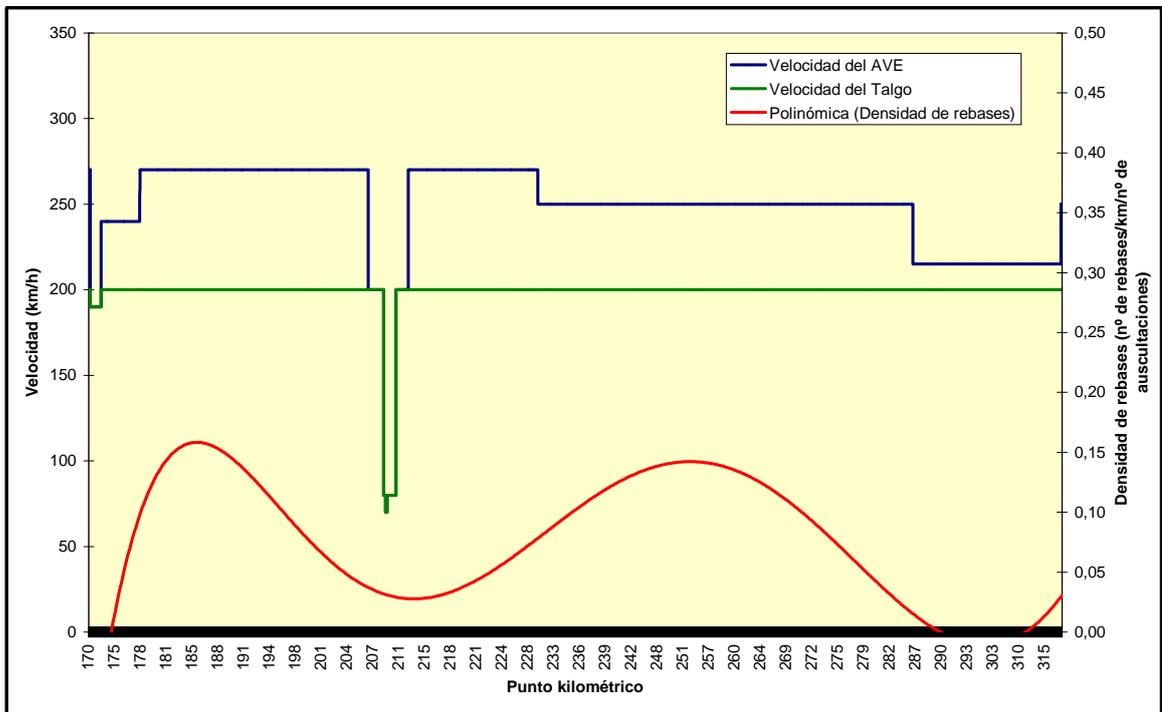


Figura A-II.8.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Mora. Fuente: elaboración propia.



*Figura A-II.9.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia.*



*Figura A-II.10.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia.*

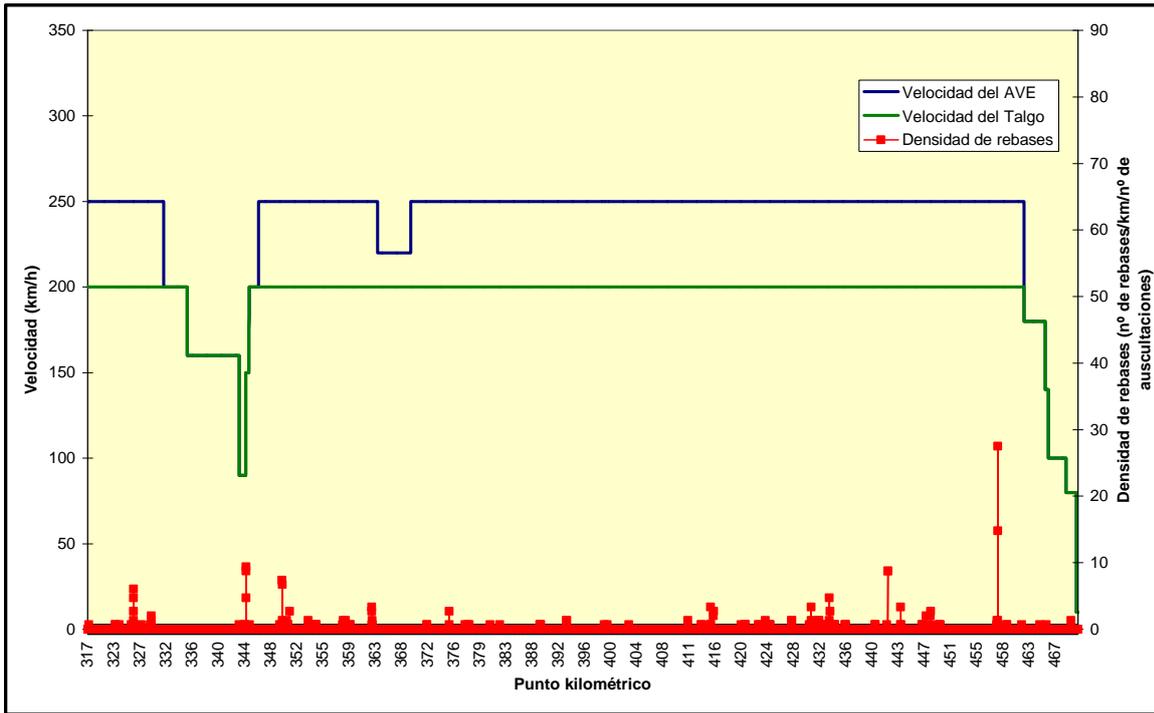


Figura A-II.11.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia.

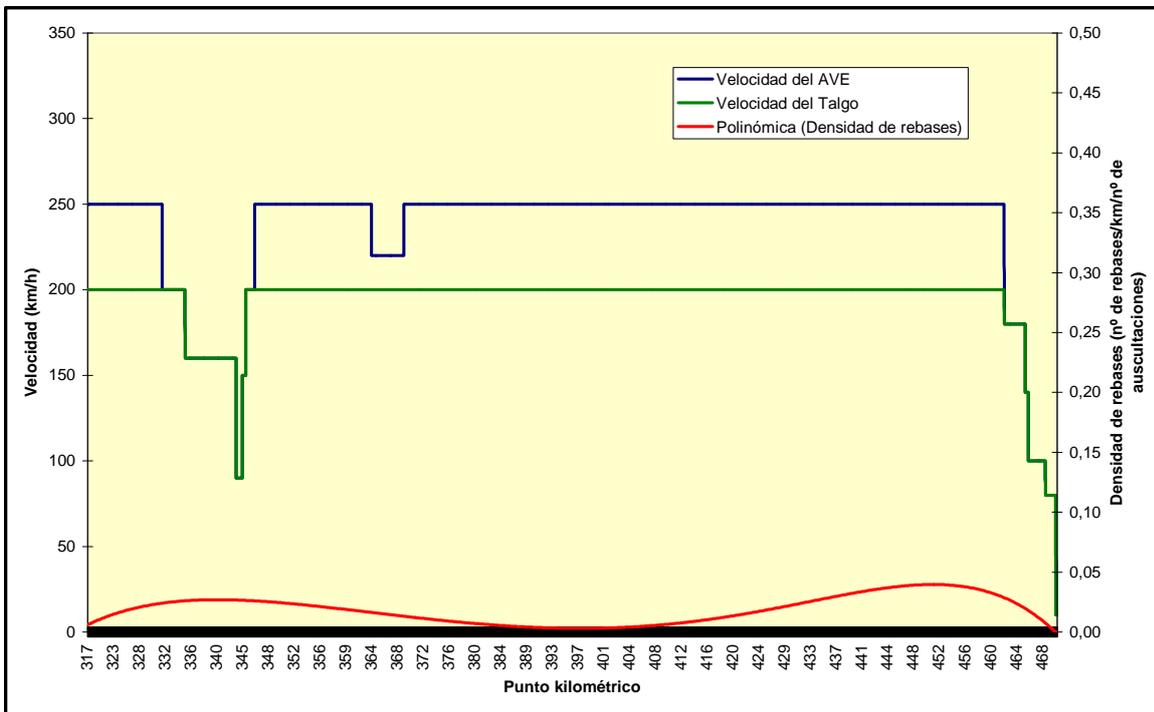


Figura A-II.12.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia.

## A-II.2. DISTRIBUCIÓN DE LAS ACELERACIONES LATERALES MEDIDAS EN BASTIDOR DE BOGIE

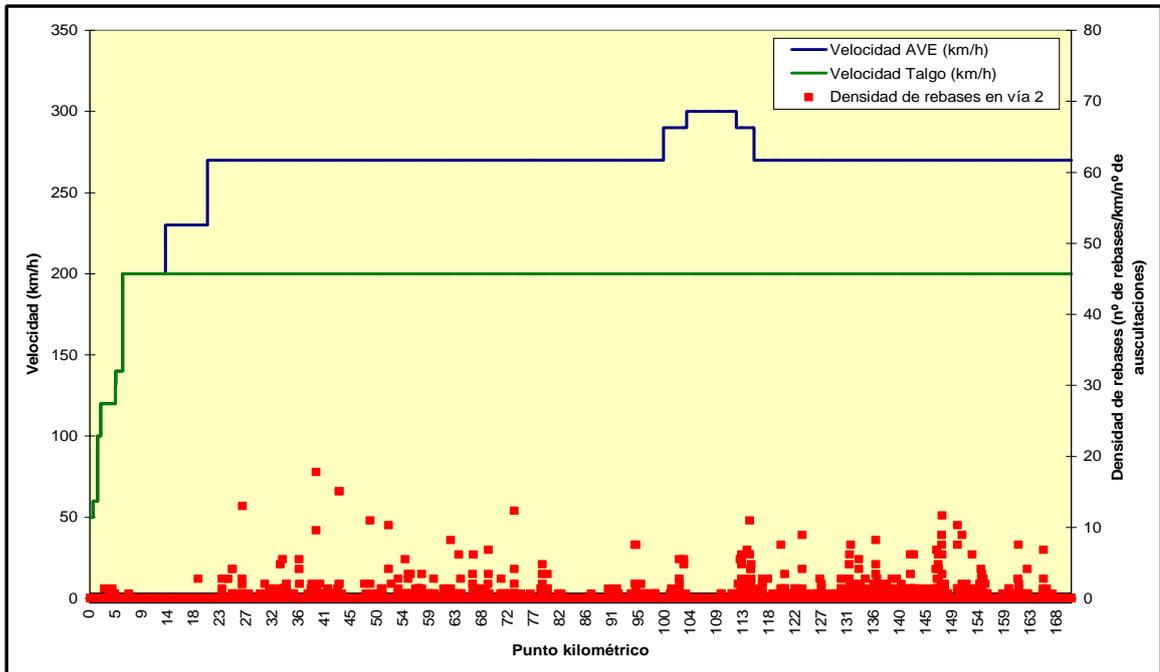


Figura A-II.13.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Mora. Fuente: elaboración propia.

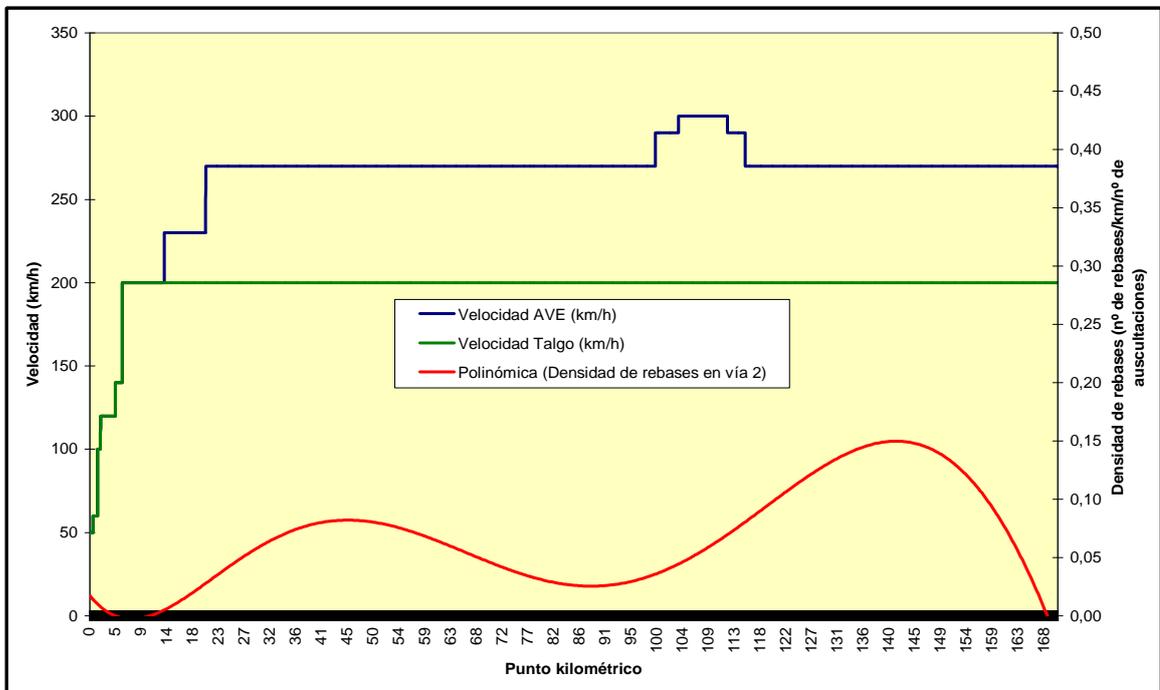


Figura A-II.14.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Mora. Fuente: elaboración propia.

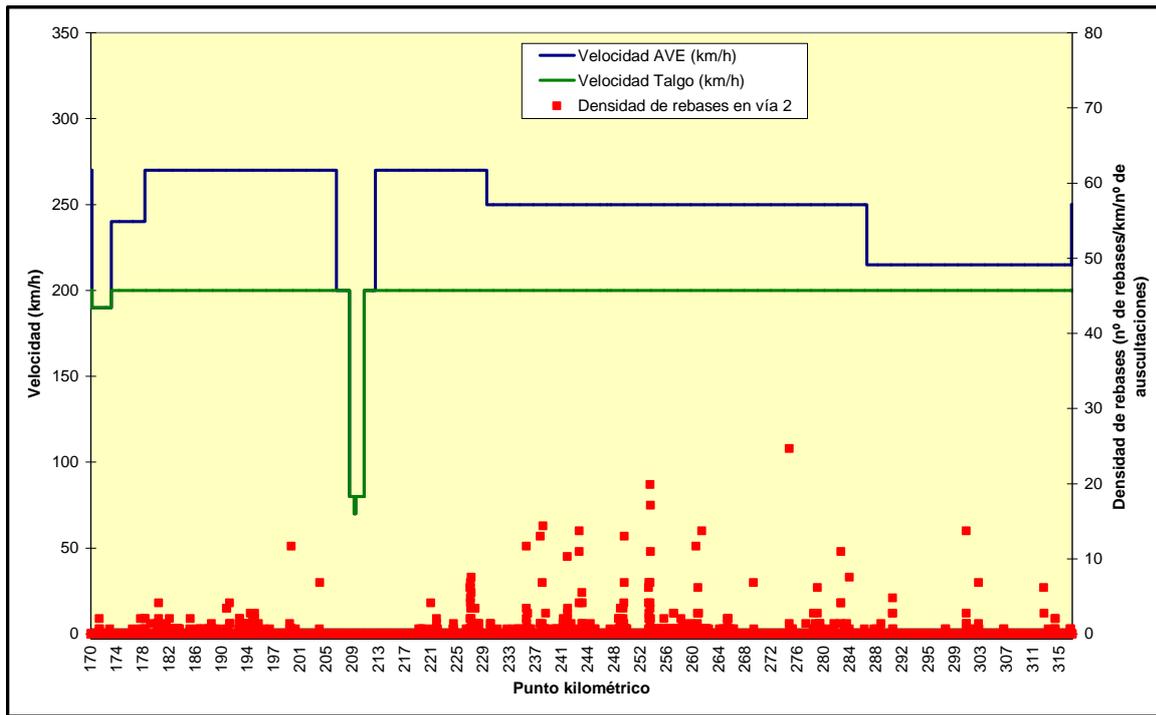


Figura A-II.15.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia.

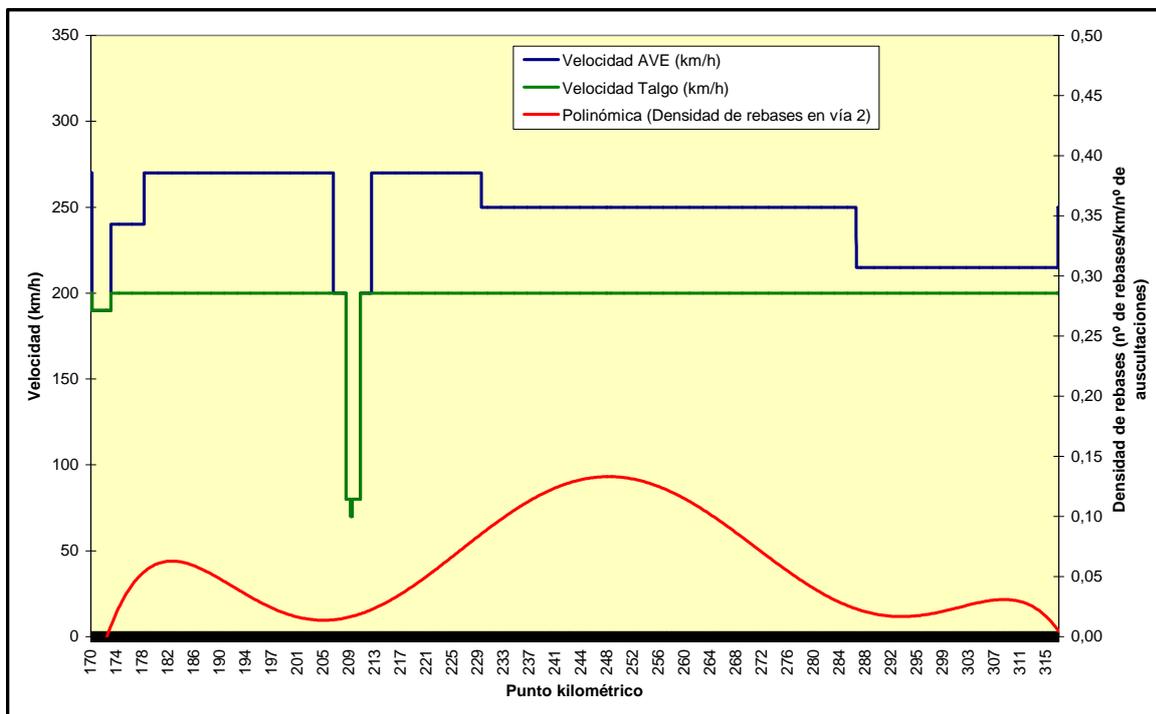


Figura A-II.16.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia.

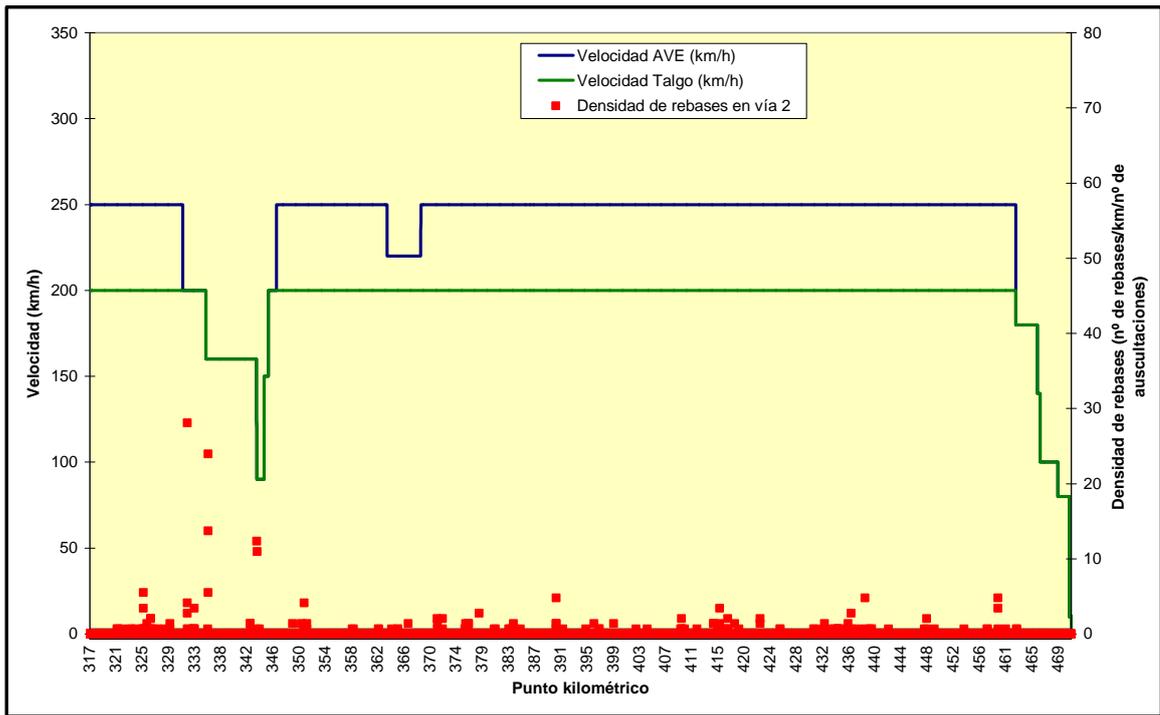


Figura A-II.17.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia.

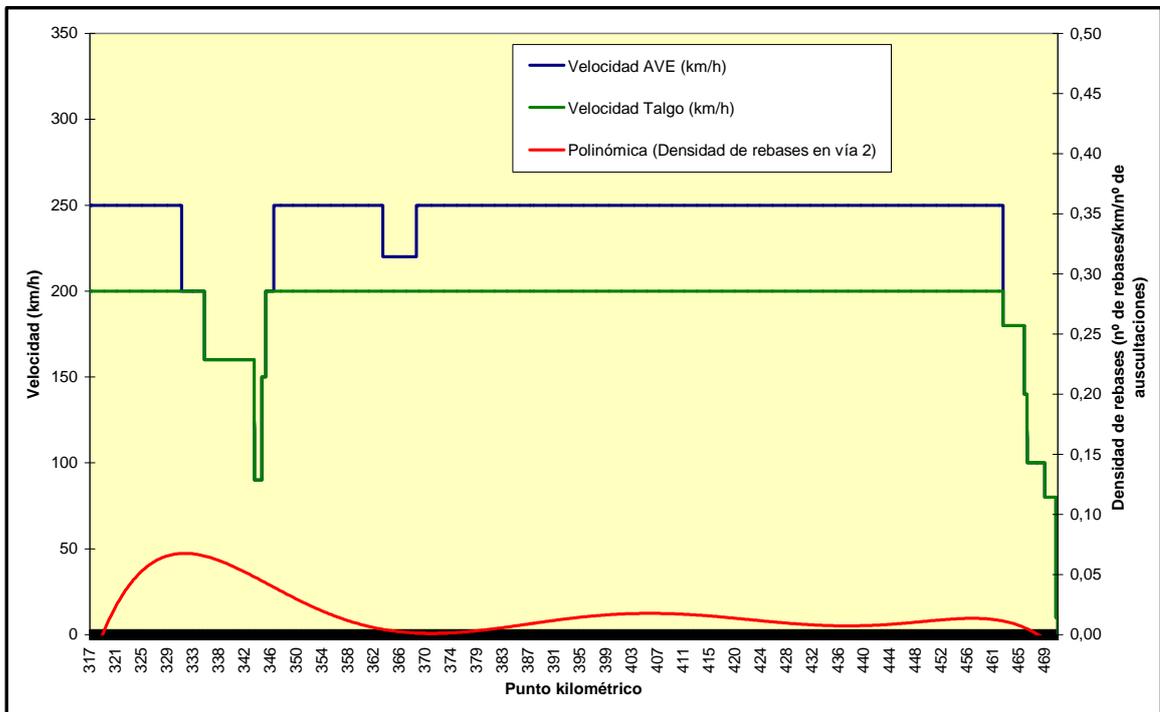


Figura A-II.18.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia.

**A-II.3. DISTRIBUCIÓN DE LAS ACELERACIONES LATERALES MEDIDAS EN CAJA DE VEHÍCULO**

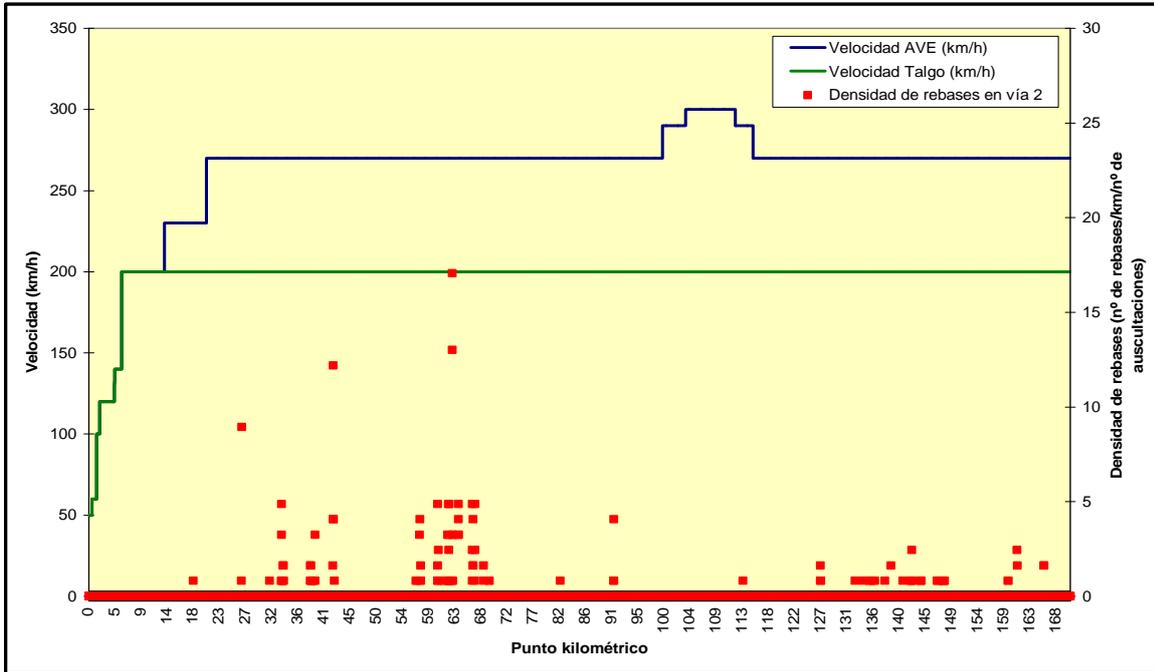


Figura A-II.19.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Mora. Fuente: elaboración propia.

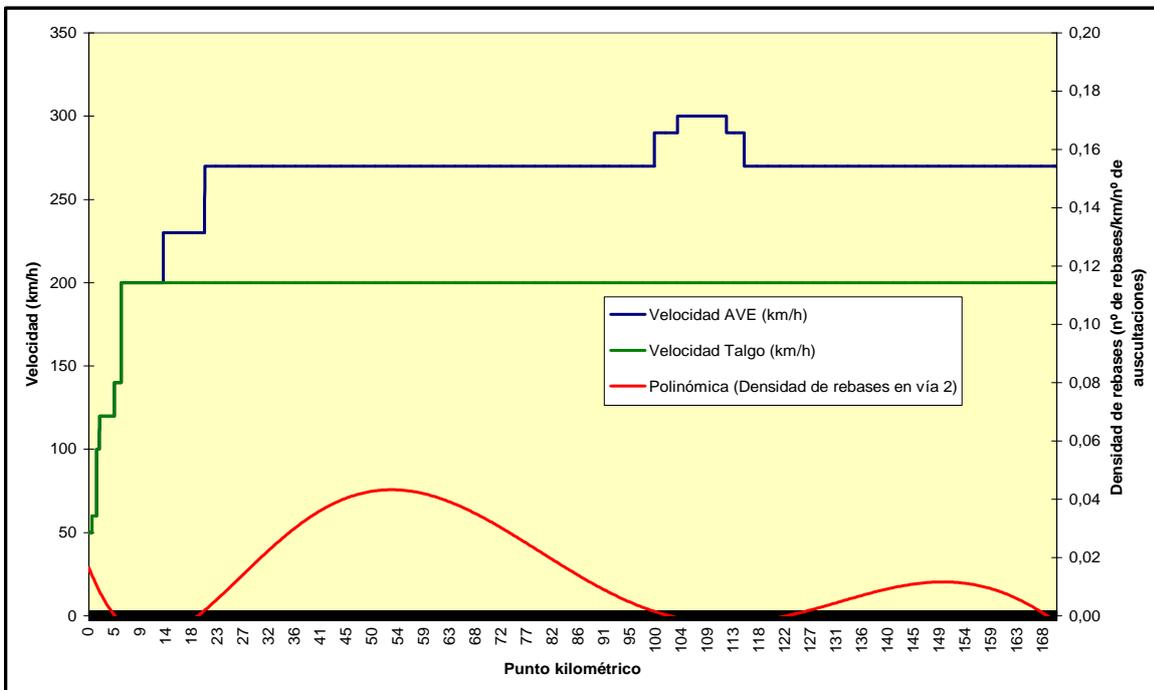


Figura A-II.20.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Mora. Fuente: elaboración propia.

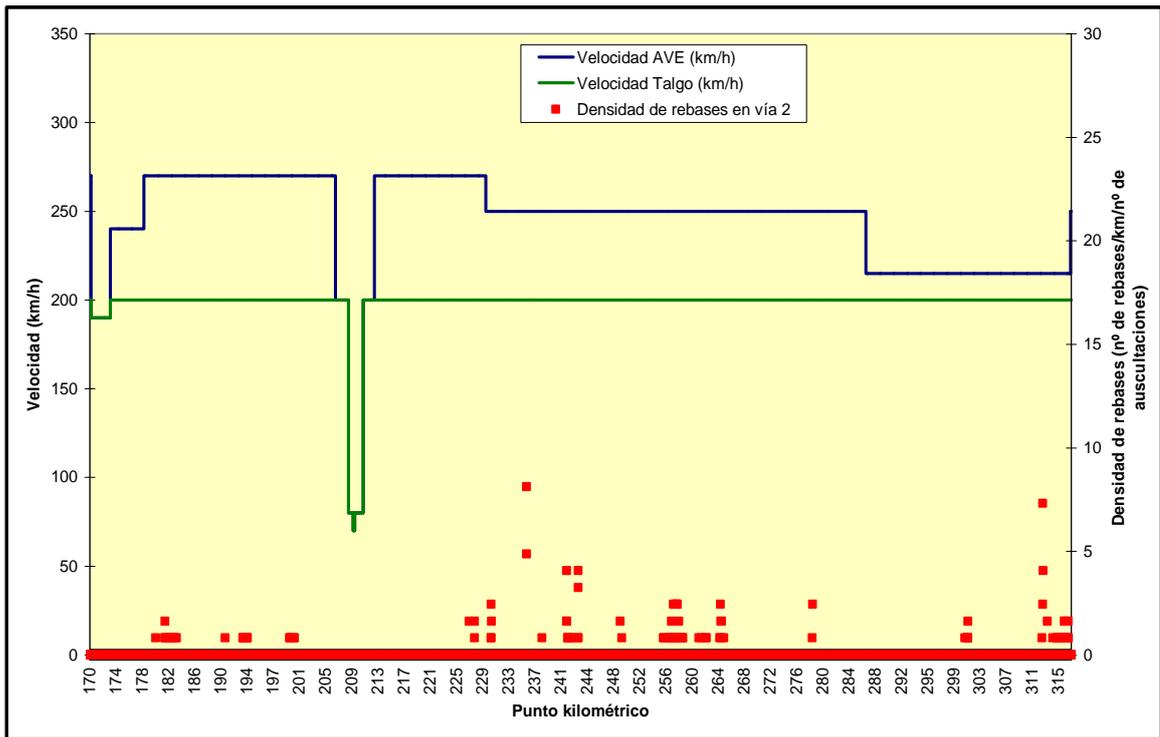


Figura A-II.21.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia.

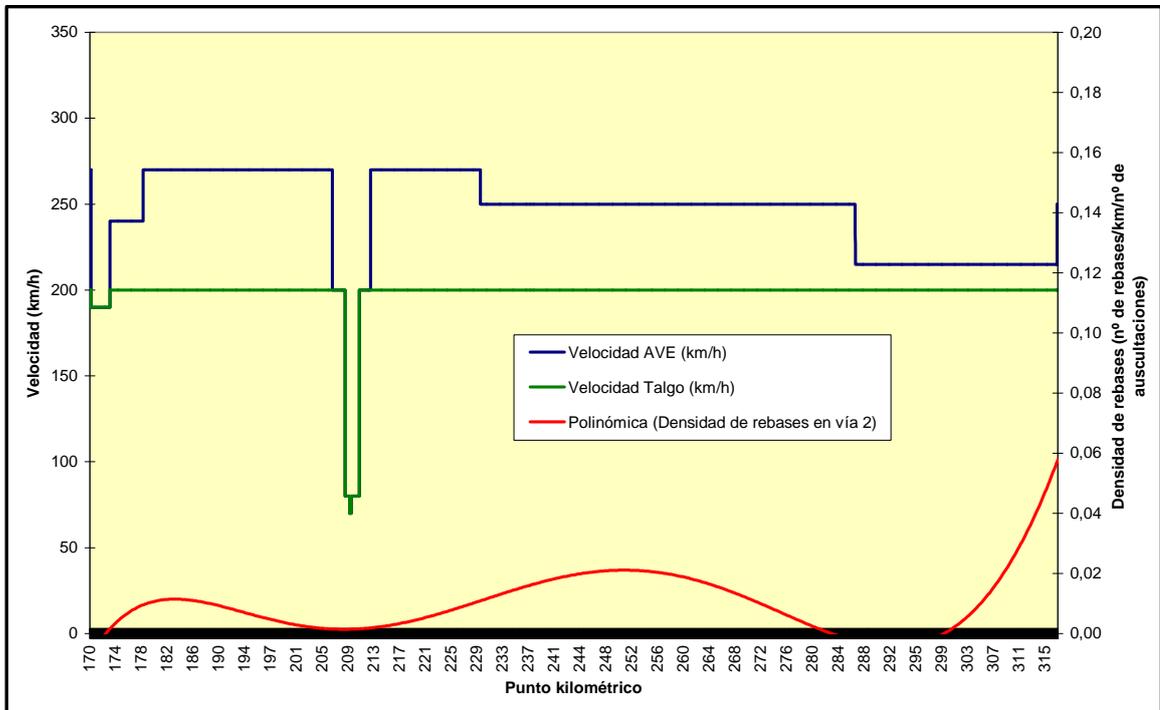


Figura A-II.22.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia.

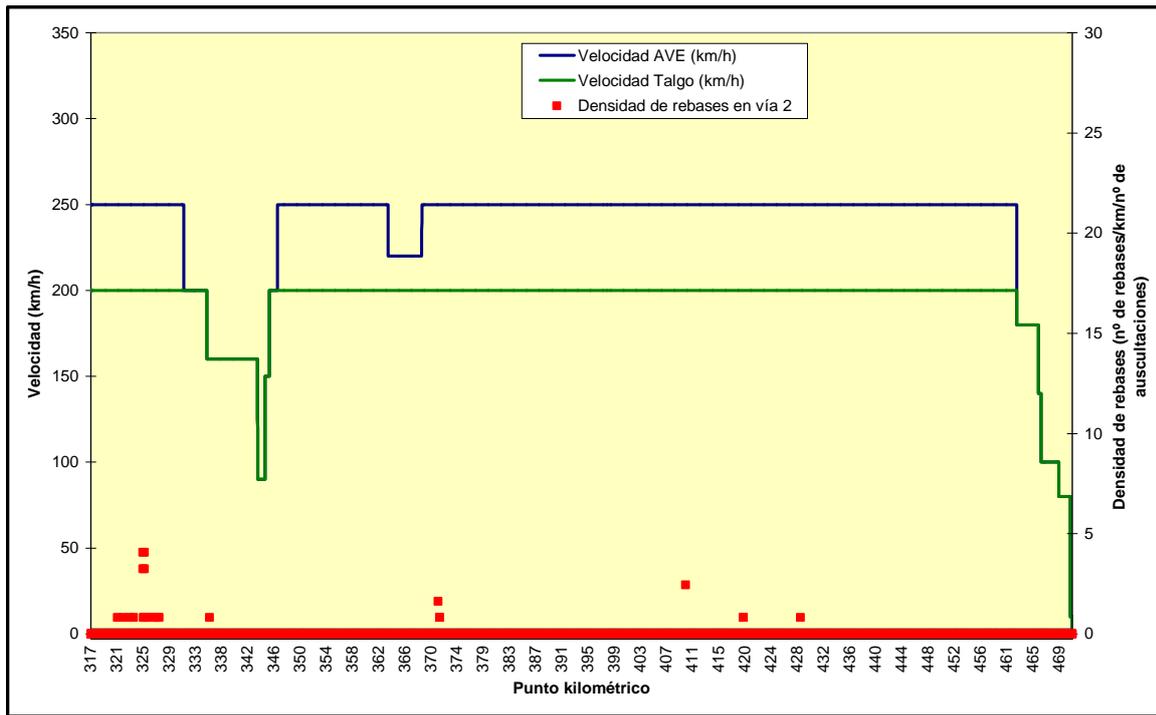


Figura A-II.23.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia.

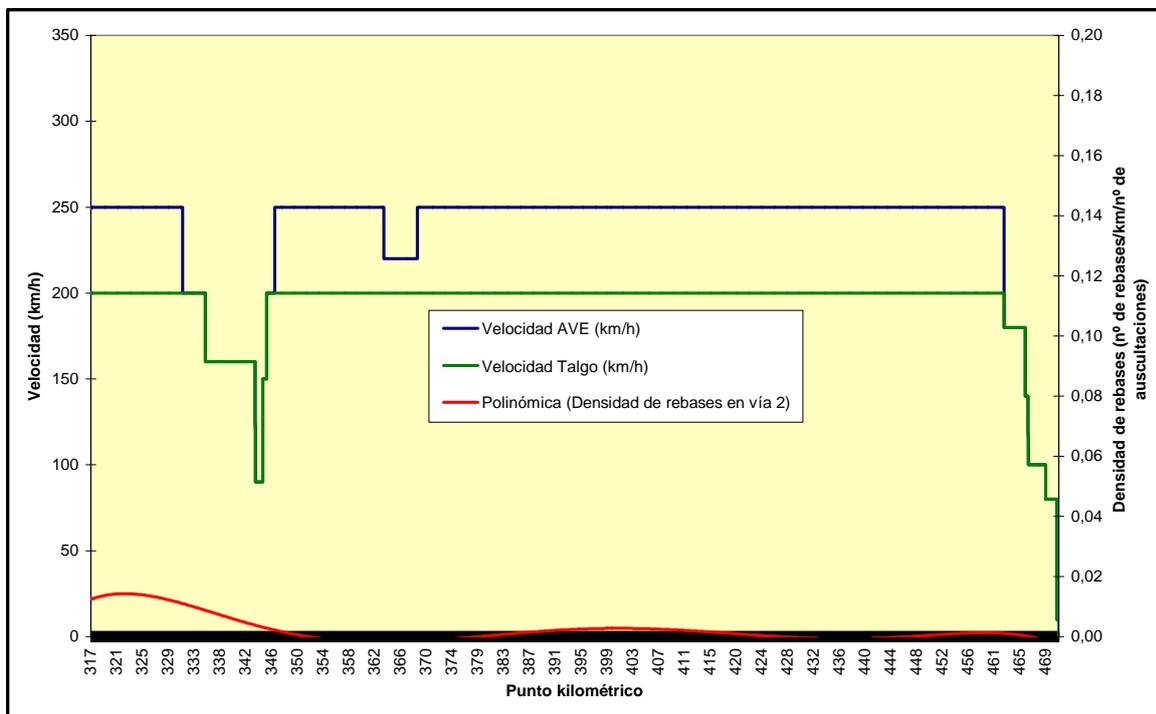


Figura A-II.24.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia.

### A-II.4. DISTRIBUCIÓN DE LAS ACELERACIONES VERTICALES MEDIDAS EN CAJA DE VEHÍCULO

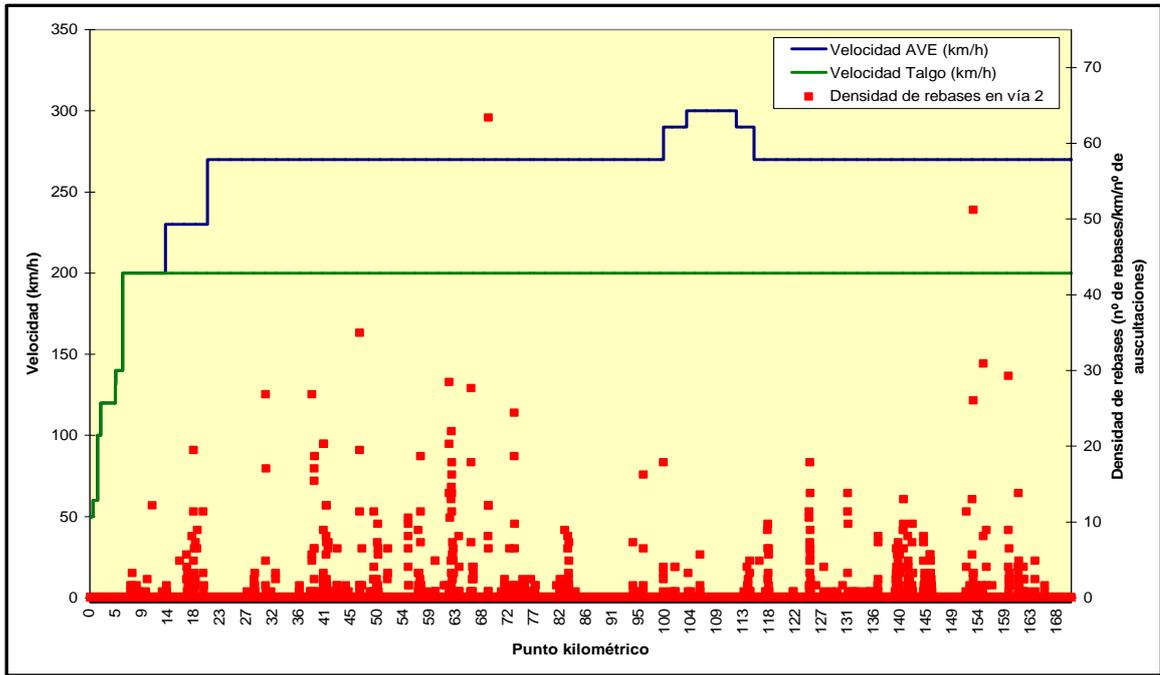


Figura A-II.25.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Mora. Fuente: elaboración propia.

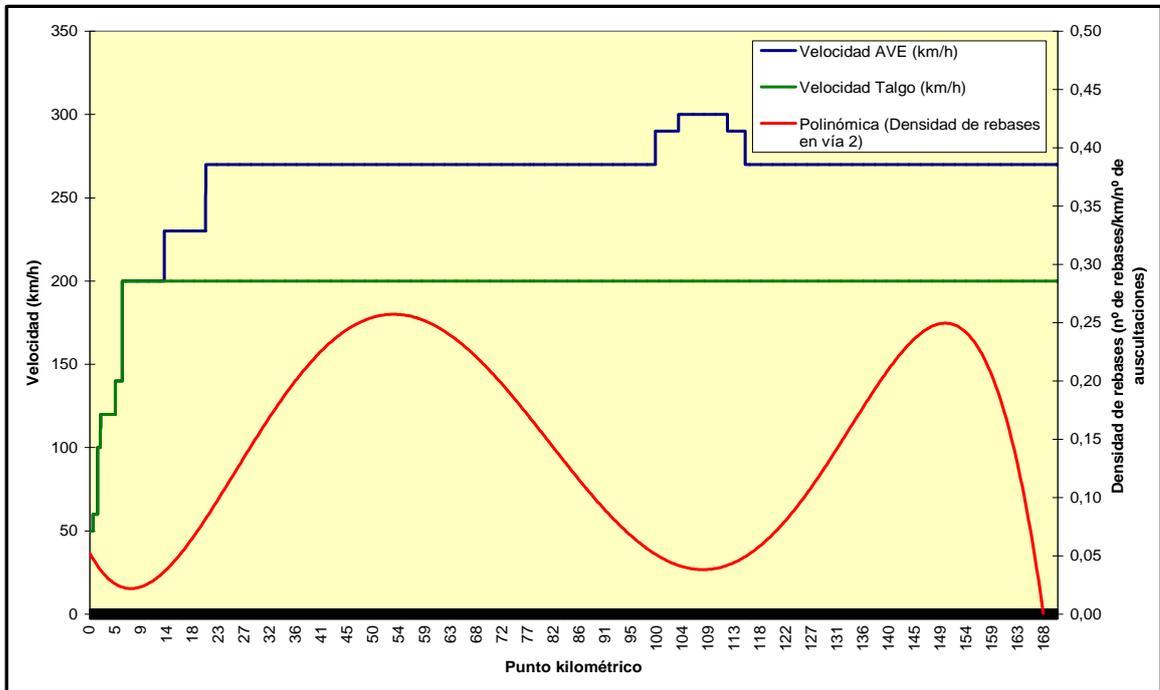


Figura A-II.26.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Mora. Fuente: elaboración propia.

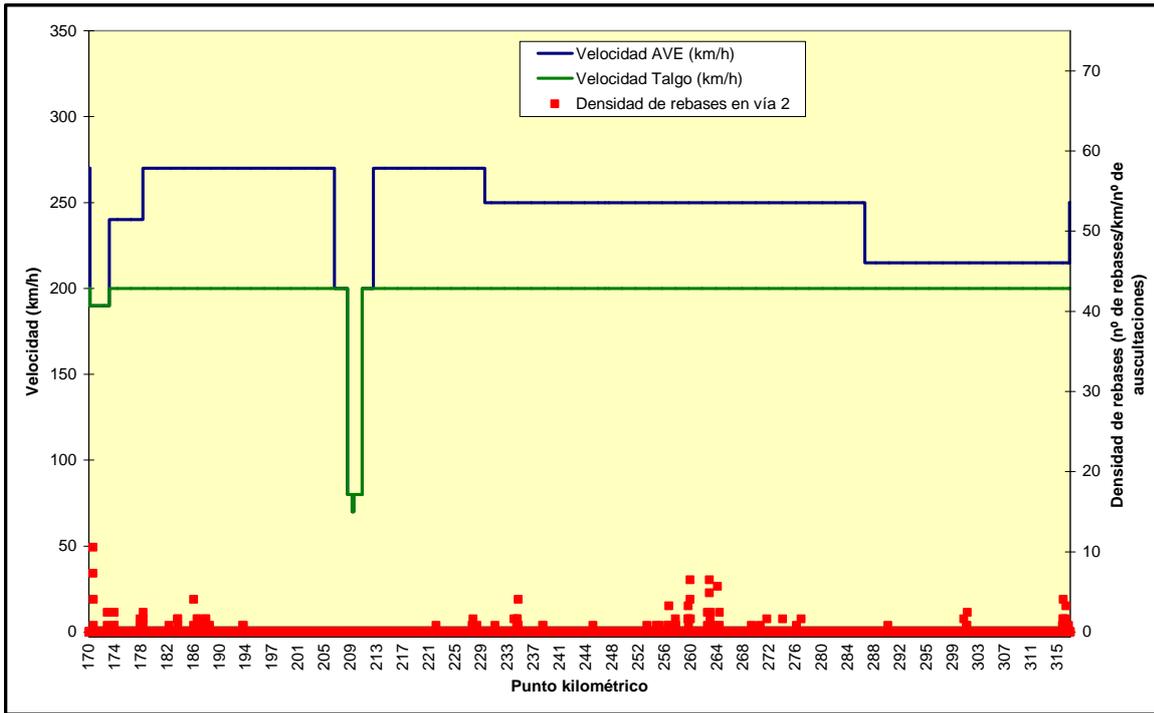


Figura A-II.27.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia.

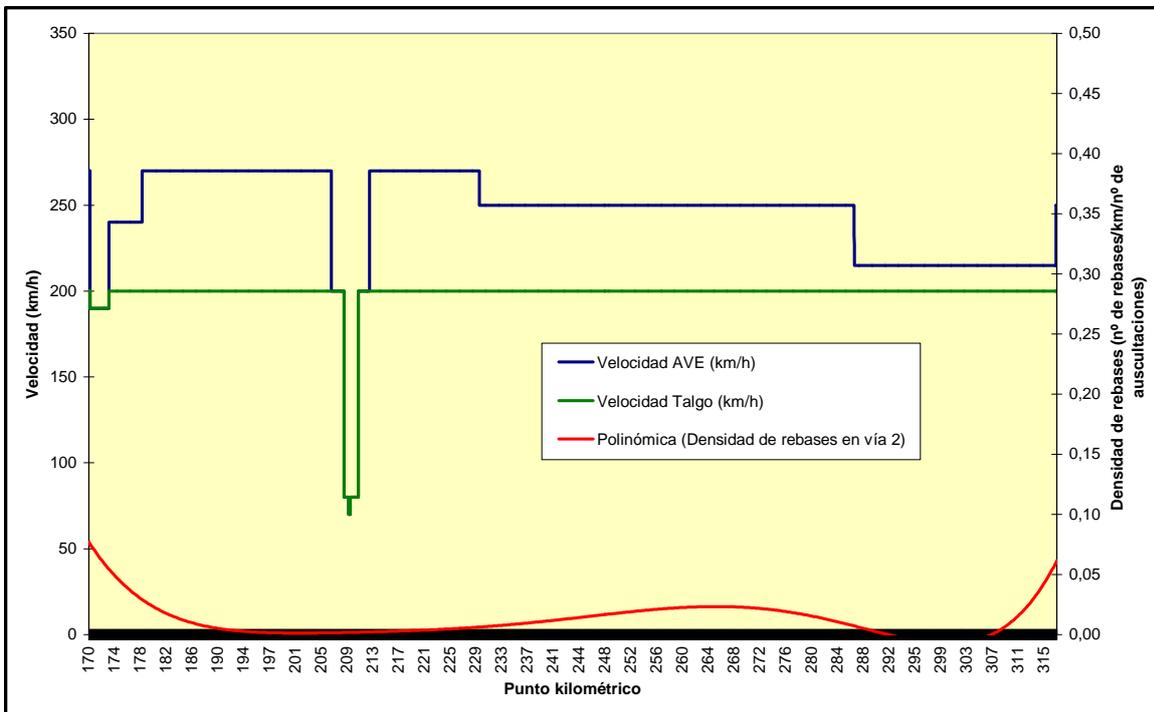


Figura A-II.28.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia.

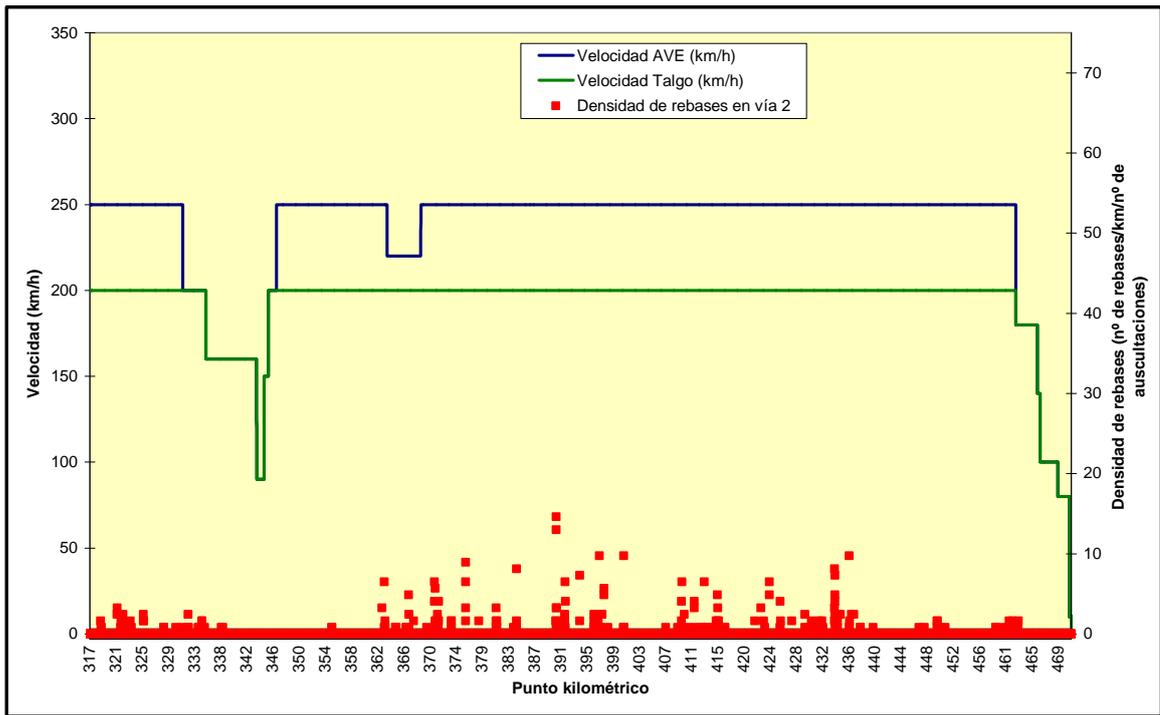


Figura A-II.29.- Distribución de la velocidad y de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia.

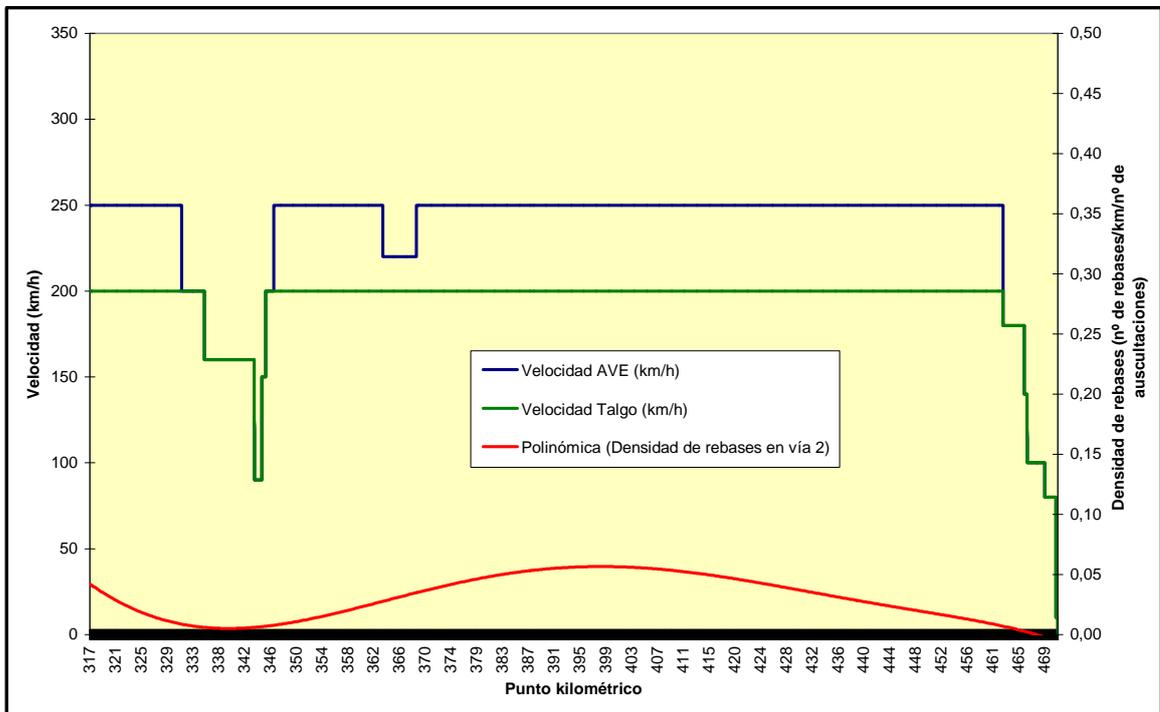


Figura A-II.30.- Distribución de la velocidad y línea de ajuste de la densidad de rebases en la vía 2 del tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia.

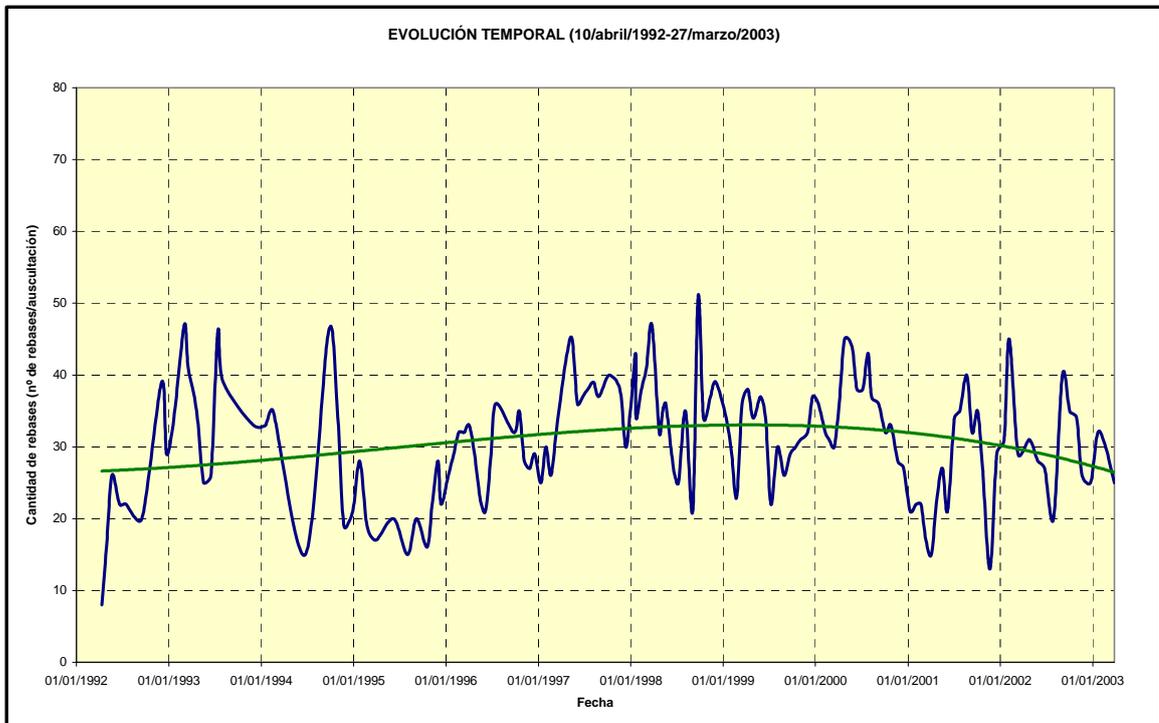


## **ANEJO III. EVOLUCIÓN DE LOS REGISTROS DE LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA**

Las líneas de tendencia que aparecen en los siguientes gráficos de este anejo son funciones polinómicas de grado 3 (línea verde continua) y de grado 6 (línea verde discontinua), que permiten percibir la tendencia de los datos con distintos niveles de precisión.

### **A-III.1. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA EN CUANTO A LA MEDICIÓN DE ACELERACIONES VERTICALES EN LA CAJA DE GRASA**

#### **A-III.1.1. Tramo de Mora**



*Figura A-III.1.- Evolución temporal de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 1. Fuente: elaboración propia.*

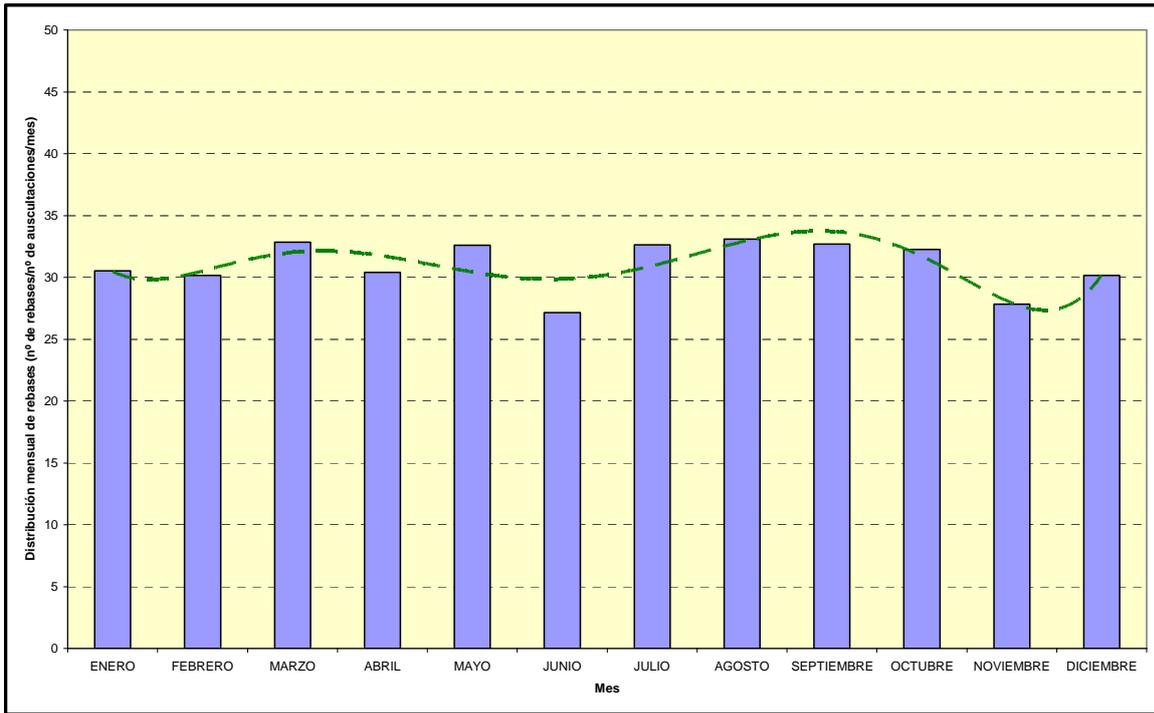


Figura A-III.2.- Evolución por meses de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 1. Fuente: elaboración propia.

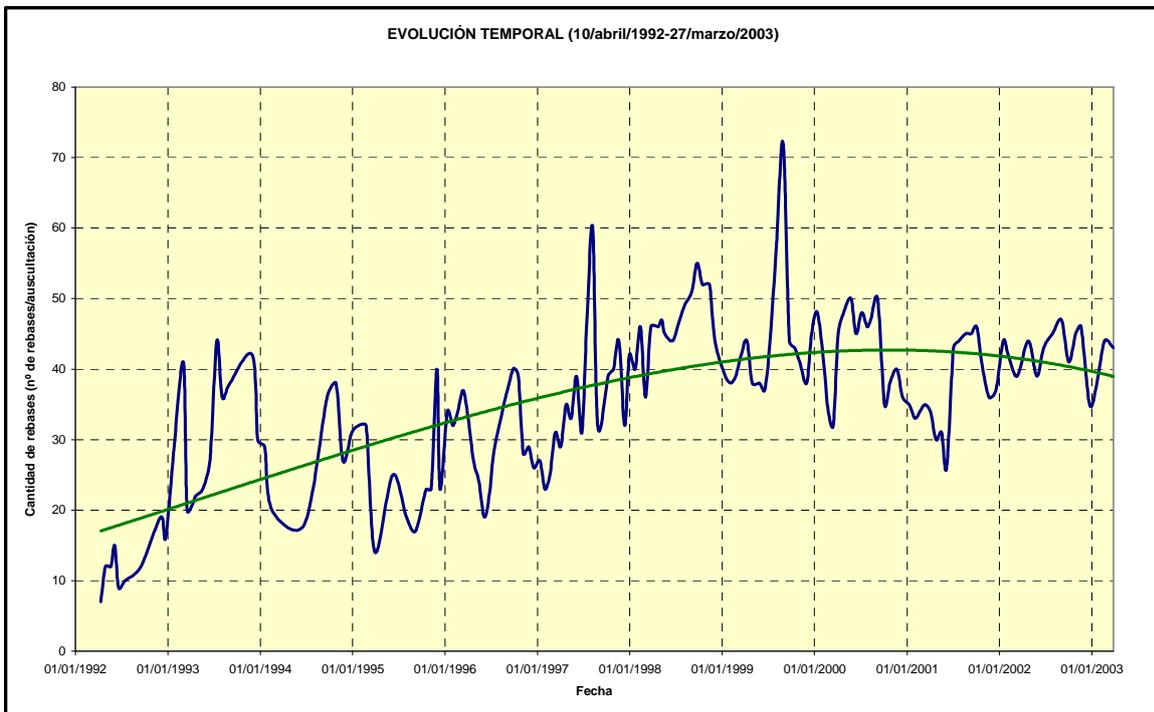
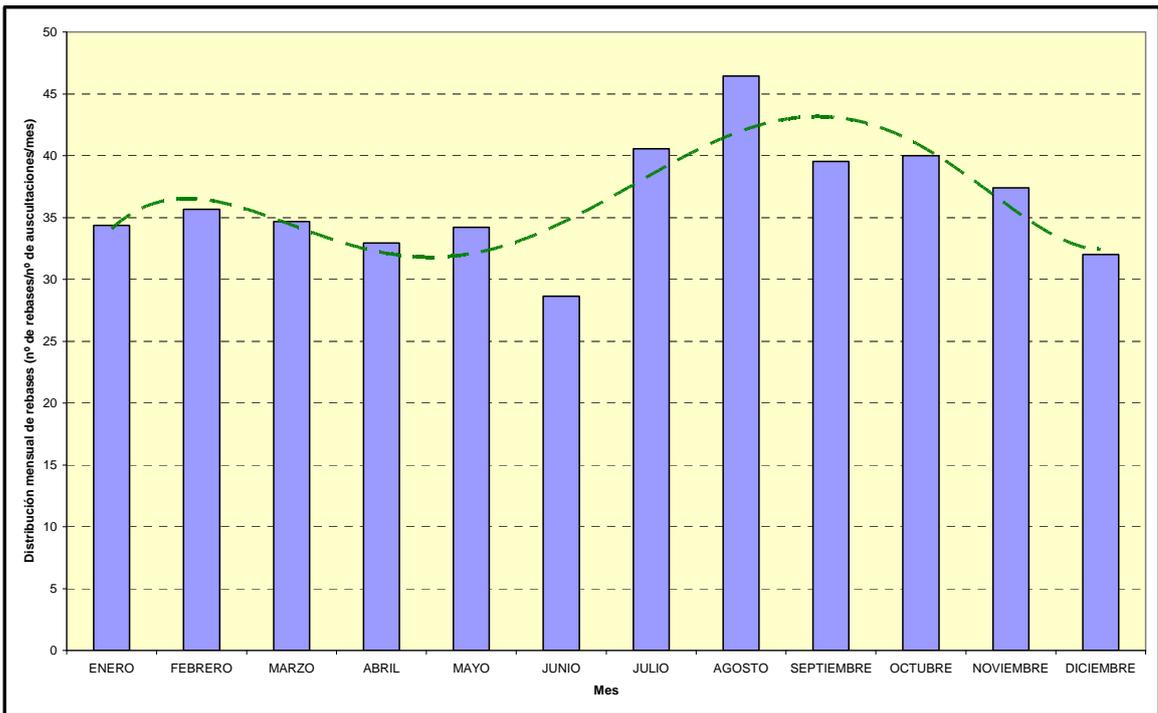
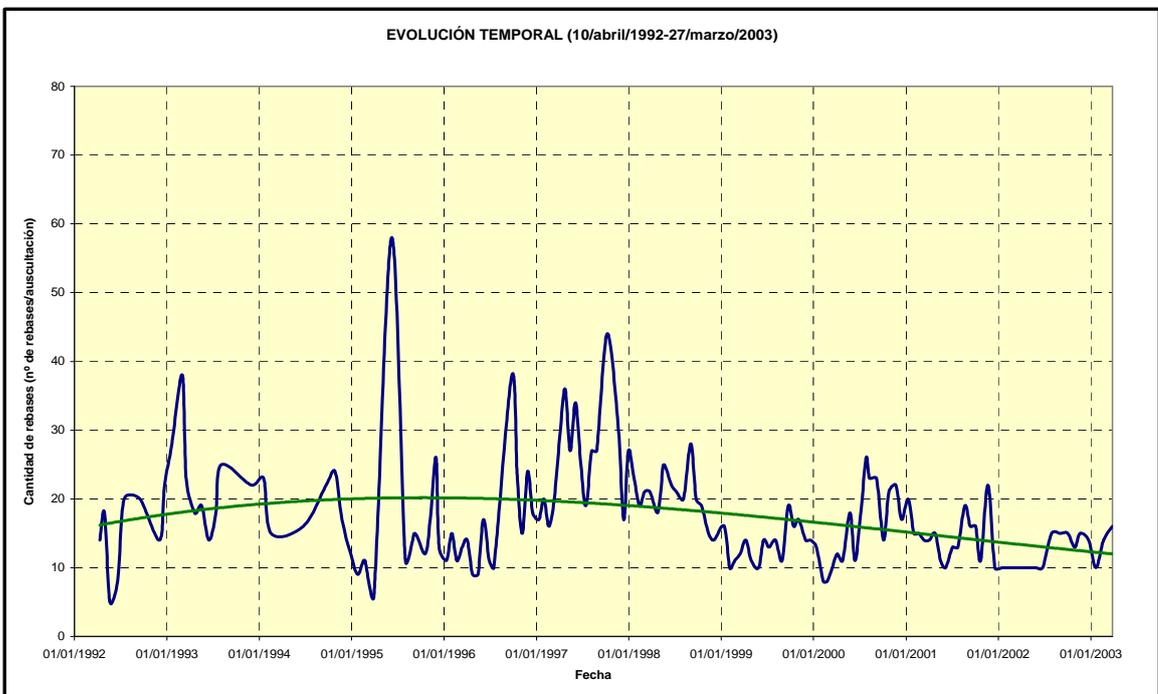


Figura A-III.3.- Evolución temporal de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 2. Fuente: elaboración propia.



*Figura A-III.4.- Evolución por meses de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 2. Fuente: elaboración propia.*

**A-III.1.2. Tramo de Calatrava**



*Figura A-III.5.- Evolución temporal de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 1. Fuente: elaboración propia.*

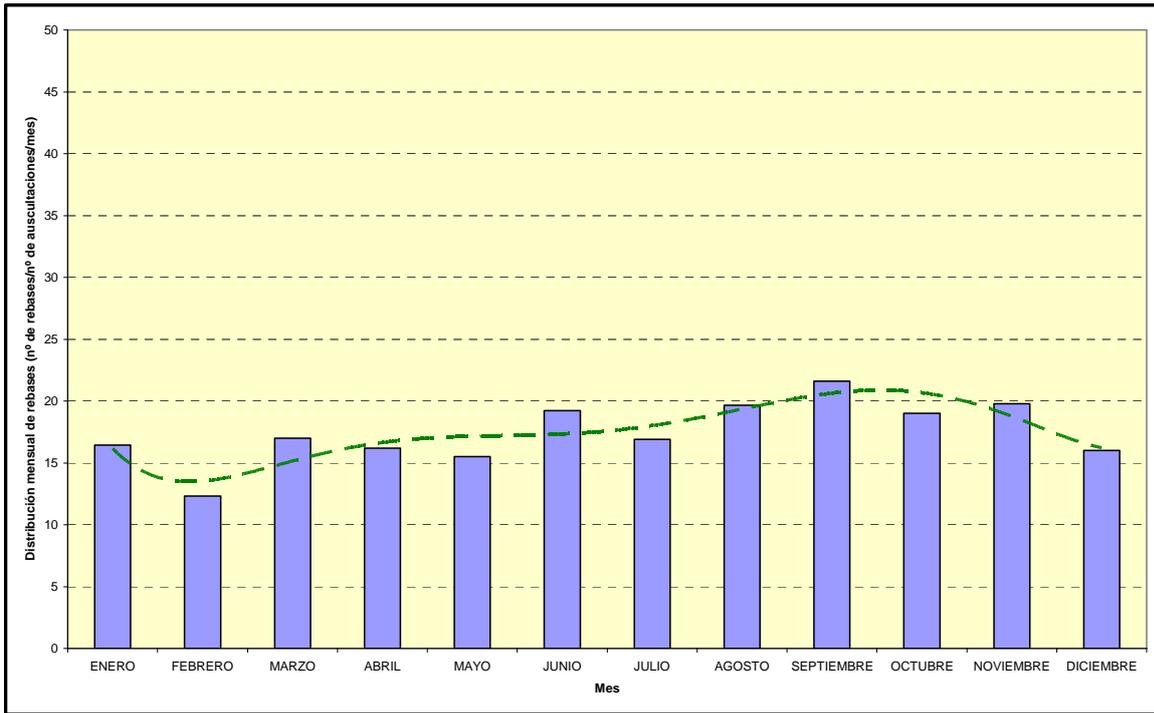


Figura A-III.6.- Evolución por meses de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 1. Fuente: elaboración propia.

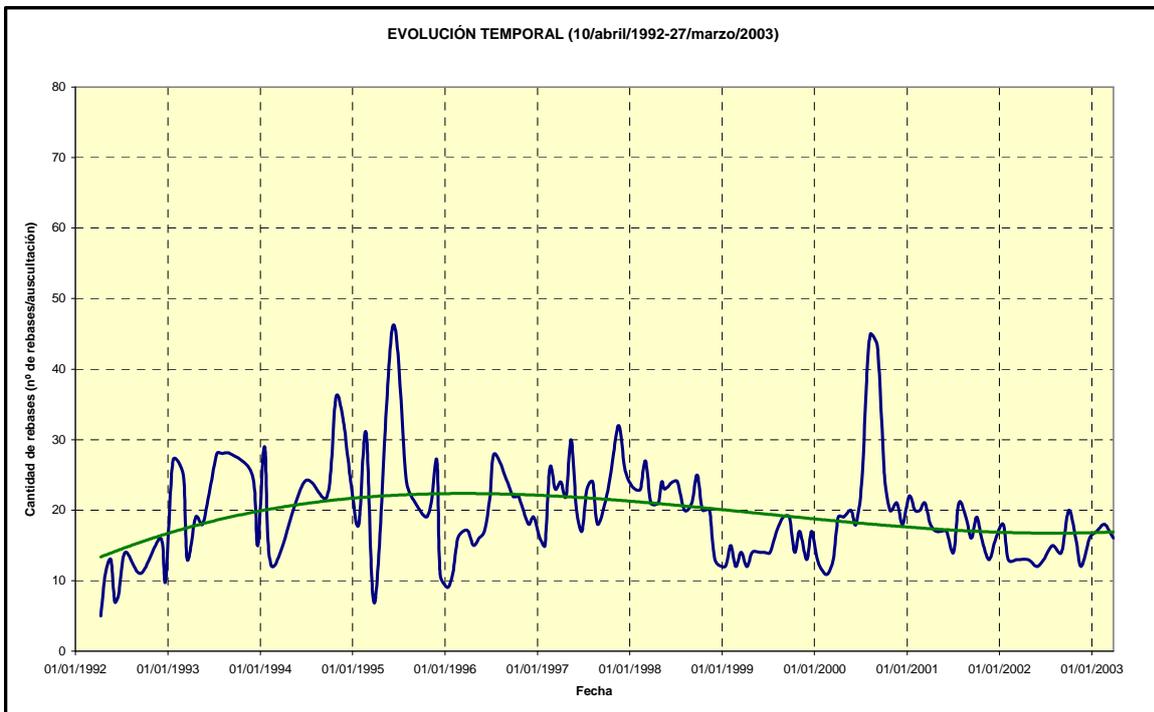
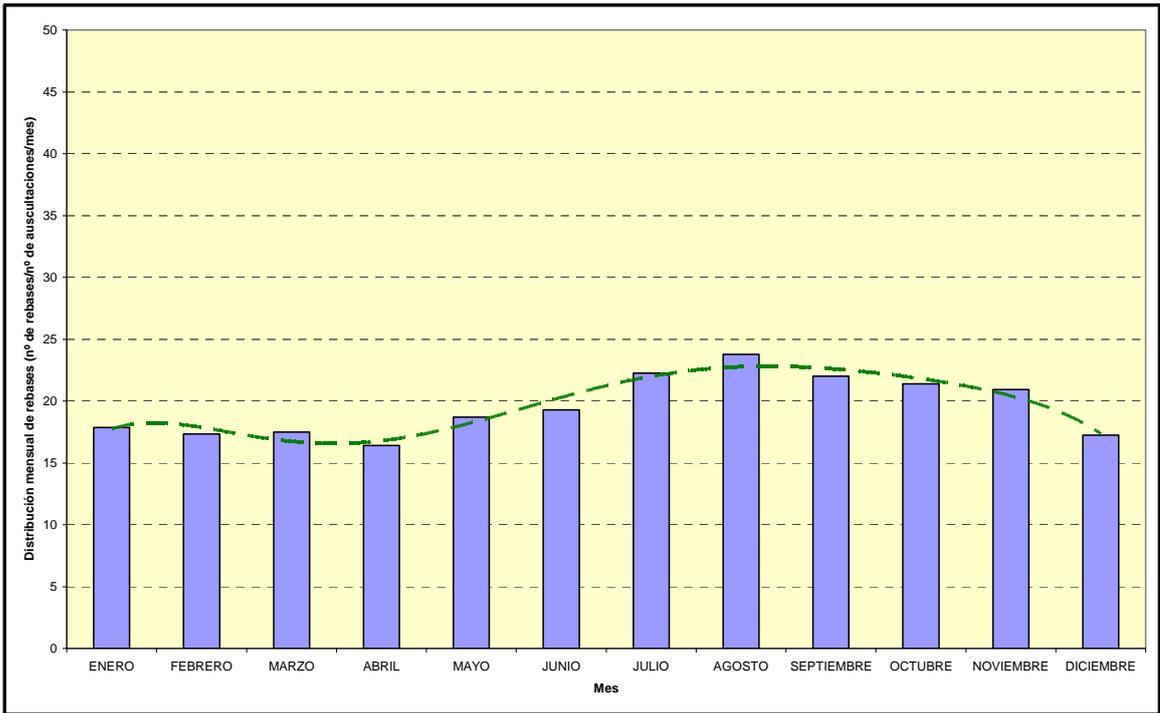
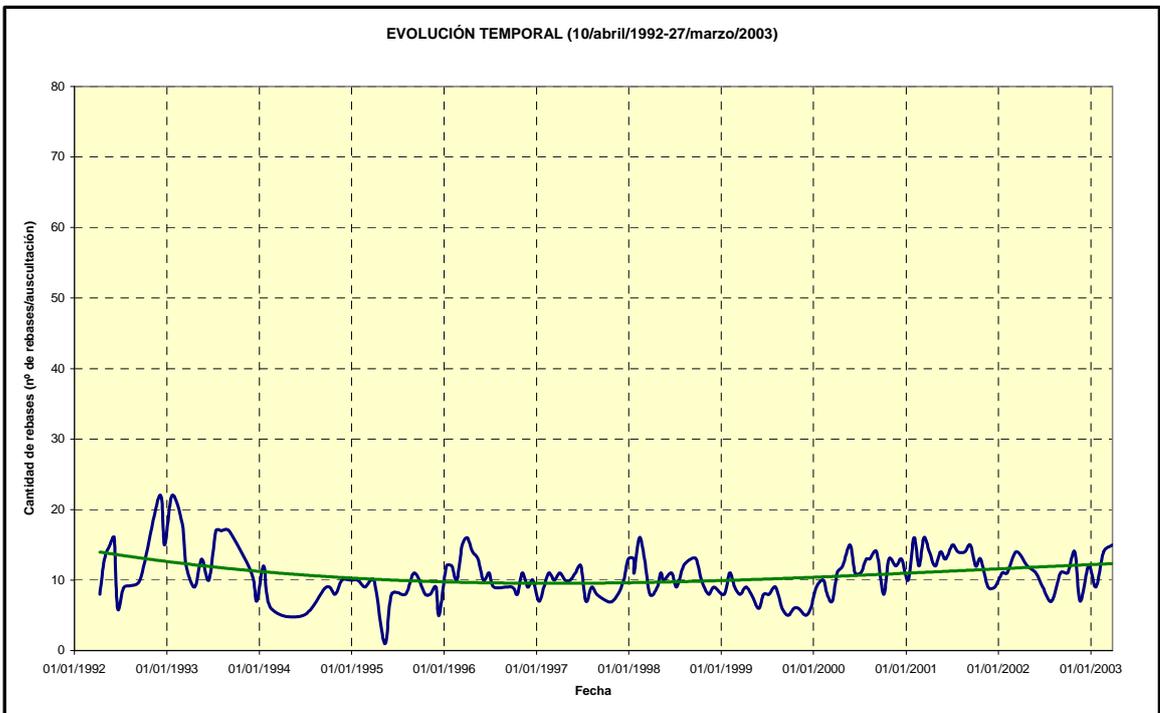


Figura A-III.7.- Evolución temporal de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 2. Fuente: elaboración propia.



*Figura A-III.8.- Evolución por meses de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 2. Fuente: elaboración propia.*

**A-III.1.3. Tramo de Hornachuelos**



*Figura A-III.9.- Evolución temporal de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 1. Fuente: elaboración propia.*

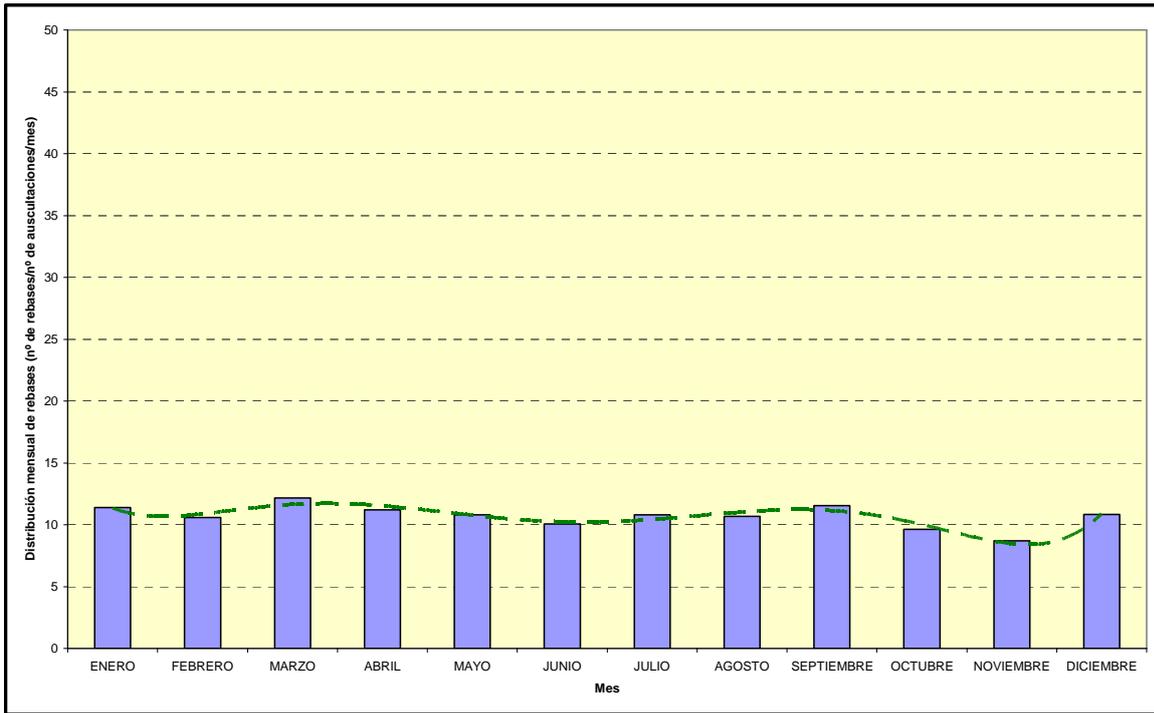


Figura A-III.10.- Evolución por meses de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 1. Fuente: elaboración propia.

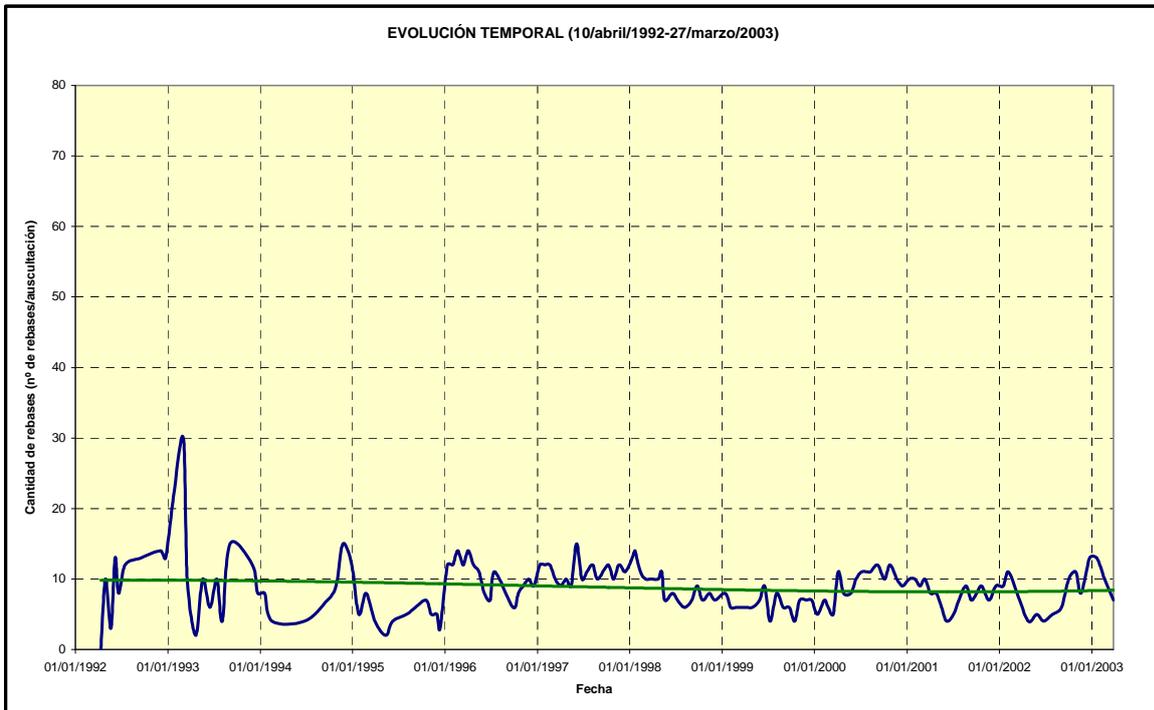


Figura A-III.11.- Evolución temporal de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 2. Fuente: elaboración propia.

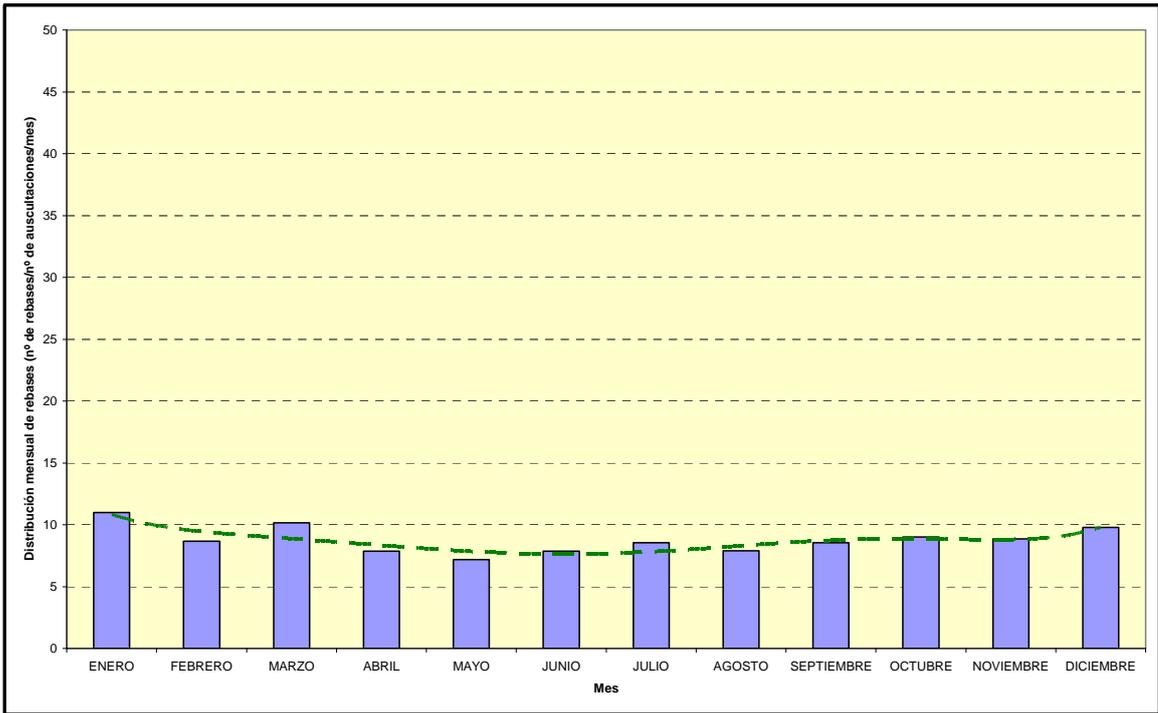


Figura A-III. 12.- Evolución por meses de los rebases de los límites de control de la aceleración vertical medida en caja de grasa, en la vía 2. Fuente: elaboración propia.

**A-III.2. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA EN CUANTO A LA MEDICIÓN DE ACELERACIONES LATERALES EN BASTIDOR DE BOGIE**

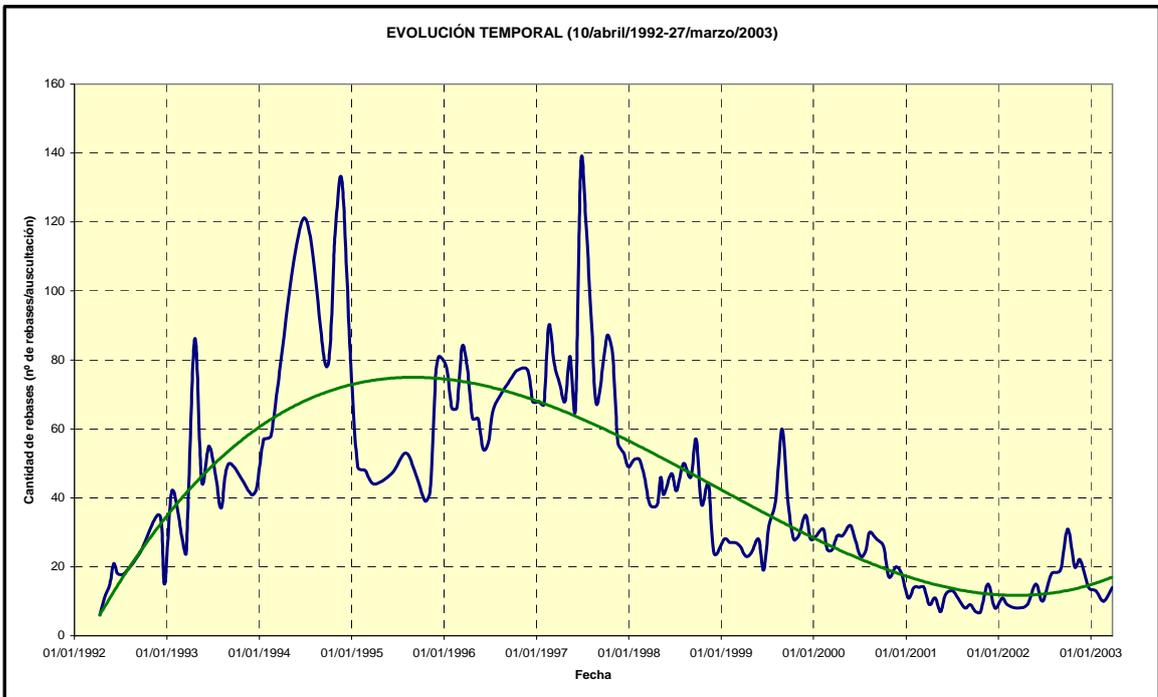


Figura A-III. 13.- Evolución temporal de los rebases de los límites de control de la ac. lateral medida en bastidor de bogie, en toda la vía 2. Fuente: elaboración propia.

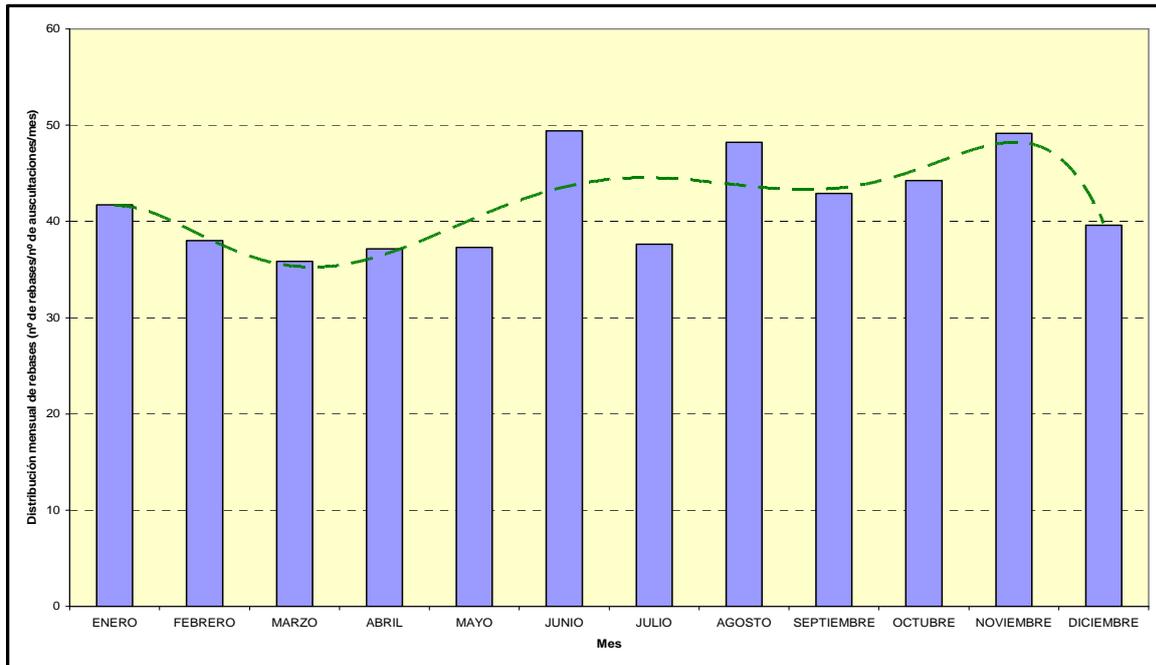


Figura A-III.14.- Evolución por meses de los rebases de los límites de control de la ac. lateral medida en bastidor de bogie, en toda la vía 2. Fuente: elaboración propia.

### A-III.3. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA EN CUANTO A MEDICIÓN DE ACELERACIONES LATERALES EN CAJA DE VEHÍCULO

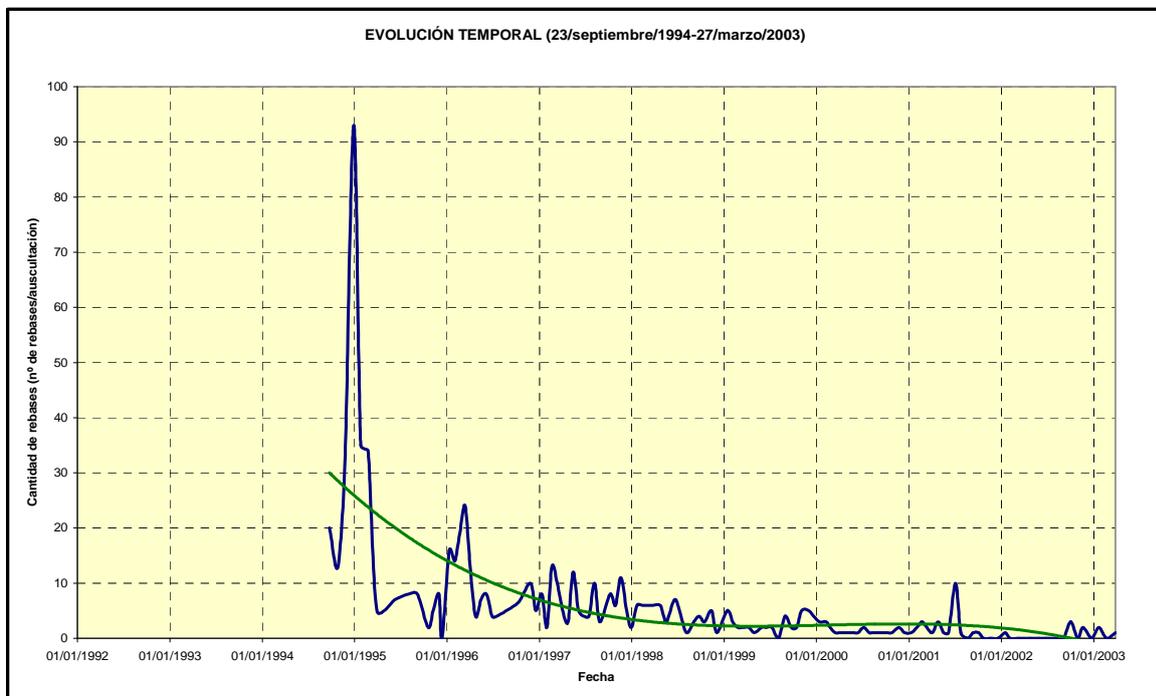


Figura A-III.15.- Evolución temporal de los rebases de los límites de control de la ac. lateral medida en caja de vehículo, en toda la vía 2. Fuente: elaboración propia.

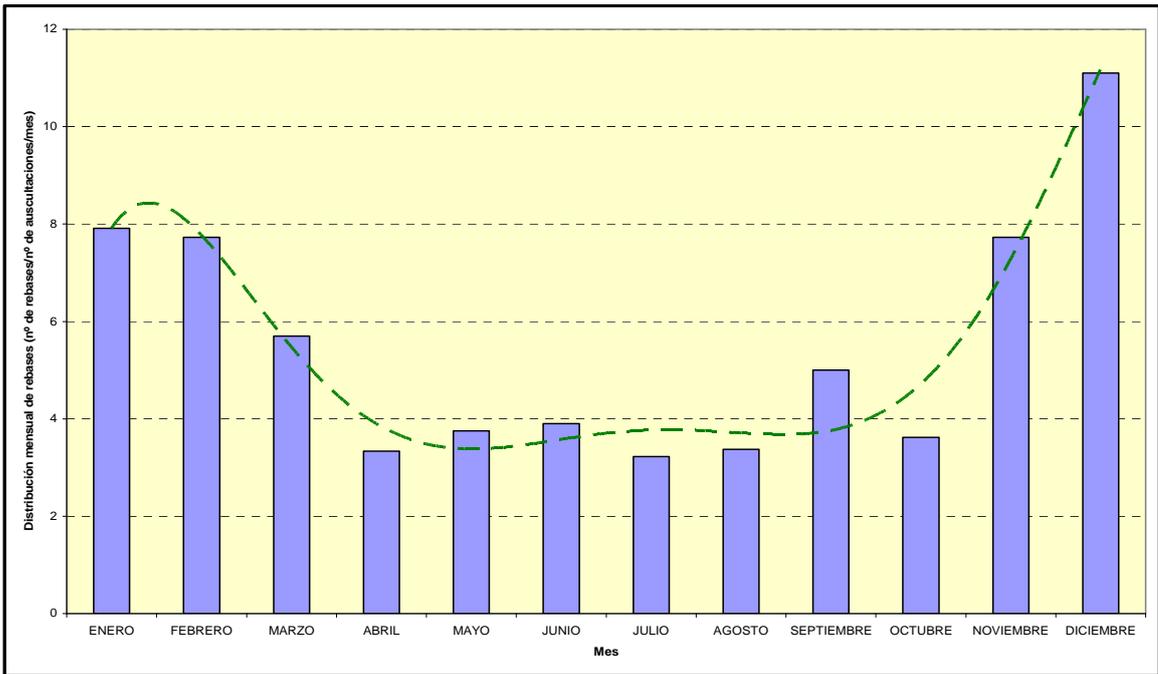


Figura A-III.16.- Evolución por meses de los rebases de los límites de control de la ac. lateral medida en caja de vehículo, en toda la vía 2. Fuente: elaboración propia.

#### **A-III.4. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN DINÁMICA EN CUANTO A LA MEDICIÓN DE ACELERACIONES VERTICALES EN CAJA DE VEHÍCULO**

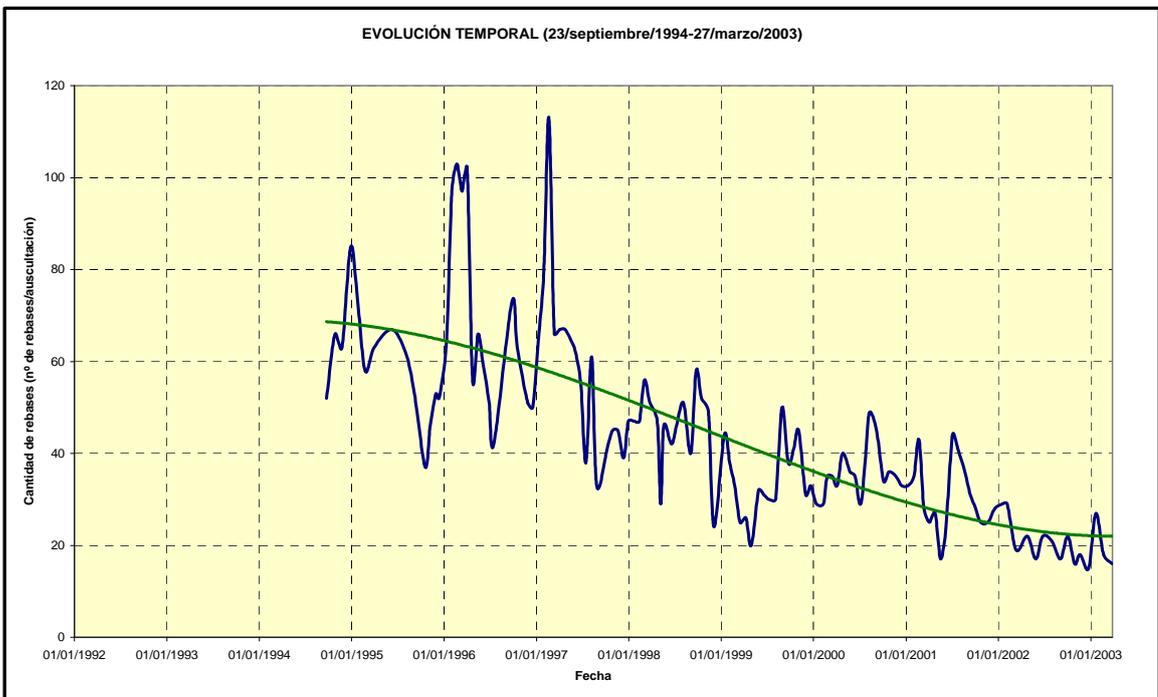


Figura A-III.17.- Evolución temporal de los rebases de los límites de control de la ac. vertical medida en caja de vehículo, en toda la vía 2. Fuente: elaboración propia.



Figura A-III.18.- Evolución por meses de los rebases de los límites de control de la ac. vertical medida en caja de vehículo, en toda la vía 2. Fuente: elaboración propia.

## ANEJO IV. EVOLUCIÓN DE LOS REGISTROS DE LA AUSCULTACIÓN GEOMÉTRICA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA

### A-IV.1. LA CALIDAD GEOMÉTRICA EN EL TRAMO DE MORA

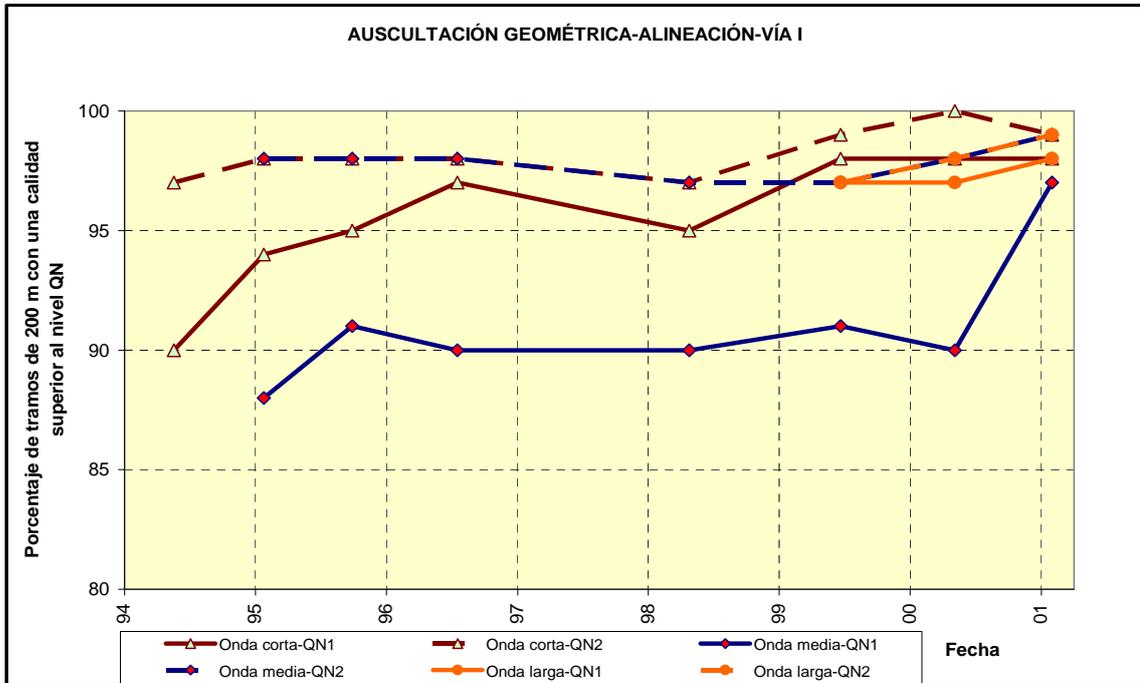


Figura A-IV.1.- Evolución de la alineación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Mora. Fuente: Ladrón (2001a).

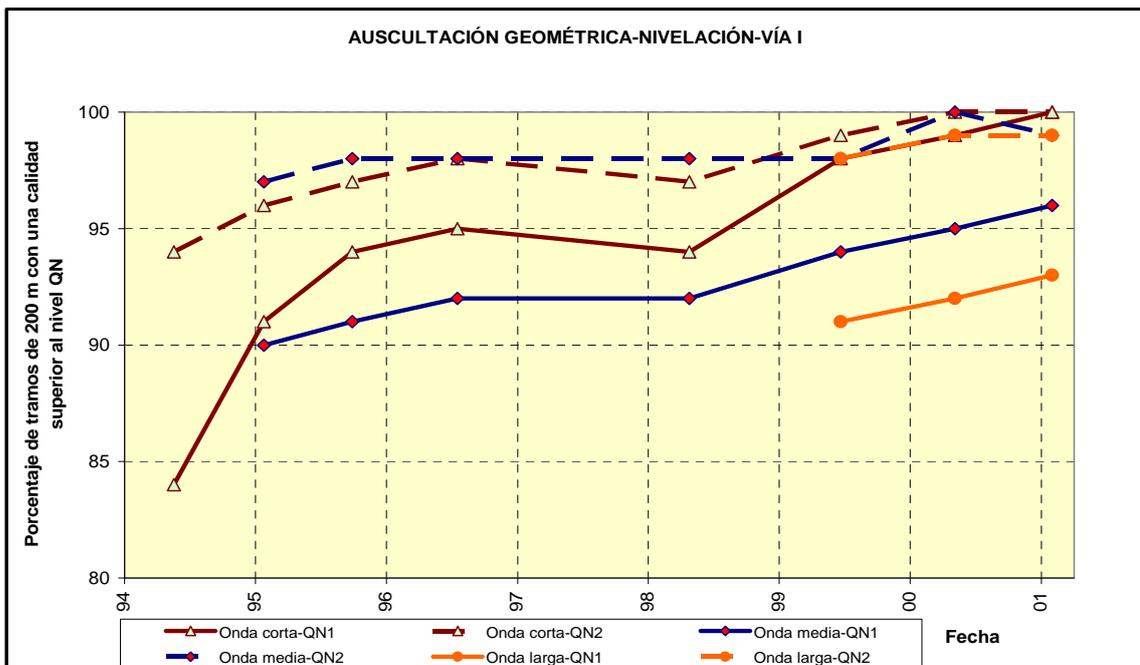


Figura A-IV.2.- Evolución de la nivelación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Mora. Fuente: Ladrón (2001a).

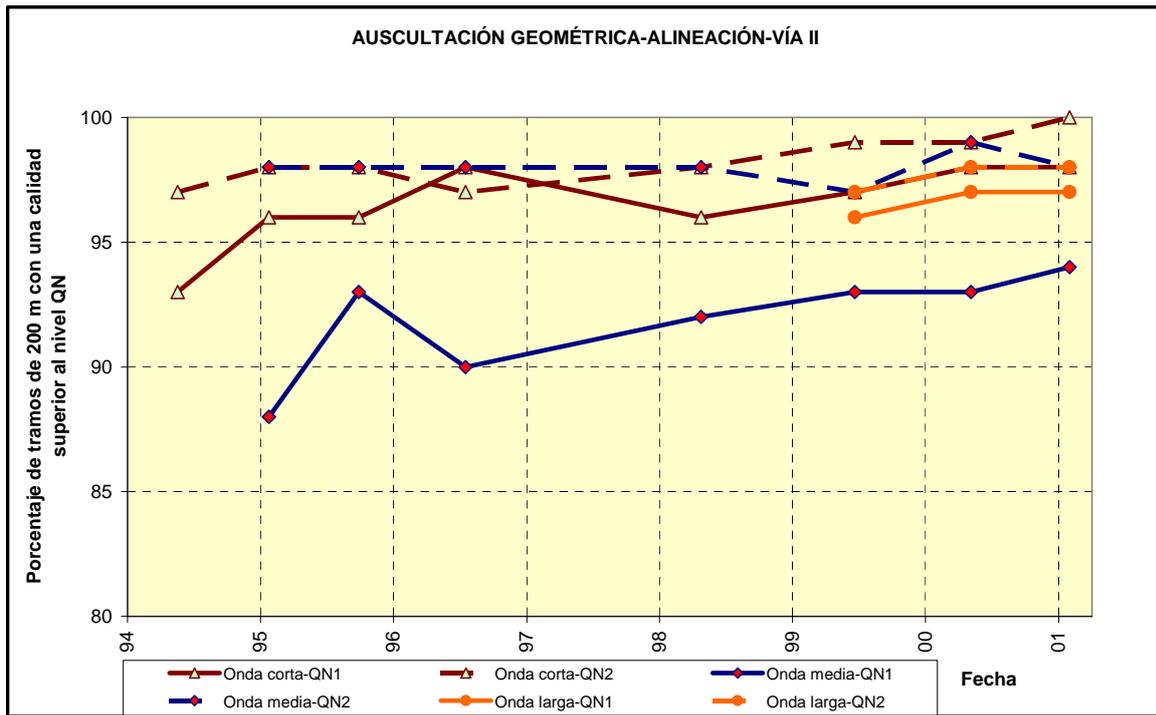


Figura A-IV.3.- Evolución de la alineación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Mora. Fuente: Ladrón (2001a).

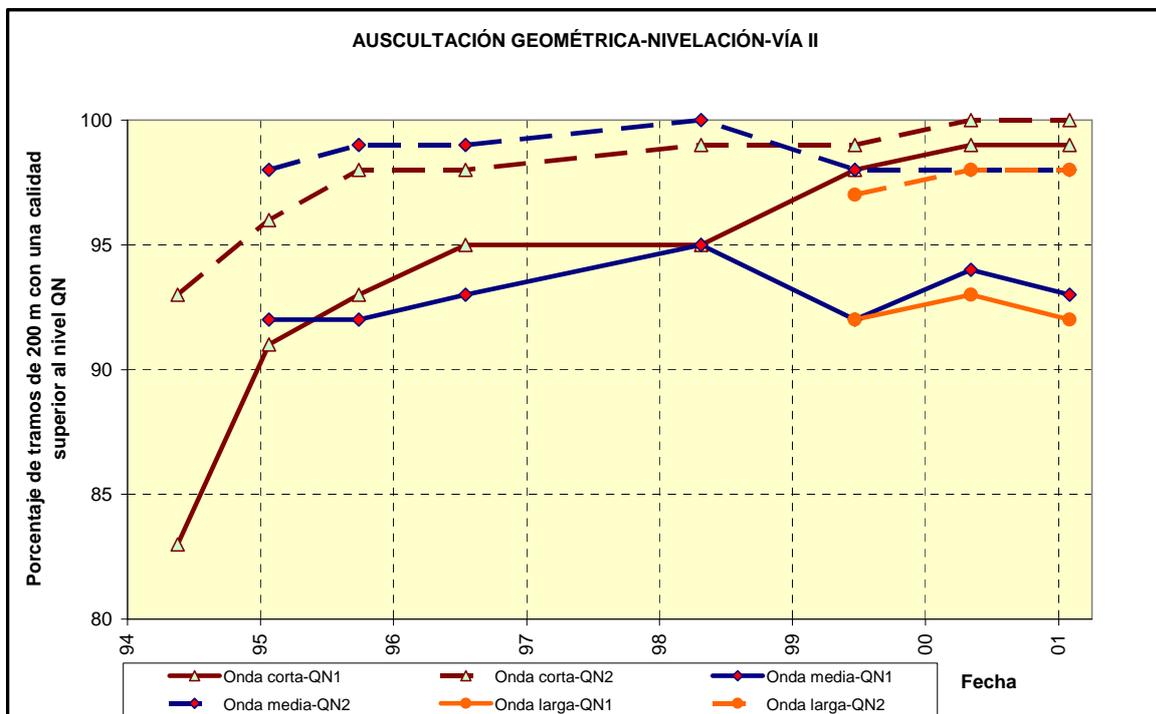


Figura A-IV.4.- Evolución de la nivelación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Mora. Fuente: Ladrón (2001a).

**A-IV.2. LA CALIDAD GEOMÉTRICA EN EL TRAMO DE CALATRAVA**

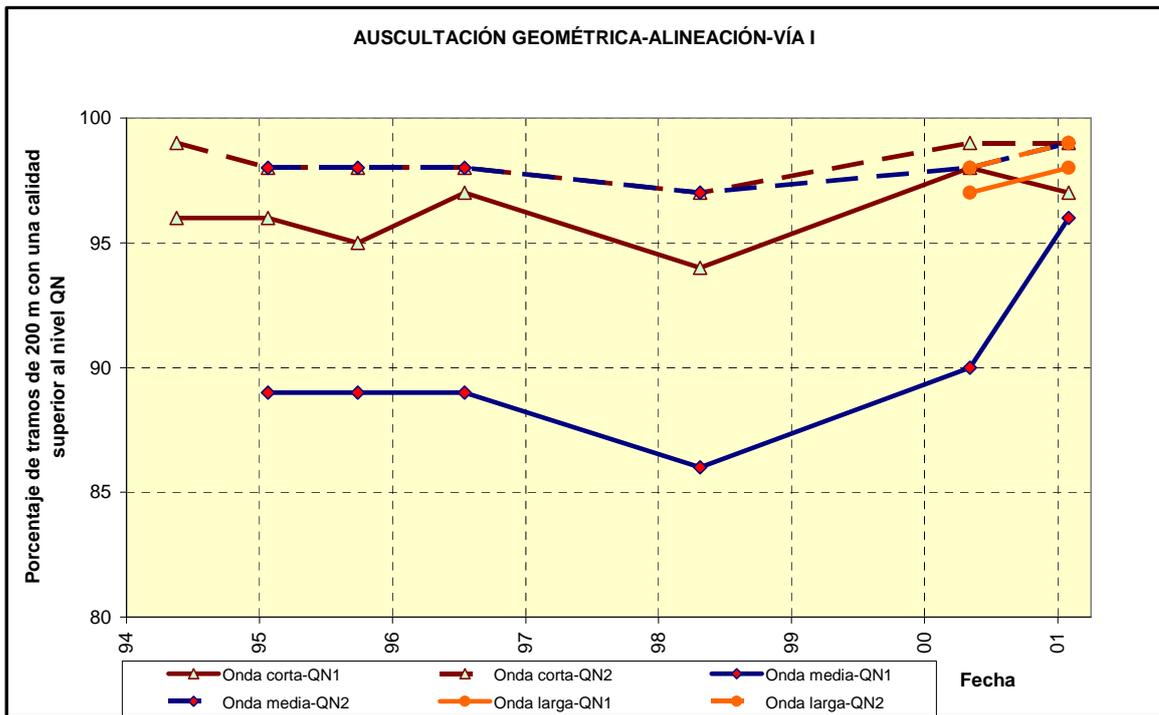


Figura A-IV.5.- Evolución de la alineación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Calatrava. Fuente: Ladrón (2001b).

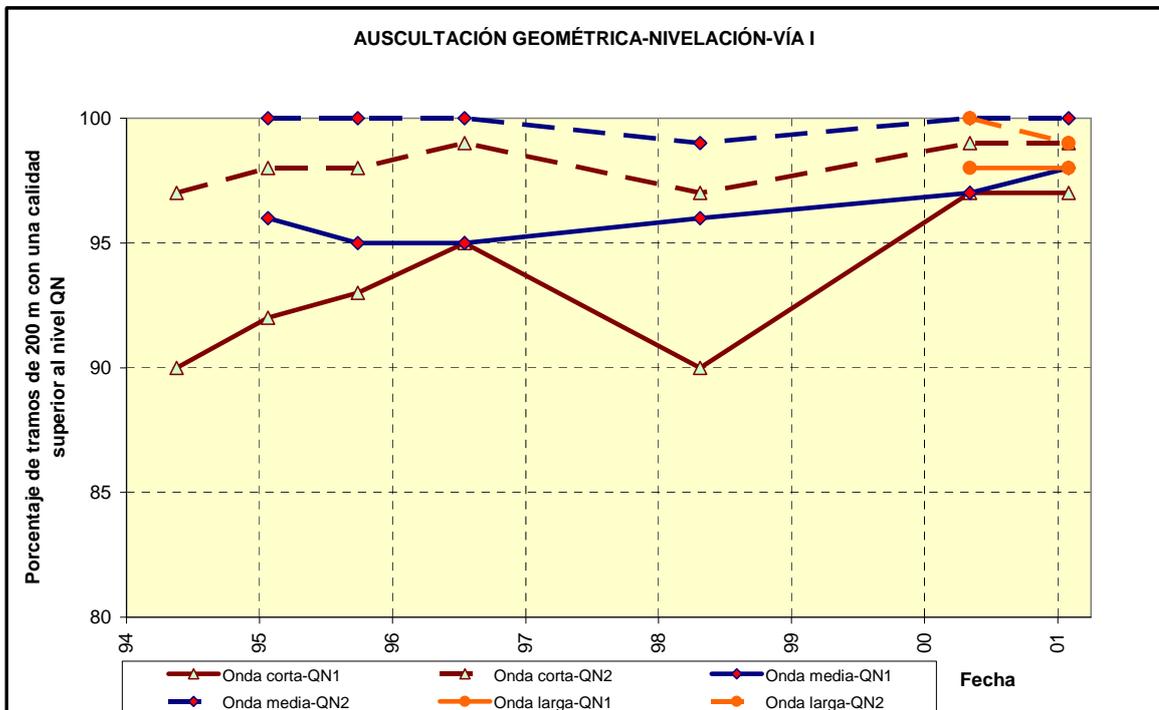


Figura A-IV.6.- Evolución de la nivelación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Calatrava. Fuente: Ladrón (2001b).

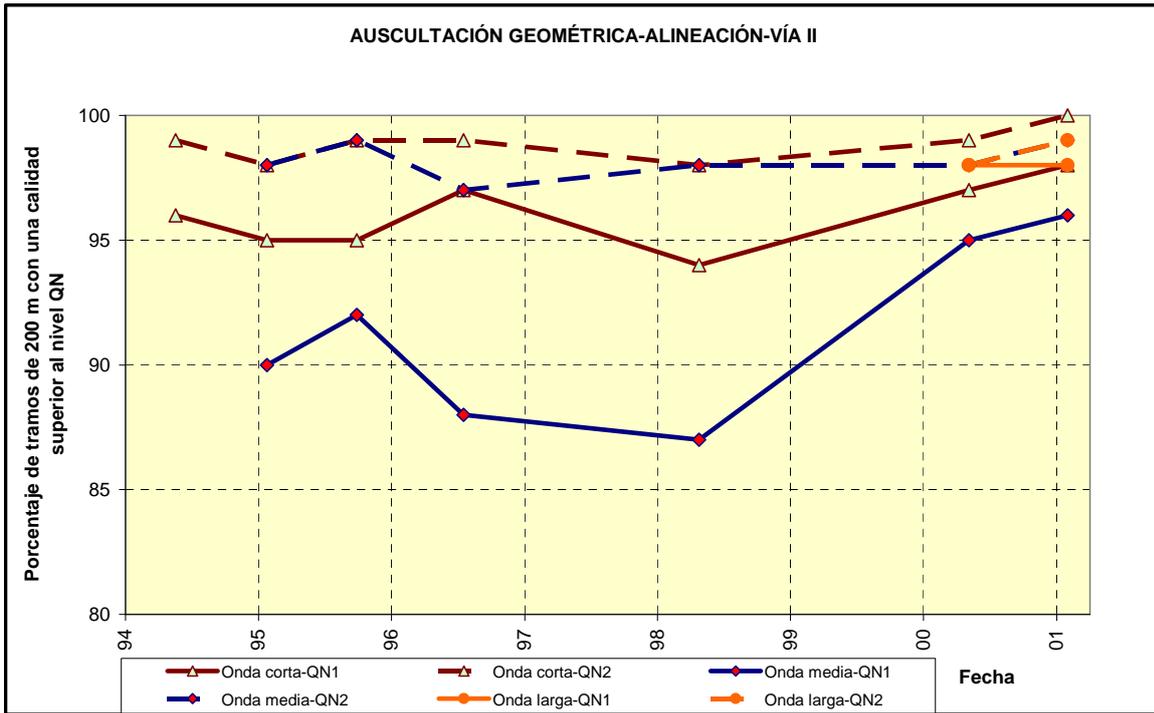


Figura A-IV.7.- Evolución de la alineación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Calatrava. Fuente: Ladrón (2001b).

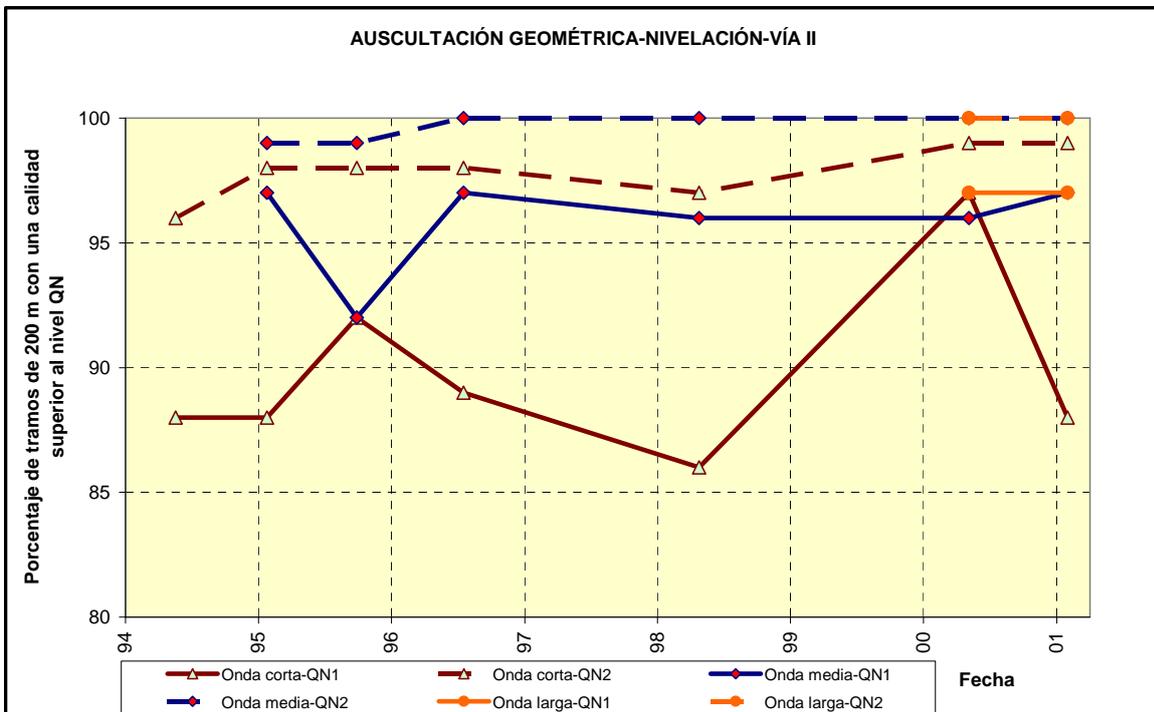


Figura A-IV.8.- Evolución de la nivelación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Calatrava. Fuente: Ladrón (2001b).

**A-IV.3. LA CALIDAD GEOMÉTRICA EN EL TRAMO DE HORNACHUELOS**

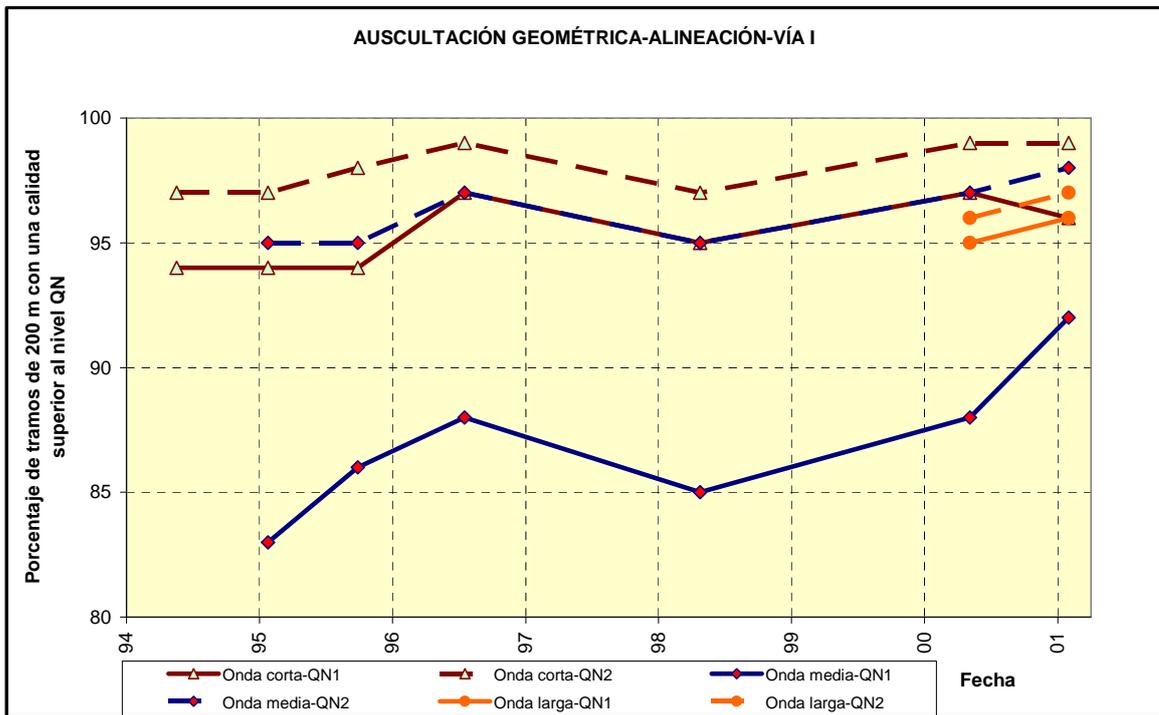


Figura A-IV.9.- Evolución de la alineación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Hornachuelos. Fuente: Ladrón (2001c).

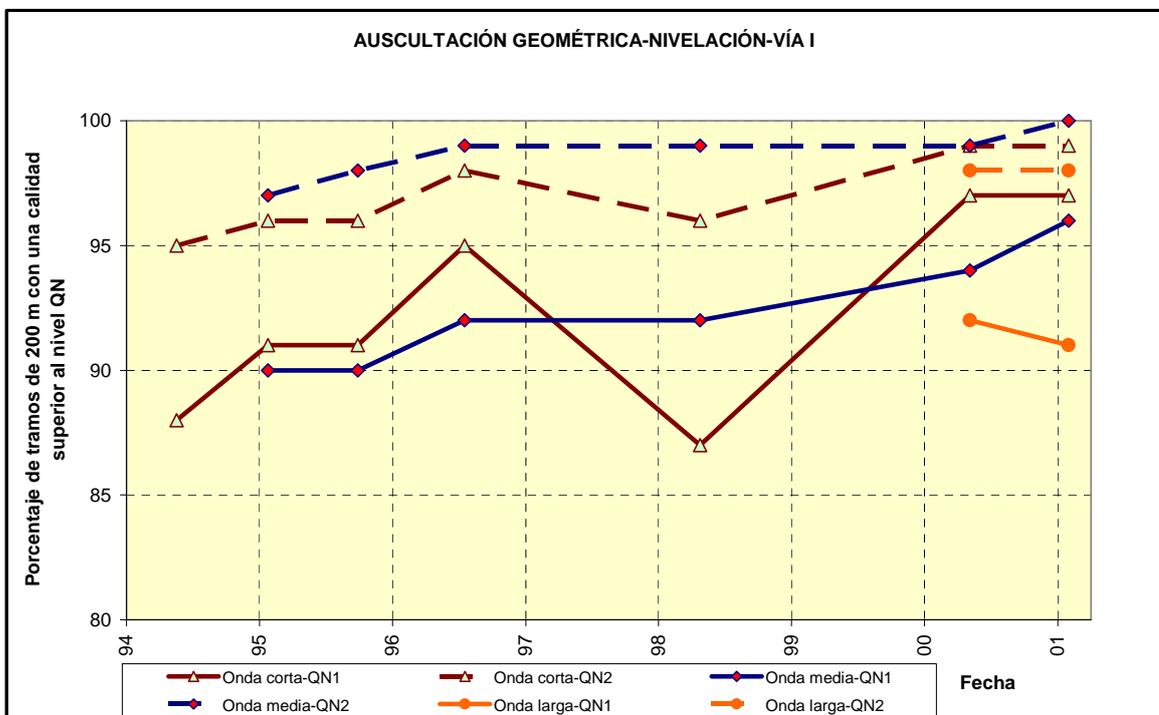


Figura A-IV.10.- Evolución de la nivelación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Hornachuelos. Fuente: Ladrón (2001c).

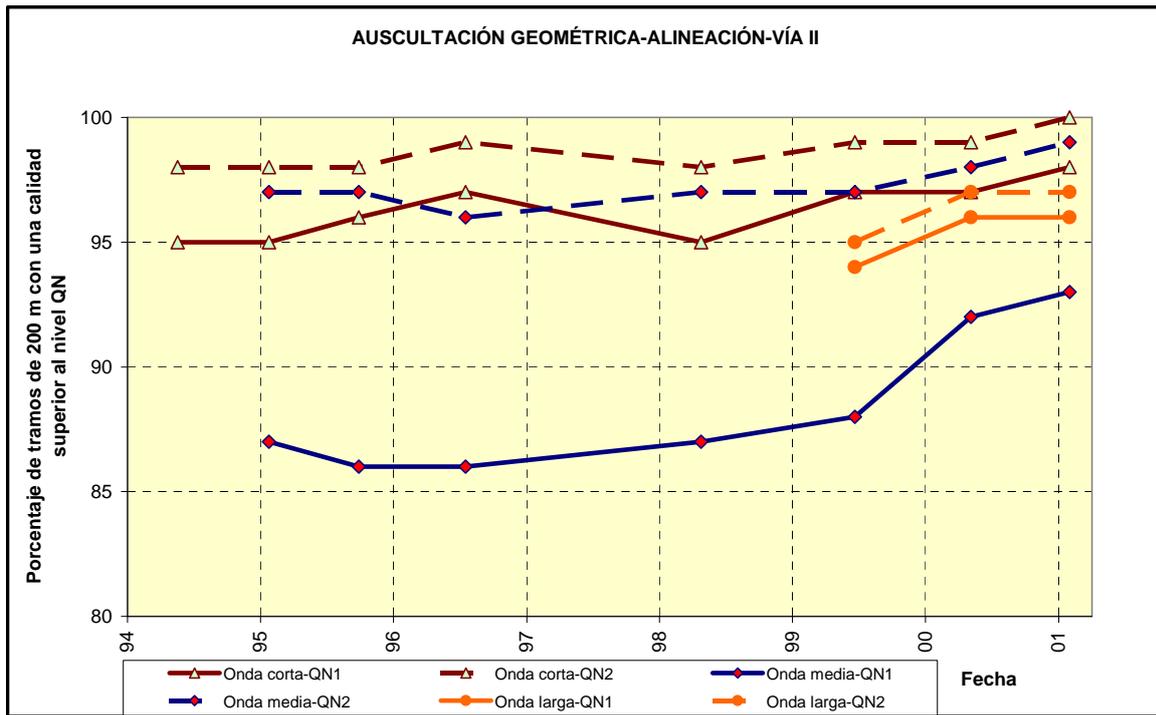


Figura A-IV.11.- Evolución de la alineación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Hornachuelos. Fuente: Ladrón (2001c).

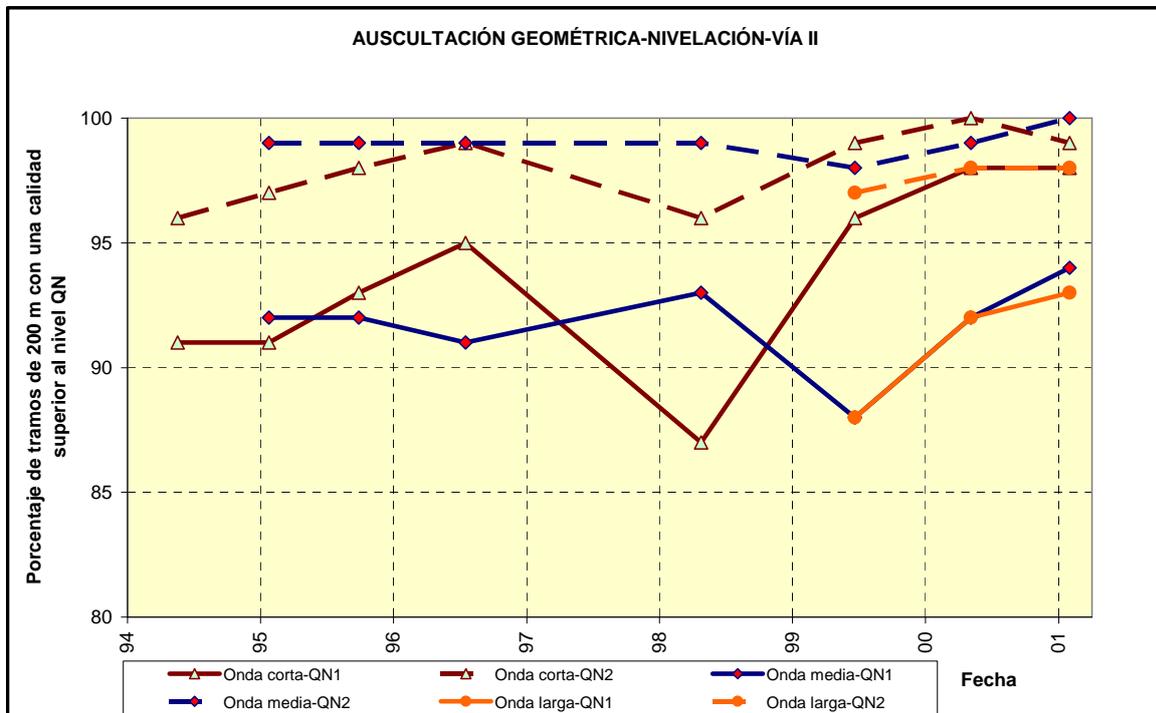


Figura A-IV.12.- Evolución de la nivelación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla, en el tramo de Hornachuelos. Fuente: Ladrón (2001c).

## ANEJO V. EVOLUCIÓN DE LOS TRABAJOS DE CONSERVACIÓN DE VÍA EN LA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD ENTRE MADRID Y SEVILLA

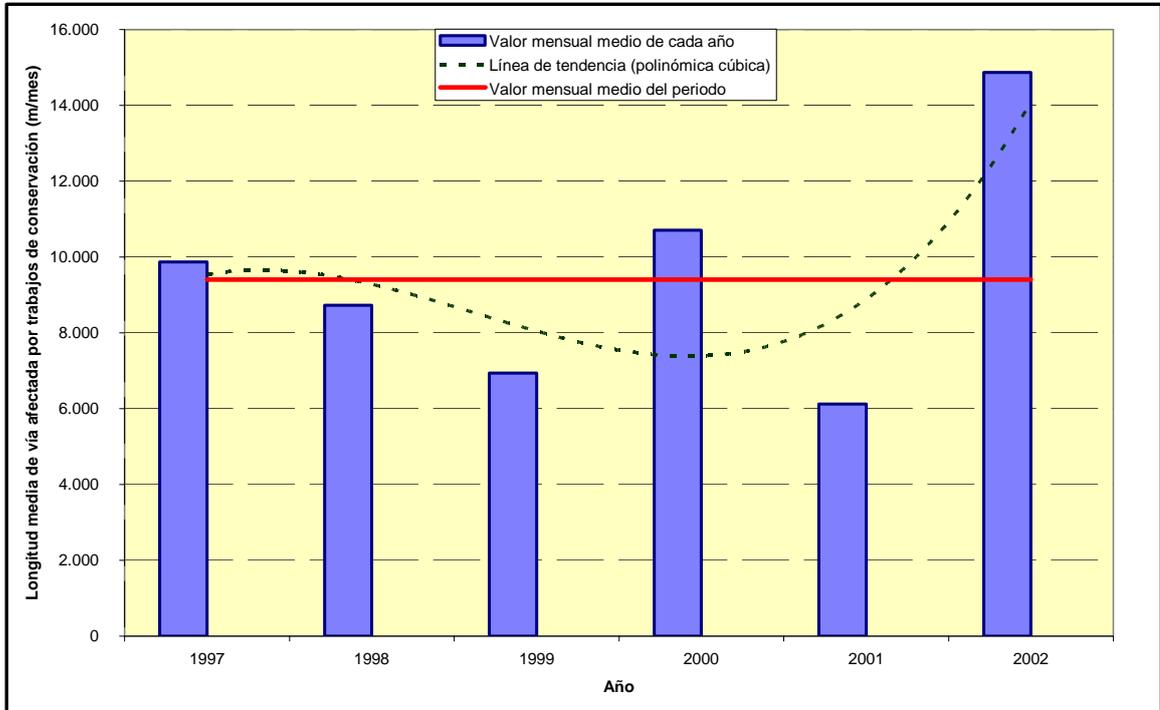


Figura A-V.1.- Evolución anual de los trabajos de conservación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Mora. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

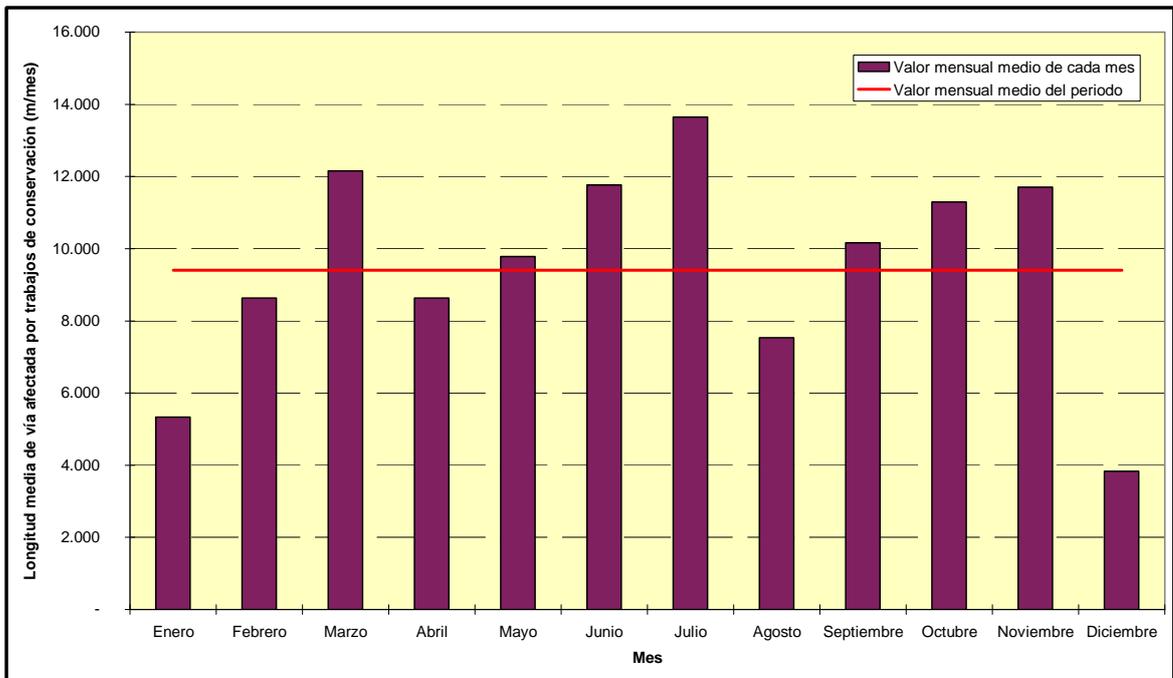


Figura A-V.2.- Evolución mensual de los trabajos de conservación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Mora. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

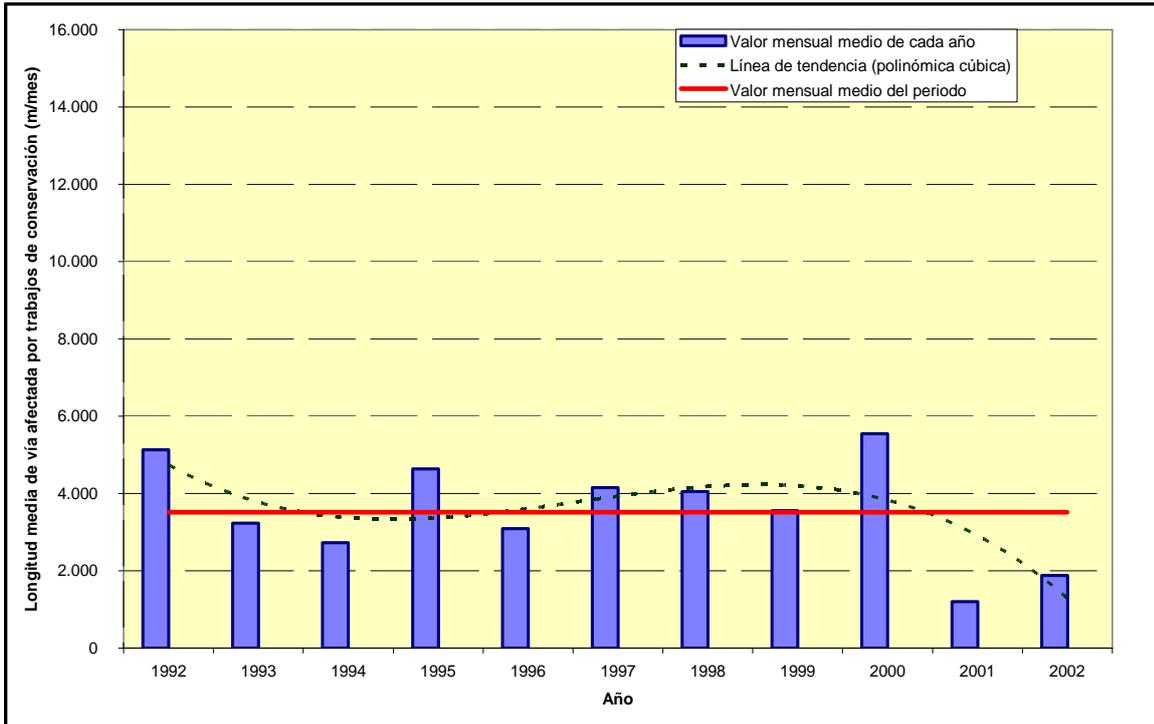


Figura A-V.3.- Evolución anual de los trabajos de conservación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

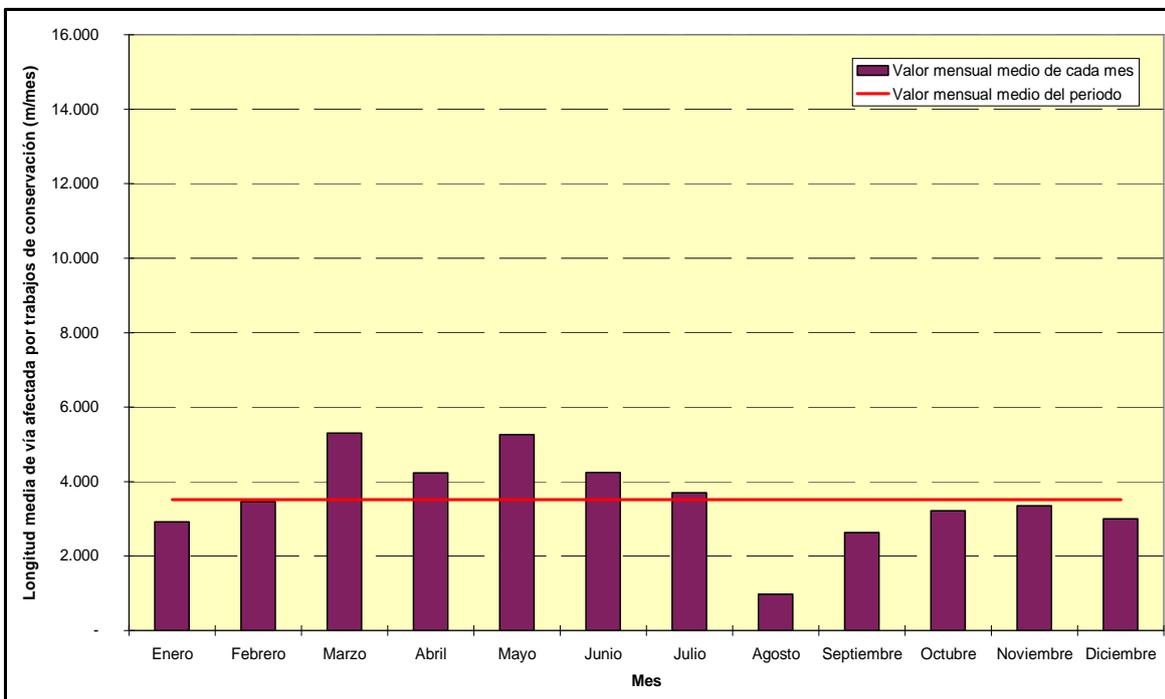
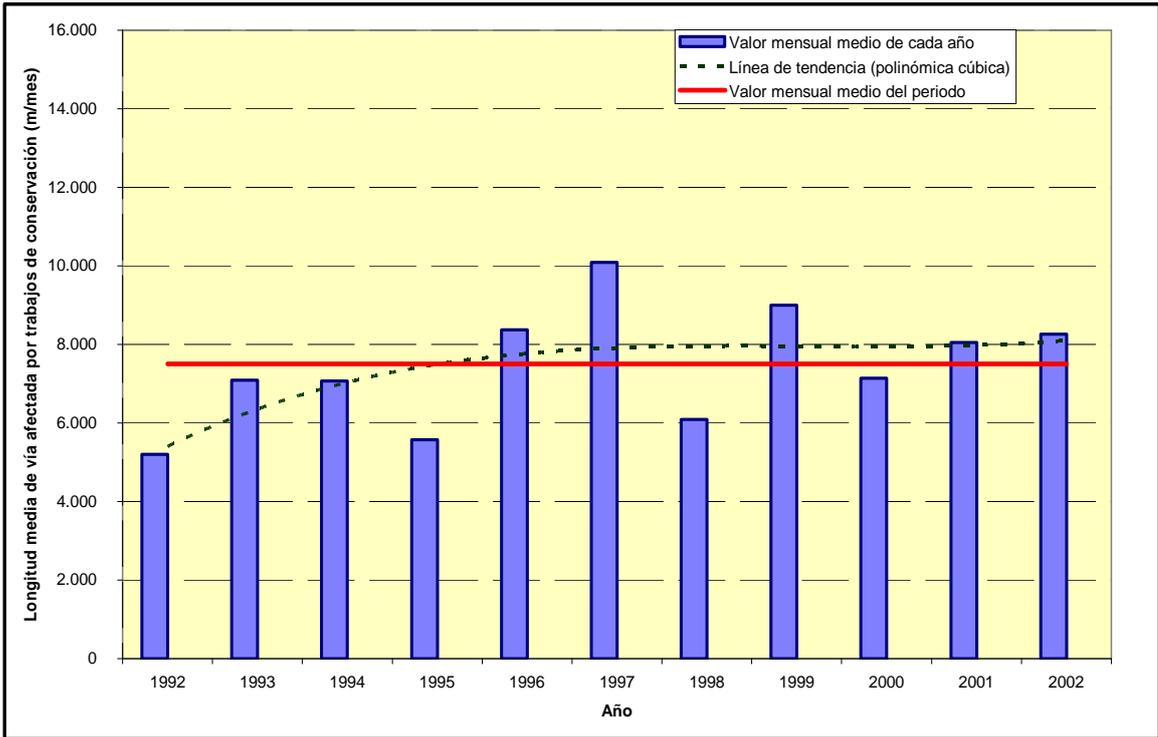
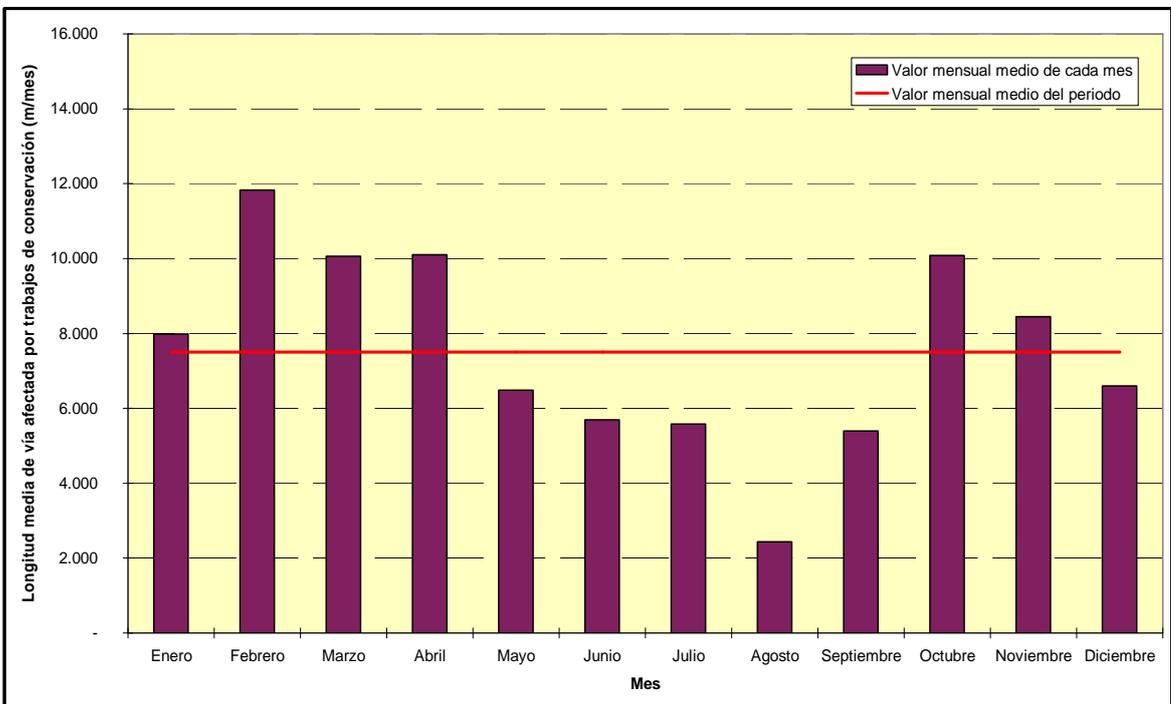


Figura A-V.4.- Evolución mensual de los trabajos de conservación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.



*Figura A-V.5.- Evolución anual de los trabajos de conservación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*



*Figura A-V.6.- Evolución mensual de los trabajos de conservación en la vía 1 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

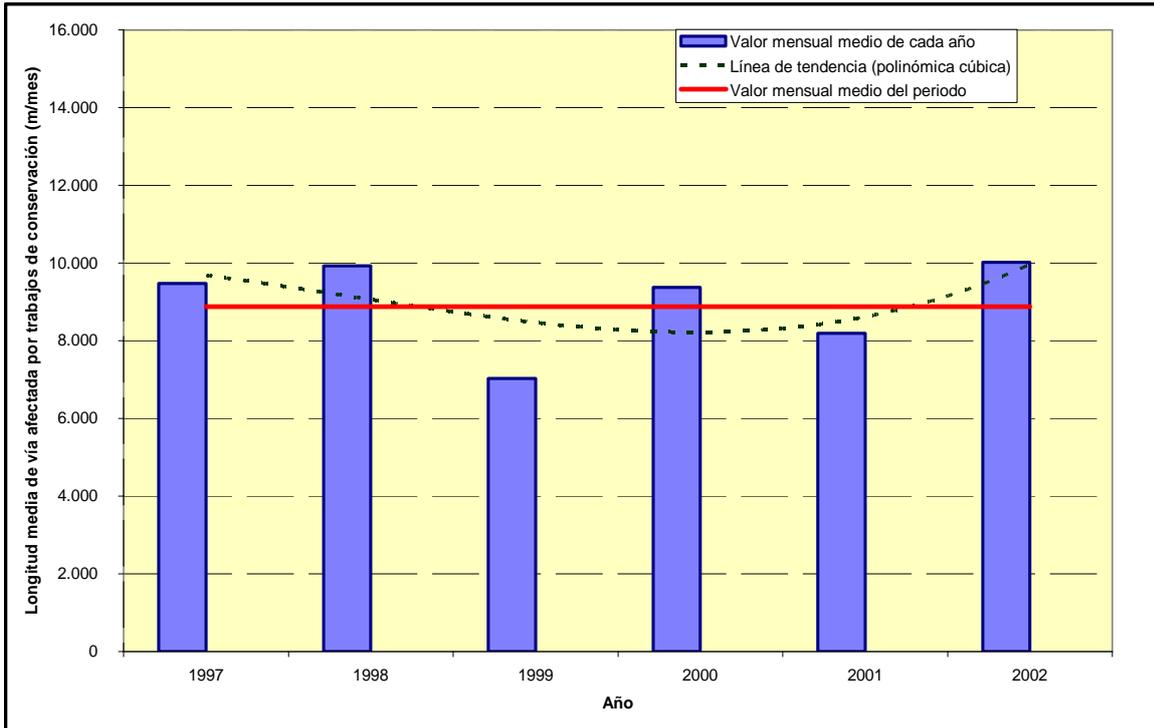


Figura A-V.7.- Evolución anual de los trabajos de conservación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Mora. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

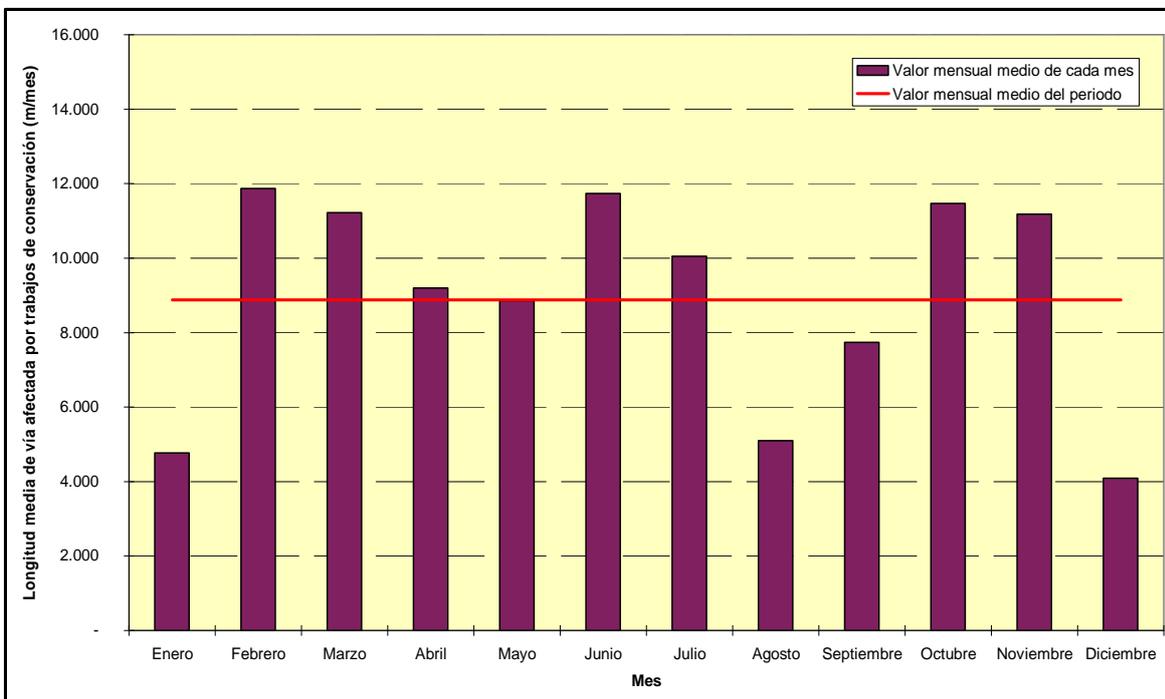
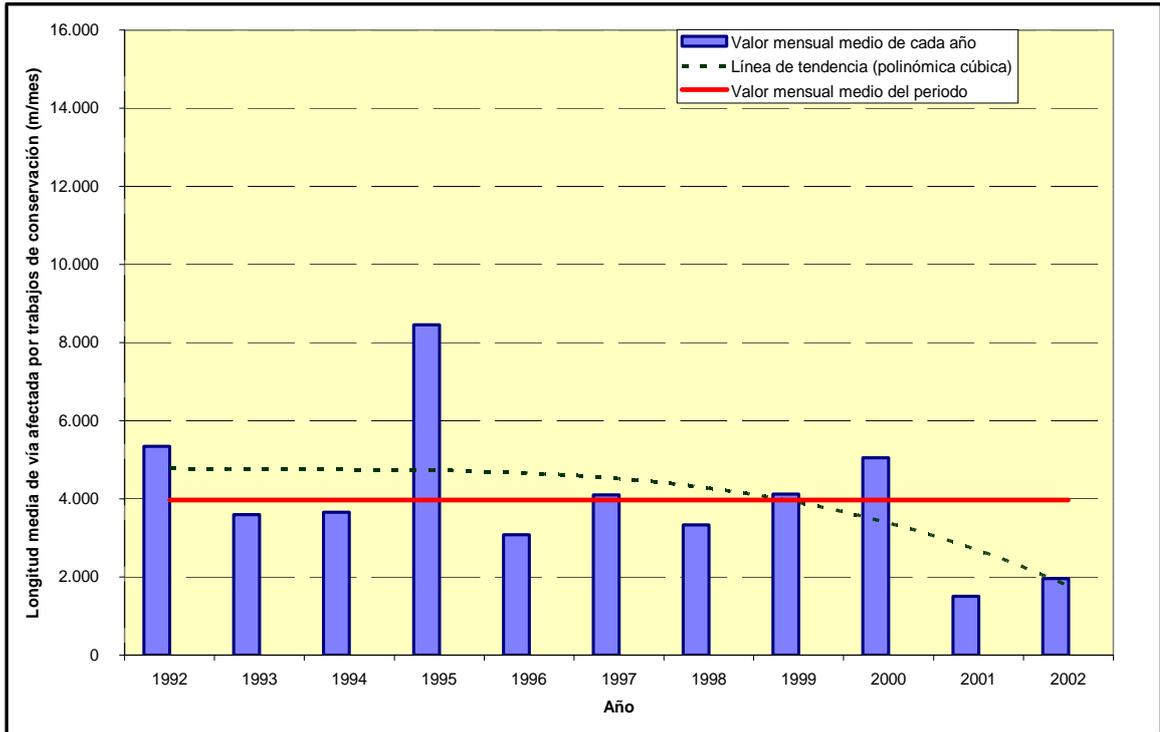
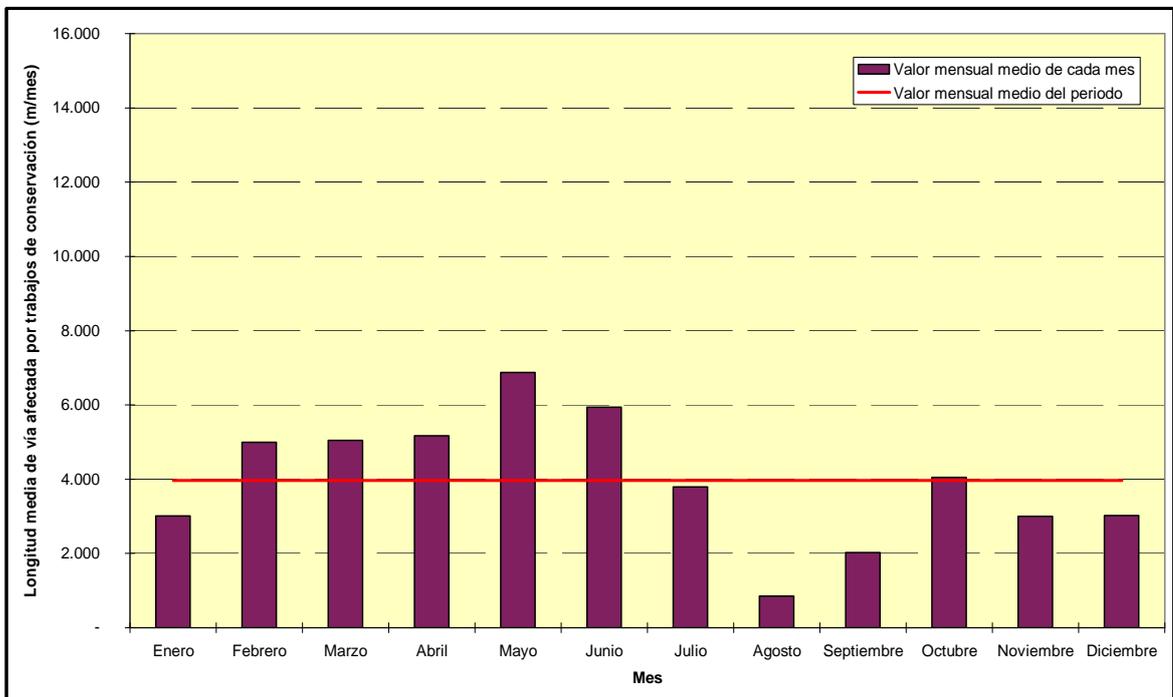


Figura A-V.8.- Evolución mensual de los trabajos de conservación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Mora. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.



*Figura A-V.9.- Evolución anual de los trabajos de conservación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*



*Figura A-V.10.- Evolución mensual de los trabajos de conservación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Calatrava. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.*

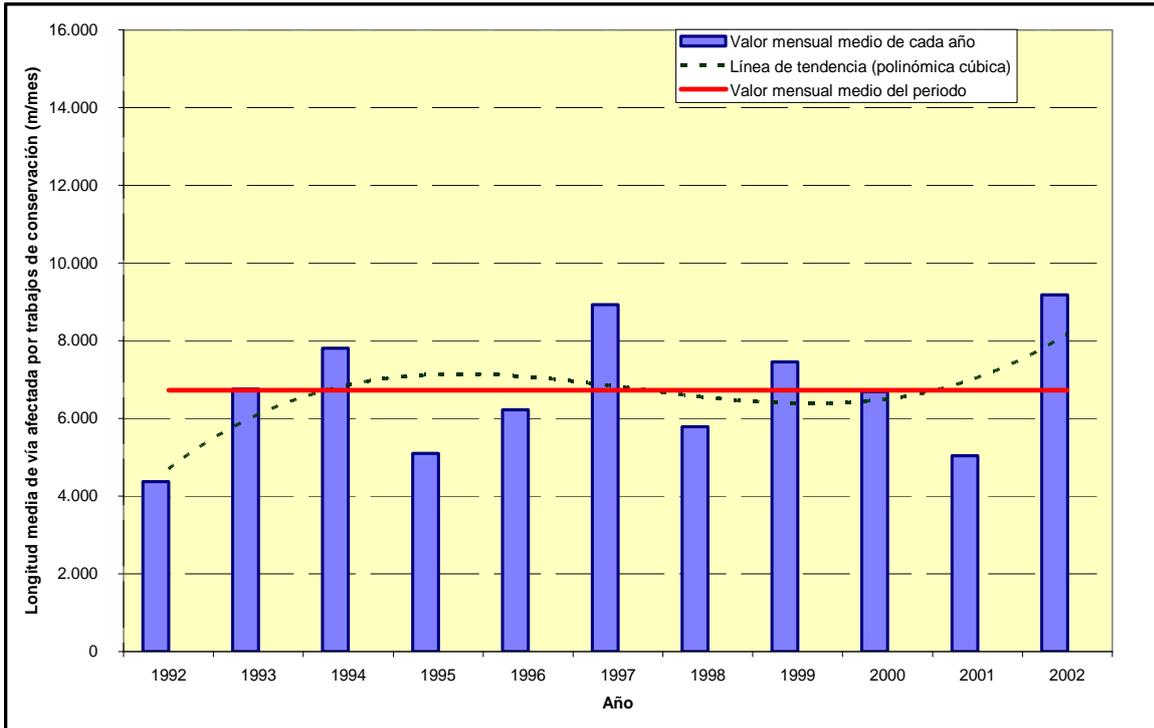


Figura A-V.11.- Evolución anual de los trabajos de conservación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

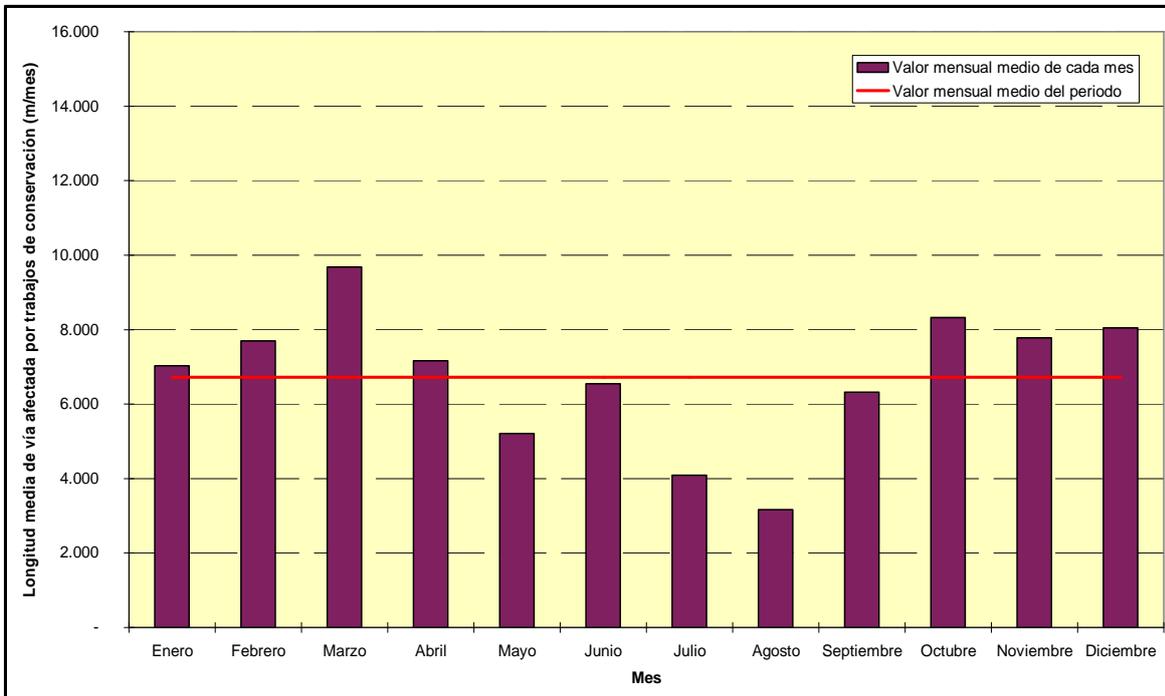


Figura A-V.12.- Evolución mensual de los trabajos de conservación en la vía 2 de la línea del AVE Madrid – Sevilla en el tramo de Hornachuelos. Fuente: elaboración propia a partir de datos de RENFE.

## **ANEJO VI. CALIDAD EXIGIDA A LA GEOMETRÍA DE UNA VÍA DE UNA LÍNEA DE ALTA VELOCIDAD**

### **A-VI.1. GENERALIDADES**

Las prestaciones y la capacidad de transporte de las líneas de alta velocidad exigen que la infraestructura y la superestructura de esas líneas conserven una serie de características que garanticen la seguridad y la calidad de las circulaciones. En este sentido, la vía entendida como sistema debe cumplir permanentemente una serie de funciones para permitir la circulación de trenes bajo unas determinadas características de explotación y bajo ciertos condicionantes. El estudio y el análisis de dichas funciones han de servir para establecer posteriormente cuáles son los posibles modos de fallo, y cuáles son los pertinentes parámetros de control, así como los trabajos de corrección necesarios.

Un primer paso insoslayable es caracterizar el tipo de tráfico implantado en la línea objeto de estudio y cuantificarlo. Como se comenta en el **capítulo 3**, existen básicamente 4 modalidades distintas, que incluyen desde la explotación homogénea con tráfico exclusivo de ramas de alta velocidad, hasta la explotación heterogénea incluyendo trenes convencionales de viajeros y mercancías en la misma línea.

Especialmente en el caso de los servicios de viajeros, debe establecerse un tiempo de viaje que garantice un servicio competitivo. Esta función es la que determina la velocidad comercial de la línea y, por ende, la velocidad máxima en cada uno de los tramos.

Ciertamente, el cumplimiento de los anteriores requisitos (tráfico y tiempo de viaje) debe realizarse en una orografía concreta, que condicionará el trazado de la línea. Este trazado dependerá de la velocidad comercial que se pretenda alcanzar.

Definida la velocidad de circulación máxima y puesta en relación con el trazado, cabe establecer las condiciones de seguridad que deberán regir la marcha de los vehículos en todo momento. En este sentido debe garantizarse que no se produzcan sobrecargas o descargas excesivas sobre las ruedas, ya que pueden suponer riesgo de descarrilamiento o deformación repentina de la vía. También debe evitarse que cualquier elemento del vehículo entre en resonancia debido a las vibraciones generadas al circular sobre la vía.

Por otra parte, en cuanto a calidad del servicio, ha de conseguirse un grado de comodidad satisfactorio para el viajero. Es necesario en este sentido, limitar las aceleraciones que se experimentan en la caja de los coches (**tabla A-VI.1**). Hay que considerar que las pequeñas irregularidades de la vía que puedan existir en su nivelación y alineación, así como las características constructivas del material y los movimientos parásitos asociados (lazo, balanceo y galope) producen en el viajero un espectro continuo de vibraciones de carácter aleatorio que se superpone a la aceleración transversal sin compensar debida a la circulación en curva. En la medida en que este efecto sea más acusado el viajero soportará peor las aceleraciones transversales no compensadas, con lo que los valores recogidos en la **tabla A-VI.1** pueden verse reducidos significativamente.

Tabla A-VI.1. Valores de la aceleración transversal sobre el viajero y de la variación de dicha aceleración en función del nivel de comodidad exigido. Fuente: Alias (1984).

NIVEL DE COMODIDAD	Valor de la aceleración transversal sobre el viajero (m/s <sup>2</sup> )		Variación de la aceleración transversal sobre el viajero (m/s <sup>3</sup> )
	Viajero sentado	Viajero de pie	
Muy bueno	1,00	0,85	0,30
Bueno	1,20	1,00	0,45
Aceptable	1,40	1,20	0,70
Aceptable excep.	1,50	1,40	0,85

Cada una de estas funciones mencionadas explícita o implícitamente (“*parámetros de función*”) conviene que sea valorada para poder ponderar los modos de fallo y establecer posteriormente un orden de prioridad en la gestión de las tareas de mantenimiento. Algunos parámetros de función se pueden valorar fácilmente. Por ejemplo, en el caso de la línea de alta velocidad del AVE Madrid – Sevilla, el incumplimiento del parámetro de función “*tiempo de viaje*” en más de 5 minutos supone la devolución del importe de los billetes. Sin embargo, existen parámetros cuyo incumplimiento no se puede calificar de una forma enteramente objetiva: rebasar los límites de aceleración lateral en que el viajero se halla cómodo no supone hasta ahora una repercusión valorable en la afluencia de viajeros. Sin embargo, es realmente importante poder establecer criterios –aunque sean meramente cualitativos– para asignar la prioridad en el cumplimiento de las distintas funciones.

## A-VI.2. MODOS DE FUNCIONAMIENTO

Habiendo considerado los distintos “*parámetros de función*”, cabe establecer los correspondientes límites que en cada uno de ellos definirán los modos de funcionamiento que se citan a continuación:

- ❖ “**Situación de funcionamiento normal**”.- Es aquella situación en la que el sistema o el componente en cuestión puede funcionar según el rendimiento previsto (dentro de los márgenes de diseño), manteniendo los parámetros de calidad y las garantías de seguridad correspondientes de forma regular en el tiempo.
- ❖ “Situación de funcionamiento en condiciones alteradas”.- Es aquella situación en la que el servicio puede funcionar con unos parámetros de calidad y unas garantías de seguridad mínimas, con la obligación de parada o reparación tan pronto como sea posible, para poder solucionar los problemas que impiden que haya una situación de funcionamiento normal. Es preciso separar entre la situación de funcionamiento en condiciones de seguridad alteradas \_\_las garantías de seguridad son mínimas\_\_ y la situación de funcionamiento en condiciones de calidad alteradas \_\_los parámetros de calidad son mínimos\_\_. En cualquier caso, funcionar en condiciones alteradas puede suponer pasar a una situación de fallo o de accidente.
- ❖ “Situación de fallo”.- Es aquella situación en la que el servicio está sometido a una reducción de los niveles de calidad por debajo del mínimo (por debajo de la condición admisible), mientras que las condiciones de seguridad están por encima del valor mínimo requerido. Si no se detuviera

o no se reparara el servicio estando en situación de fallo, existiría el riesgo de pasar a una situación de accidente.

- ❖ “Situación de accidente”.- Es aquella situación en la que el servicio presenta unas garantías de seguridad por debajo del mínimo establecido.

---

### **A-VI.3. DESCRIPCIÓN DE LOS DEFECTOS DE LA VÍA**

El mantenimiento de la vía debe estructurarse en la consecución de unas condiciones de seguridad, de unas condiciones de comodidad (o de forma más genérica, de calidad de circulación), y de una tasa reducida de deterioro en la vía y en los vehículos. Este triple objetivo pasa forzosamente por el estudio de la propia geometría de la vía, concretada en sus parámetros más representativos, que son la nivelación longitudinal, la nivelación transversal o peralte, la alineación, el ancho de vía y, como combinación de los dos primeros, el alabeo.

Ciertamente, en el transcurso del tiempo, dependiendo de las condiciones de explotación, para cada uno de los parámetros anteriormente referenciados aparecen una serie de defectos que alteran o pueden alterar el funcionamiento en condiciones normales. El estudio de estos defectos de la vía o modos de fallo se realiza según cuatro métodos, según Janin (1982):

- ❖ Una descripción geométrica del estado de la vía;
- ❖ Un análisis espectral, en el que se relacionan amplitudes con frecuencias de onda;
- ❖ Una función de distribución de probabilidad, en la que se relacionan amplitudes de onda con probabilidades; y
- ❖ Una función de distribución espacial, en la que se relacionan amplitudes y frecuencias de onda con coordenadas espaciales.

A continuación se describen brevemente los cuatro métodos mencionados.

#### **A-VI.3.1. Descripción geométrica**

Los sistemas de auscultación permiten obtener un gráfico representativo de los parámetros geométricos. Las señales que se registran permiten deducir la diferencia entre la geometría real del parámetro en cuestión y una geometría teórica perfecta de la vía.

Dichos parámetros geométricos son los siguientes:

- ❖ **“Ancho de vía”.**
- ❖ **“Alineación de los dos hilos”.**
- ❖ **“Nivelación longitudinal de los dos hilos de la vía”.**
- ❖ **“Nivelación transversal”.**
- ❖ **“Alabeo”.**

Entre los cuatro primeros parámetros anteriores no hay ningún tipo de relación, por lo que se puede suponer que el comportamiento de cada uno de ellos es independiente. En cambio, el alabeo de la vía está relacionado con la nivelación transversal y con la nivelación longitudinal. Su consideración se justifica en la gran importancia que tiene la coordinación de ambas nivelaciones en materia de seguridad de la marcha de los trenes.

Se procede a continuación a definir con propiedad la denotación de cada uno de los parámetros citados, de acuerdo con RENFE (1985).

### A-VI.3.1.1. Ancho de vía

El “ancho de vía” (**a**) es la mínima distancia nominal, en una alineación recta, entre las superficies de las caras laterales interiores de las cabezas de los dos carriles. Se define asimismo el “borde superior del carril” como la línea más alta de la superficie de rodadura de la cabeza del carril, en la dirección longitudinal de la vía (**figura A-VI.1**). Según la UIC el ancho de vía debe medirse en un plano paralelo a la vía situado 14 mm por debajo del borde superior del carril, ya que los puntos más próximos entre sí de las cabezas, considerando la disposición inclinada de los carriles, resultan ser los puntos de tangencia de la curva de acuerdo con la cara lateral, que en los carriles usuales distan efectivamente 14 mm del borde superior. Sin embargo, este criterio en absoluto tiene un carácter universal, pues ciertamente esa distancia estipulada está en función del tipo de carril empleado y de la inclinación transversal con que se dispone.

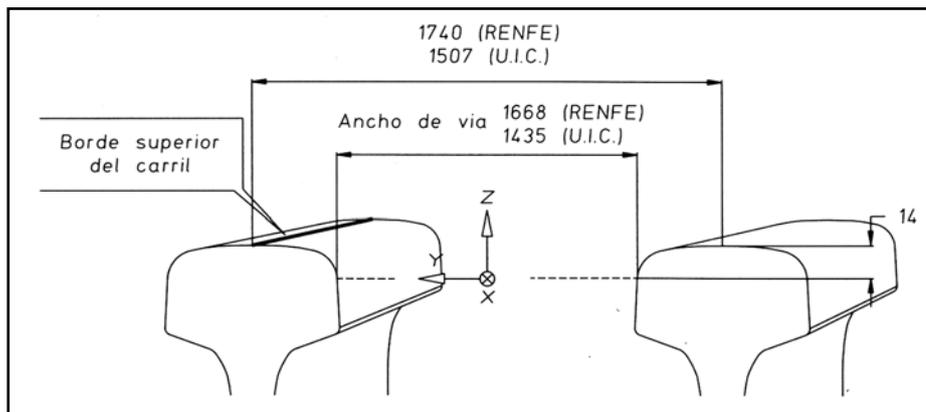


Figura A-VI.1.- Definición de ancho de vía. Fuente: García Díaz de Villegas y Rodríguez Bugarín (1995).

### A-VI.3.1.2. Alineación de los dos hilos

La “flecha” (**figura A-VI.2**), entendida como parámetro de la calidad geométrica de la vía, se define como la distancia en planta entre cada uno de los carriles y las alineaciones establecidas en proyecto que los definen. La alineación teórica viene determinada por la proyección horizontal del hilo director definido en el proyecto o en el replanteo. Llevando un ancho de vía a un lado de dicha proyección se obtiene la alineación teórica del otro hilo.

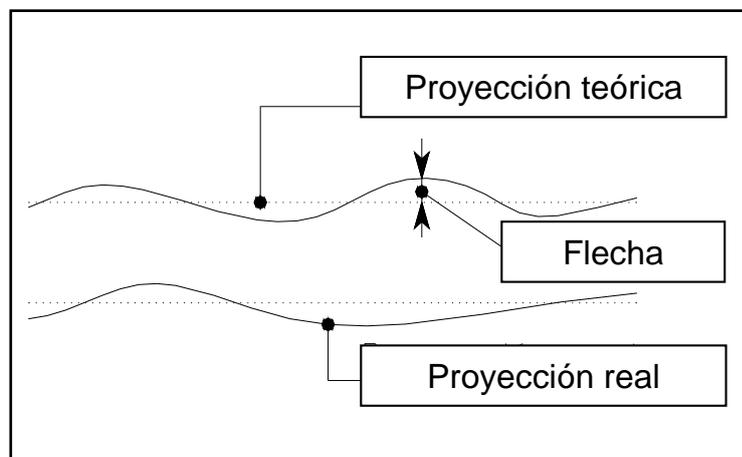


Figura A-VI.2.- Definición de flecha en la alineación de los hilos de una vía. Fuente: elaboración propia.

### A-VI.3.1.3. Nivelación longitudinal de los dos hilos de la vía

La “*nivelación longitudinal*” es aquel parámetro que define la cota del plano de rodadura de un hilo de la vía, referida a un plano de comparación.

### A-VI.3.1.4. Nivelación transversal

La “*nivelación transversal o peralte*” es aquel parámetro que define la diferencia de cota existente entre las superficies de rodadura de los dos carriles de una vía en una sección normal al eje de ésta.

### A-VI.3.1.5. Alabeo

Considerando las cuatro ruedas de un vagón o de un bogie de dos ejes, el “*alabeo*” de la vía en una sección transversal se define como la distancia existente entre el punto de apoyo teórico de una de las ruedas y el plano determinado por los puntos de apoyo reales de las otras tres, cuando el eje delantero se encuentra situado en la citada sección transversal (**figura A-VI.3**). El alabeo, así definido, depende de la separación entre los ejes de las ruedas delanteras y traseras que se utilice para su determinación (“*base de medida*”). Para hacer comparable las medidas realizadas con diferentes bases, se divide la distancia entre el punto teórico de apoyo de la cuarta rueda y el plano definido por los puntos reales de apoyo de las otras tres por la longitud de la base, expresando el alabeo en milímetros por metro.

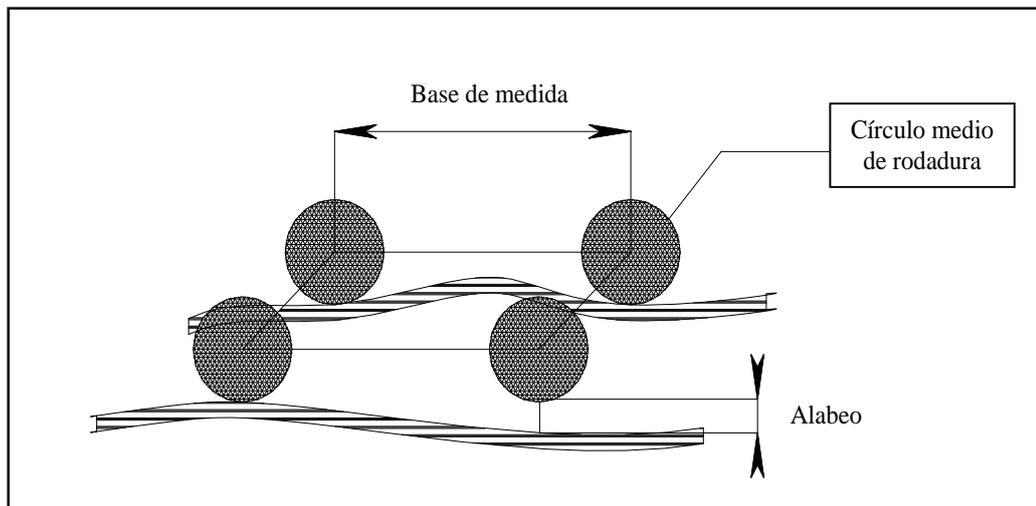


Figura A-VI.3.- Definición de alabeo dada una base de medida. Fuente: elaboración propia.

El alabeo, teóricamente, sólo debe existir en las curvas de transición. En dichas curvas, además de variar la curvatura del trazado, se produce un cambio gradual del peralte lo que supone la aparición de alabeo.

Este parámetro es el más crítico de los cinco contemplados en la evaluación del estado geométrico de la vía, en tanto que un aumento exagerado de su valor puede conducir a un riesgo de descarrilamiento. Es por ello que en los procesos de análisis se pondera el alabeo por encima de los otros parámetros.

### A-VI.3.2. Análisis espectral

El método de análisis espectral se basa en la teoría desarrollada para el análisis de señales. Brevemente se comentan en este apartado sus principios fundamentales.

Según el teorema de Parseval se cumple para una determinada función  $f(t)$ :

$$\int_{-\infty}^{\infty} |f(t)|^2 dt = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |F(\omega)|^2 d\omega \quad (\text{e-A-VI.1})$$

donde  $\mathbf{F}(\omega)$  es la Transformada de Fourier de  $\mathbf{f}(t)$ , que se expresa matemáticamente mediante la siguiente expresión:

$$F(\omega) = \int_{-\infty}^{\infty} f(t) e^{-i\omega t} dt \quad (\text{e-A-VI.2})$$

Si se considera que  $\mathbf{f}(t)$  es la diferencia de potencial entre los bornes de una fuente a la que se conecta una resistencia de  $1 \Omega$ , entonces la energía total entregada por la fuente se puede expresar de la siguiente manera:

$$E = \int_{-\infty}^{\infty} |f(t)|^2 dt \quad (\text{e-A-VI.3})$$

Por el mencionado teorema de Parseval, se cumple:

$$E = \int_{-\infty}^{\infty} |f(t)|^2 dt = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} |F(\omega)|^2 d\omega \quad (\text{e-A-VI.4})$$

Según este último resultado el contenido de energía de  $\mathbf{f}(t)$  es igual al área bajo la curva correspondiente a  $|F(\omega)|^2$  multiplicada por la inversa del doble de  $\pi$ . Por ello, la representación gráfica de  $|F(\omega)|^2$  recibe el nombre de “espectro de energía” o “función de densidad espectral de  $f(t)$ ”.

Si se considera que la función  $\mathbf{f}(t)$  es una suma de funciones periódicas  $\mathbf{f}_i(t)$ , la potencia asociada a cada una de ellas será la siguiente:

$$P = \frac{1}{T} \int_0^T |f_i(t)|^2 dt = \frac{1}{L} \int_0^L |f_i(x)|^2 dx \quad (\text{e-A-VI.5})$$

siendo  $T$  y  $L$  el periodo y la longitud de onda respectivamente asociados a la función  $f_i$ , que es la función que describe un parámetro geométrico de la vía.

El gráfico en el que se representa la relación entre la energía correspondiente a un ciclo o periodo —expresada en términos de potencia multiplicada por longitud de onda— y la longitud de onda asociada a cada función periódica en que se ha descompuesto la función principal (“ondas armónicas espaciales”) recibe el nombre de “espectro de densidad de potencia” (**figura A-VI.4**). Este gráfico es ampliamente utilizado por las administraciones ferroviarias con el propósito de evaluar la calidad existente en la vía, identificar defectos y establecer las medidas adecuadas para corregirlos. Se puede demostrar que el área comprendida bajo el gráfico del “espectro de densidad de potencia” es directamente proporcional a la varianza correspondiente al parámetro de vía medido.

Ciertamente el uso de este análisis espectral se ha centrado principalmente en la nivelación longitudinal de la vía, ya que este parámetro se ha considerado característico de la evolución de la geometría de la vía con el tráfico. Dicho análisis se puede descomponer básicamente en cuatro espectros elementales, de acuerdo con Janin (1982):

- Un espectro continuo, decreciente hacia las longitudes de onda corta, característico de los defectos aleatorios de la vía, que se puede representar mediante la expresión:

$$S = \frac{a \cdot e^2}{(b + \Omega)^3} \quad (\text{e-A-VI.6})$$

donde:

$S$  es la función de densidad espectral;

$e$  es la desviación media de la señal;

**a** y **b** son constantes; y

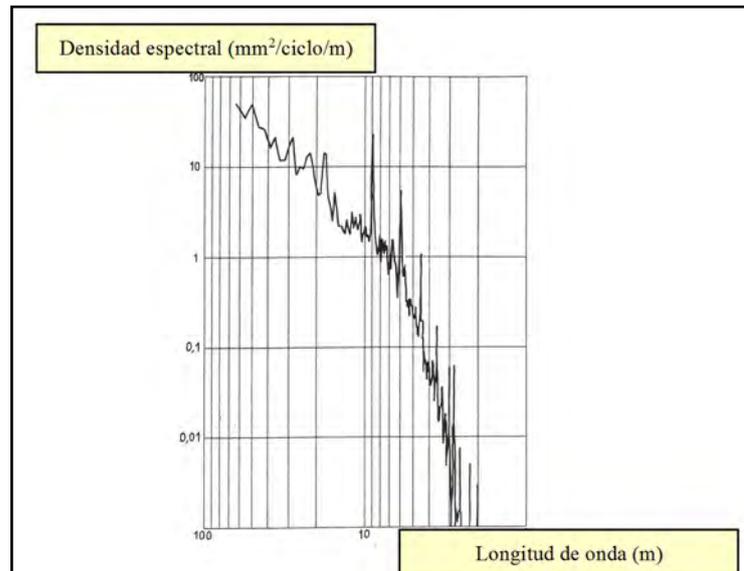
$\Omega$  es la pulsación espacial, que se expresa según la siguiente ecuación:

$$\Omega = 2 \cdot \pi / \lambda \quad (\text{e-A-VI.7})$$

en la que  $\lambda$  es la longitud de onda.

La curva correspondiente a la ecuación descrita se representa habitualmente con coordenadas logarítmicas en los dos ejes. Ha sido comprobada para longitudes de onda comprendidas entre 3 cm y 100 m.

- ❖ Un espectro de rayas múltiples, de periodicidad correspondiente a la longitud de las barras elementales que conforman los carriles, atenuado en las vías de barra larga soldada. En algunas situaciones este espectro ha puesto de manifiesto antiguos defectos de la vía.
- ❖ Un segundo espectro de rayas, que viene caracterizado por la fabricación de los carriles y abarca longitudes de onda comprendidas entre 1,60 m y 1,80 m, llegando en algunos casos a los 3,00 m.
- ❖ Un tercer espectro de rayas, que representa el desgaste ondulatorio debido al tráfico. Se sitúa entre los 5 y los 10 cm, llegando incluso hasta los 50 cm.



*Figura A-VI.4.- Ejemplo de espectro de densidad de potencia de defectos de nivelación longitudinal de la vía (longitudes de onda comprendidas entre 5 y 60 m). Fuente: Janin (1982).*

Estudiar con detalle estos diagramas permite caracterizar el modo de fallo y poder diagnosticar posteriormente la tarea de mantenimiento oportuna. A cada tipo de rayas corresponde una técnica distinta. Alias y Valdés (1990) realizan los siguientes comentarios al respecto:

- En una vía sin juntas, con carriles bien enderezados y soldaduras bien ejecutadas —como sucede habitualmente en las líneas de alta velocidad—, prácticamente sólo se observa el espectro continuo.
- En el plazo de tiempo de uno a dos años, entre dos operaciones de nivelación sucesivas, las amplitudes que aumentan más rápidamente son las correspondientes a longitudes de onda comprendidas entre algunos metros y varias decenas de metros. En esta banda de longitudes de onda, la representación del espectro se desplaza paralelamente a sí mismo en coordenadas logarítmicas.

- A continuación se desarrolla un espectro de rayas correspondiente a las soldaduras, debido a la evolución de las tensiones residuales iniciales del interior del carril en las cercanías de las soldaduras.
- El espectro continuo evoluciona lentamente en la zona de las longitudes de onda corta, debido a las modificaciones aleatorias de las tensiones residuales del carril en las proximidades de la superficie de la cabeza.

### ***A-VI.3.3. Función de distribución de probabilidad***

El tratamiento estadístico de los defectos de la vía o modos de fallo consiste esencialmente en la identificación de las resultantes curvas de densidad de probabilidad con leyes de distribución ya conocidas. A lo largo del tiempo se han ido proponiendo distintas formulaciones, que progresivamente han ido superando el grado de validez según ciertos criterios matemáticos (por ejemplo, el “test  $\chi^2$  de Pearson”). De acuerdo con Janin (1982), la propuesta del mejor ajuste a la curva experimental es la siguiente función de distribución:

$$Y = \frac{1}{2 \cdot \sigma} \left( \cosh \left( \frac{\pi \cdot y}{\sigma} \right) \right)^{-1} \quad (\text{e-A-VI.8})$$

donde:

**Y** es la probabilidad resultante de la función de distribución;

**y** es la amplitud de onda asociada al defecto de la vía; y

**$\sigma$**  es la desviación estándar del parámetro anterior.

### ***A-VI.3.4. Función de distribución espacial***

El estudio de la distribución espacial de los defectos de la vía tiene por objeto fundamental identificar la localización de los mismos, con la intención de poder definir el emplazamiento de las oportunas operaciones de mantenimiento preventivo o correctivo. Esta función de distribución espacial se obtiene de los propios vehículos de auscultación y relaciona de forma gráfica amplitudes y frecuencias de onda con el punto kilométrico en el que se ubica el correspondiente defecto de vía.

## **A-VI.4. ANÁLISIS DE LOS DEFECTOS DE LA VÍA**

La función teórica representativa de cada uno de los parámetros geométricos, en virtud de los principios en que se basan las Series de Fourier, se puede descomponer en ondas armónicas espaciales. Cada una de estas ondas tiene asignada una amplitud y una longitud de onda. Según sea la velocidad a la que se recorra la vía (**v**), una determinada longitud de onda ( $\lambda_{\text{espacial}}$ ) generará una frecuencia temporal de oscilación (**f<sub>temporal</sub>**) de acuerdo con la siguiente expresión:

$$f_{\text{temporal}} = \frac{v}{\lambda_{\text{espacial}}} \quad (\text{e-A-VI.9})$$

Estas ondas o excitaciones armónicas temporales ejercen distintos efectos sobre los elementos que integran el sistema vía – vehículo. En general, provocan vibraciones cuya amplitud depende de la amplitud de excitación y, sobre todo, de la proximidad entre la frecuencia temporal de excitación ya mencionada y la frecuencia propia de los elementos del vehículo. Si ambas frecuencias se hallan muy próximas o son coincidentes, se producen fenómenos de resonancia, ocasionando esfuerzos adicionales y movimientos que pueden dar aceleraciones elevadas e, incluso, comprometer la seguridad de la marcha.

En definitiva, para establecer los límites de los parámetros que definen la geometría de la vía y deducir los criterios que sirven a las tareas de mantenimiento, resulta necesario conocer el rango de velocidades en explotación, y las frecuencias propias de los carriles y de cada uno de los elementos básicos que forman parte del vehículo. Este sistema “vía- vehículo” (esquemático en la **figura A-VI.5**) se suele descomponer en carriles, masas no suspendidas, masas semi-suspendidas y masas enteramente suspendidas. Los valores de la frecuencia propia correspondiente a cada uno de los elementos citados se recogen en la **tabla A-VI.2**. Cabe mencionar en este contexto que la expresión que permite obtener la frecuencia propia de un oscilador es la siguiente:

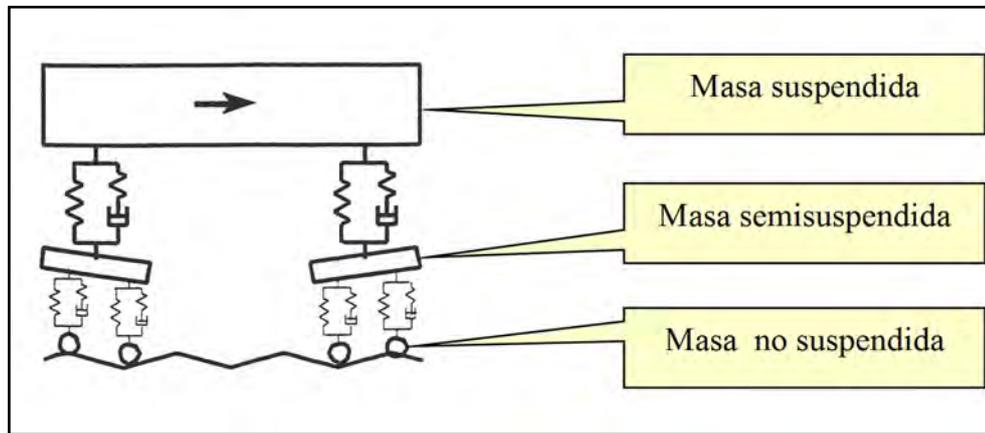
$$f_p = \frac{1}{2 \cdot \pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (\text{e-A-VI.10})$$

donde:

$f_p$  es la frecuencia propia del oscilador;

$K$  es la rigidez de la suspensión; y

$M$  es la masa del oscilador.



*Figura A-VI.5.- Modelo clásico de análisis del sistema “vía-vehículo”. Fuente: Villarroya (2002).*

Conocidas las frecuencias propias de los elementos susceptibles de entrar en resonancia, se pueden determinar, en función de la velocidad a que se circule, cuáles son las longitudes de onda de los defectos de la vía que generarán fenómenos de resonancia. En las **tablas A-VI.3, A-VI.4, A-VI.5 y A-VI.6** se muestran valores al respecto utilizando un amplio abanico de velocidades y los rangos de frecuencias establecidos en la tabla anterior.

*Tabla A-VI.2. Caracterización de la resonancia en vehículos y vía en una línea de alta velocidad. Fuente: Villarroya (2002).*

Elemento susceptible de entrar en resonancia	Frecuencia propia del elemento
Masas suspendidas	0,7 a 5 Hz
Masas semisuspendidas	5 a 20 Hz
Masas no suspendidas	20 a 100 Hz
Carriles	100 a 1000 Hz

Tabla A-VI.3. Longitudes de onda de defectos de la vía que generan problemas de resonancia en los CARRILES. Fuente: Villarroya (2002).

Carril	Longitudes de onda espacial (m)						
Velocidad (km/h) ->	80	120	160	200	240	280	320
Frecuencia (Hz)	80	120	160	200	240	280	320
100	0,22	0,33	0,44	0,56	0,67	0,78	0,89
250	0,09	0,13	0,18	0,22	0,27	0,31	0,36
500	0,04	0,07	0,09	0,11	0,13	0,16	0,18
750	0,03	0,04	0,06	0,07	0,09	0,10	0,12
1000	0,02	0,03	0,04	0,06	0,07	0,08	0,09

Tabla A-VI.4. Longitudes de onda de defectos de la vía que generan problemas de resonancia en las MASAS NO SUSPENDIDAS. Fuente: Villarroya (2002).

Masa no suspendida	Longitudes de onda espacial (m)						
Velocidad (km/h) ->	80	120	160	200	240	280	320
Frecuencia (Hz)	80	120	160	200	240	280	320
20	1,11	1,67	2,22	2,78	3,33	3,89	4,44
40	0,56	0,83	1,11	1,39	1,67	1,94	2,22
60	0,37	0,56	0,74	0,93	1,11	1,30	1,48
80	0,28	0,42	0,56	0,69	0,83	0,97	1,11
100	0,22	0,33	0,44	0,56	0,67	0,78	0,89

Tabla A-VI.5. Longitudes de onda de defectos de la vía que generan problemas de resonancia en las MASAS SEMISUSPENDIDAS. Fuente: Villarroya (2002).

Masa semisuspendida	Longitudes de onda espacial (m)						
Velocidad (km/h) ->	80	120	160	200	240	280	320
Frecuencia (Hz)	80	120	160	200	240	280	320
5	4,44	6,67	8,89	11,11	13,33	15,56	17,78
10	2,22	3,33	4,44	5,56	6,67	7,78	8,89
15	1,48	2,22	2,96	3,70	4,44	5,19	5,93
20	1,11	1,67	2,22	2,78	3,33	3,89	4,44

Tabla A-VI.6. Longitudes de onda de defectos de la vía que generan problemas de resonancia en las MASAS SUSPENDIDAS. Fuente: Villarroya (2002).

Masa suspendida	Longitudes de onda espacial (m)						
Velocidad (km/h) →	80	120	160	200	240	280	320
Frecuencia (Hz)							
0,7	31,75	47,62	63,49	79,37	95,24	111,11	126,98
1	22,22	33,33	44,44	55,56	66,67	77,78	88,89
2	11,11	16,67	22,22	27,78	33,33	38,89	44,44
3	7,41	11,11	14,81	18,52	22,22	25,93	29,63
4	5,56	8,33	11,11	13,89	16,67	19,44	22,22
5	4,44	6,67	8,89	11,11	13,33	15,56	17,78

De acuerdo con estudios realizados por la Gerencia de Planificación de Vía de RENFE (Villarroya, 2002), los defectos con una longitud de onda asociada a la banda de 0 a 4 m pueden causar resonancias a las masas no suspendidas de los vehículos y a los carriles. Estos defectos tienen su origen fundamentalmente en el desgaste ondulatorio de onda larga y onda corta, y en los defectos de nivelación relacionados con danza de traviesas, soldaduras y juntas de la vía. Las consecuencias de su aparición se concretan en un mayor deterioro de la vía y de los elementos de rodadura de los vehículos, y en una disminución de la comodidad, al ser origen de ruidos y trepidaciones.

En lo que se refiere a los defectos cuya longitud de onda se halla comprendida aproximadamente entre los 3 y los 25 m, los elementos susceptibles de entrar en resonancia son las masas semisuspendidas y suspendidas de los vehículos, circulando a cualquier velocidad. Por tanto, pueden afectar a la seguridad y a la tasa de deterioro de la vía y de los vehículos —al entrar en resonancia las masas semisuspendidas y generar importantes efectos dinámicos—; o bien, pueden afectar a la comodidad, por la aparición de acusadas aceleraciones en las cajas de los vehículos.

Los defectos con longitud de onda entre 25 y 70 m pueden causar resonancias en las masas suspendidas de los vehículos a velocidades medias y altas (velocidades superiores a 80 km/h). Esto supone una posible afectación a la comodidad del viajero.

Finalmente, los defectos con longitud de onda entre 70 y 120 m pueden causar resonancias en las masas suspendidas de los vehículos a velocidades altas y muy altas (velocidades superiores a 200 km/h). Esto supone, igual que en el caso anterior, una posible afectación a la comodidad del viajero. A diferencia de lo que sucede en líneas convencionales, es necesario disponer de vehículos de registro de la vía que permitan estudiar dichas ondas.

## **A-VI.5. CUANTIFICACIÓN DE LOS DEFECTOS DE LA VÍA Y CRITERIOS PARA SU CORRECCIÓN**

Para poder cuantificar los defectos de la vía y establecer criterios de corrección, se suele trabajar con la señal obtenida a partir de los medios de auscultación, pudiéndose deducir la diferencia entre la geometría real del parámetro geométrico que se mide y la geometría teórica perfecta de la vía. Las amplitudes de las señales proporcionan el

tamaño de los defectos de los parámetros correspondientes. Cuanto menores sean estas amplitudes, menores serán las consecuencias perniciosas de los defectos —la energía asociada al defecto, de acuerdo con la teoría espectral de ondas, será inferior—. Es, por ello, que se utilizan cuantificadores estadísticos de las amplitudes que alcanza la señal del parámetro geométrico que sea objeto de estudio.

La amplitud de la señal se puede estudiar desde tres perspectivas. Cuando se pretende analizar la presencia de defectos puntuales aislados, se recurre al control de los “*valores extremos*”. Si, en cambio, se pretende estudiar la variación para obtener una calidad media de la vía o garantizar la suavidad de ciertos parámetros (por ejemplo, nivelación longitudinal o alineación), se utiliza la “*desviación estándar*”. Por último, para controlar también la calidad global de la vía o bien parámetros cuya amplitud varíe poco, se utiliza el “*valor medio*” de la señal recibida.

Ciertamente, la calidad geométrica exigida a la vía depende en gran medida de las prestaciones que se quieran alcanzar. La respuesta dinámica depende no solamente de los defectos geométricos, sino también de la velocidad.

Por consiguiente, para evaluar la calidad de la vía debe confrontarse la medida objetiva de sus defectos (“*valores medidos*”, que son la diferencia entre el valor real y el valor teórico) con unos “*valores máximos admisibles*” que dependen de la velocidad. Se considera que el estado de la vía es satisfactorio si el “*valor medido*” es inferior al “*valor máximo admisible*”.

Siempre ha de evitarse que los “*valores medidos*” sobrepasen los “*valores máximos admisibles*”. En consecuencia, desde el punto de vista del mantenimiento de la vía, a los “*valores máximos admisibles*”, se les denomina “*umbrales de intervención correctiva*”, puesto que se deberá intervenir sobre la vía cuando se sobrepasen. En este aspecto, la UIC ha establecido unos valores concretos para estos umbrales que están recogidos en la Ficha UIC 518.

El cociente que resulta de dividir el “*valor medido*” entre el “*umbral de intervención correctiva*” recibe el nombre de “*valor normalizado*”. Este parámetro tendría un valor nulo en caso de referirse a una vía con una calidad perfecta, y aumenta su valor en tanto aumenta la amplitud de los defectos. De acuerdo con lo anteriormente expuesto, un valor inferior a la unidad indica un estado de la vía satisfactorio, que no requiere ningún tipo de actuación correctiva. Por lo contrario, si el “*valor normalizado*” es superior o igual a la unidad, debe procederse a corregir la geometría de la vía.

Es bastante habitual establecer en la gestión de los trabajos de mantenimiento una distinción entre las tareas de carácter urgente y aquéllas que pueden realizarse dentro de una programación, ya que no se requieren de forma inminente. En este sentido, se suele establecer que, si el “*valor normalizado*” se halla comprendido entre 1,0 y 1,5, la corrección de la geometría de la vía puede llevarse a cabo dentro de un amplio periodo de tiempo; en cambio, si dicho “*valor normalizado*” supera el límite 1,5 debe ejecutarse la acción correctiva de forma urgente.

También sucede que tramos que se hallan en un estado aceptable de calidad, pero su “*valor normalizado*” tiende a aproximarse a la unidad, son objeto de trabajos de mantenimiento si algún tramo próximo precisa de corrección. De esta manera se consigue un mayor rendimiento de los trabajos de mantenimiento al reducir los desplazamientos de la maquinaria de vía. En el caso de RENFE, el intervalo correspondiente a esta situación viene definido por los valores 0,6 y 1,0.

Como ya se ha comentado, para identificar defectos puntuales aislados se recurre al estudio de los extremos relativos. En las **tablas A-VI.7, A-VI.8 y A-VI.9** se muestran los valores correspondientes a los umbrales de corrección correctiva en función de la velocidad, establecidos por la UIC y utilizados en la auscultación mediante el coche de registro SIV 1002 de RENFE en la línea del AVE Madrid – Sevilla.

*Tabla A-VI.7. Umbrales de intervención correctiva para identificar defectos puntuales cuya longitud de onda se halla comprendida entre 3 y 25 m. Fuente: Villarroya (2002).*

<b>Velocidades (km/h)</b>	<b>Nivelación long. (mm)</b>	<b>Alineación (mm)</b>	<b>Nivelación trans. (mm)</b>	<b>Variación del ancho (mm)</b>
$v \leq 80$	$\pm 16$	$\pm 14$	$\pm 10$	$\pm 9$
$80 < v \leq 120$	$\pm 12$	$\pm 10$	$\pm 8$	$\pm 8$
$120 < v \leq 160$	$\pm 10$	$\pm 8$	$\pm 7$	$\pm 7$
$160 < v \leq 200$	$\pm 9$	$\pm 7$	$\pm 6$	$\pm 6$
$200 < v \leq 240$	$\pm 8$	$\pm 6$	$\pm 5$	$\pm 5$
$240 < v \leq 280$	$\pm 7$	$\pm 5$	$\pm 4$	$\pm 4$
$280 < v \leq 320$	$\pm 6$	$\pm 4$	$\pm 3$	$\pm 3$
$320 < v$	$\pm 5$	$\pm 3$	$\pm 2$	$\pm 2$

*Tabla A-VI.8. Umbrales de intervención correctiva para identificar defectos puntuales de alabeo. Fuente: Villarroya (2002).*

<b>Velocidades (km/h)</b>	<b>Alabeo en base de 3 m (mm)</b>	<b>Alabeo en base de 5 m (mm)</b>	<b>Alabeo en base de 9 m (mm)</b>
$v \leq 80$	$\pm 5$	$\pm 2,8$	$\pm 2,3$
$80 < v \leq 120$	$\pm 4$	$\pm 2,3$	$\pm 1,8$
$120 < v \leq 160$	$\pm 3$	$\pm 1,7$	$\pm 1,4$
$160 < v \leq 200$	$\pm 2,5$	$\pm 1,4$	$\pm 1,2$
$200 < v \leq 240$	$\pm 2,2$	$\pm 1,1$	$\pm 0,9$
$240 < v \leq 280$	$\pm 2,0$	$\pm 0,9$	$\pm 0,7$
$280 < v \leq 320$	$\pm 1,8$	$\pm 0,7$	$\pm 0,5$
$320 < v$	$\pm 1,7$	$\pm 0,6$	$\pm 0,4$

*Tabla A-VI.9. Umbrales de intervención correctiva para identificar defectos puntuales del ancho de vía. Fuente: Villarroya (2002).*

<b>Velocidades (km/h)</b>	<b>Ancho en vía abierta (mm)</b>	<b>Ancho en vía cerrada (mm)</b>
$v \leq 80$	+15	-5
$80 < v \leq 120$	+10	-5
$120 < v \leq 160$	+10	-4
$160 < v \leq 200$	+8	-3
$200 < v \leq 240$	+8	-3
$240 < v \leq 280$	+7	-2
$280 < v \leq 320$	+7	-2
$320 < v$	+6	-1

Si se pretende estudiar la calidad que ofrece la vía como camino de rodadura y, en consecuencia, el grado de comodidad de la circulación, debe estudiarse la desviación típica de las señales. Habitualmente, se toman a estos efectos tramos de medida de 200 m de longitud. En las **tablas A-VI.10, A-VI.11 y A-VI.12** se muestran los umbrales de intervención correctiva, de forma análoga a los casos precedentes.

*Tabla A-VI.10. Umbrales de intervención correctiva para la desviación típica de la señal filtrada con una longitud de onda de entre 3 y 25 m. Fuente: Villarroya (2002).*

Velocidades (km/h)	Nivelación long. (mm)	Nivelación trans. (mm)	Alineación (mm)	Variación del ancho (mm)
$v \leq 80$	2,6	2,4	1,8	2,0
$80 < v \leq 120$	2,1	1,9	1,5	1,7
$120 < v \leq 160$	1,7	1,5	1,3	1,5
$160 < v \leq 200$	1,5	1,2	1,1	1,3
$200 < v \leq 240$	1,3	1,0	1,0	1,1
$240 < v \leq 280$	1,1	0,8	0,8	1,0
$280 < v \leq 320$	1,0	0,7	0,7	0,9
$320 < v$	0,9	0,6	0,6	0,8

*Tabla A-VI.11. Umbrales de intervención correctiva para la desviación típica de la señal filtrada con una longitud de onda de entre 25 y 70 m. Fuente: Villarroya (2002).*

Velocidades (km/h)	Nivelación long. (mm)	Nivelación trans. (mm)	Alineación (mm)
$v \leq 80$	---	---	---
$80 < v \leq 120$	4,4	3,3	3,3
$120 < v \leq 160$	3,8	2,8	2,7
$160 < v \leq 200$	3,2	2,3	2,3
$200 < v \leq 240$	2,7	1,9	1,9
$240 < v \leq 280$	2,3	1,6	1,6
$280 < v \leq 320$	2,0	1,3	1,3
$320 < v$	1,7	1,1	1,0

Tabla A-VI.12. Umbrales de intervención correctiva para la desviación típica de la señal filtrada con una longitud de onda de entre 70 y 120 m. Fuente: Villarroya (2002).

Velocidades (km/h)	Nivelación long. (mm)	Nivelación trans. (mm)	Alineación (mm)
$v \leq 80$	---	---	---
$80 < v \leq 120$	---	---	---
$120 < v \leq 160$	---	---	---
$160 < v \leq 200$	4,4	3,6	5,5
$200 < v \leq 240$	3,7	3,0	4,7
$240 < v \leq 280$	3,2	2,4	4,0
$280 < v \leq 320$	2,7	2,0	3,4
$320 < v$	2,3	1,6	2,9

Con la intención de dotar de mayor sencillez la toma de decisiones a partir de los datos de auscultación y gestionar el orden de prioridades de los trabajos que deban realizarse, se definen distintos “*índices de calidad*” de la geométrica de la vía. En el caso de la línea del AVE Madrid – Sevilla este índice se obtiene para cada tramo de 200 m en función del valor normalizado de la desviación típica de un determinado parámetro (nivelación longitudinal, alineación...), de acuerdo con las siguientes expresiones:

$$I_c = -5 \cdot \sigma_n + 10 \quad \text{si } \sigma_n \leq 1 \quad \text{(e-A-VI.11)}$$

$$I_c = 10 \cdot (0,5)^{\sigma_n} \quad \text{si } \sigma_n > 1 \quad \text{(e-A-VI.12)}$$

siendo:

$I_c$  el índice de calidad de un determinado parámetro; y

$\sigma_n$  el valor normalizado de la desviación típica del parámetro en cuestión.

En la **figura A-VI.6** se representa este índice de calidad de forma gráfica. Se puede comprobar que de esta manera la evaluación de la calidad geométrica de la vía se reduce a una nota dada en un rango de 0 a 10. Si la nota es superior a 5, en principio no es necesario actuar.

En la valoración general de un tramo concreto o de una línea entera el “*índice de calidad*” se redefine como el tanto por diez de tramos unitarios (de longitud de 200 m) que en el ámbito de estudio no presentan necesidad de actuaciones de mantenimiento, es decir, que su índice de calidad particular tiene una nota superior a 5. Este concepto de “*índice de calidad*” tiene como fundamento la clasificación de los modos de funcionamiento anteriormente expuesta.

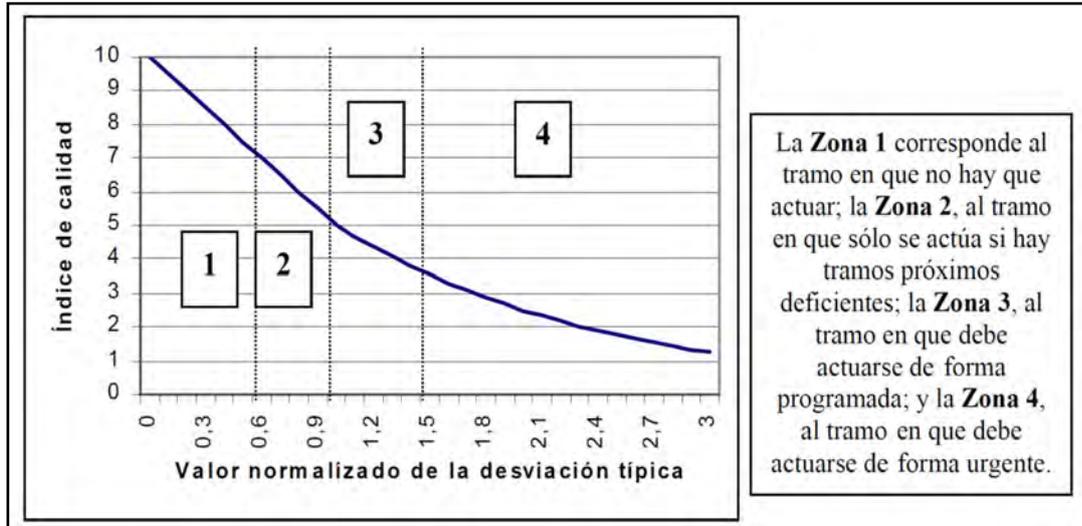


Figura A-VI.6.- Índice de calidad según el valor normalizado de la desviación típica en tramos de 200 m. Fuente: elaboración propia a partir de Villarroya (2002).

A continuación se recogen los criterios de corrección de la geometría de la vía expuestos en la Ficha UIC 518 –anteriormente mencionada– en su Anejo D, titulado “*Qualité géométrique de la voie ferrée*”. En dicha ficha se consideran tres niveles de calidad:

- Calidad **QN 1**, que obliga a realizar un seguimiento de los defectos de la vía mediante auscultación, o bien llevar a cabo actividades de mantenimiento programadas dentro del ciclo ordinario de trabajo.
- Calidad **QN 2**, que obliga a realizar actividades de mantenimiento de vía a corto plazo.
- Calidad **QN 3**, que no se corresponde con la calidad geométrica corriente de la vía, a pesar de ser admisible.
- La ficha recomienda la siguiente distribución de la calidad de la vía:
- El 50% de la línea debe tener una calidad mejor o igual a QN 1.
- El 40% ha de tener una calidad comprendida entre QN 1 y QN 2.
- El 10% ha de tener una calidad comprendida entre QN 2 y QN 3.

En las tablas **A-VI.13**, **A-VI.14**, **A-VI.15** y **A-VI.16** se muestran los valores correspondientes a QN 1 y QN 2 para los defectos de nivelación longitudinal y alineación. Los valores de QN 3 para el caso de defectos puntuales se calculan del siguiente modo:

$$\mathbf{QN\ 3 = 1,3 \cdot (QN\ 2)} \qquad \mathbf{(e-A-VI.13)}$$

Se puede apreciar cómo los valores de QN 2 coinciden con los figurados en los criterios de RENFE (**tablas A-VI.7** y **A-VI.10**); sin embargo, los valores de QN 3 no corresponden con los criterios de intervención urgente, sino que son inferiores.

Tabla A-VI.13. Límites definitorios de la calidad geométrica de la nivelación longitudinal considerando defectos medios. Fuente: Ficha UIC 518, Anejo D.

Velocidades (km/h)	QN 1 (mm)	QN 2 (mm)
$v \leq 80$	2,3	2,6
$80 < v \leq 120$	1,8	2,1
$120 < v \leq 160$	1,4	1,7
$160 < v \leq 200$	1,2	1,5
$200 < v \leq 300$	1,0	1,3

Tabla A-VI.14. Límites definitorios de la calidad geométrica de la alineación considerando defectos medios. Fuente: Ficha UIC 518, Anejo D.

Velocidades (km/h)	QN 1 (mm)	QN 2 (mm)
$v \leq 80$	1,5	1,8
$80 < v \leq 120$	1,2	1,5
$120 < v \leq 160$	1,0	1,3
$160 < v \leq 200$	0,8	1,1
$200 < v \leq 300$	0,7	1,0

Tabla A-VI.15. Límites definitorios de la calidad geométrica de la nivelación longitudinal considerando defectos puntuales. Fuente: Ficha UIC 518, Anejo D.

Velocidades (km/h)	QN 1 (mm)	QN 2 (mm)
$v \leq 80$	12,0	16,0
$80 < v \leq 120$	8,0	12,0
$120 < v \leq 160$	6,0	10,0
$160 < v \leq 200$	5,0	9,0
$200 < v \leq 300$	4,0	8,0

Tabla A-VI.16. Límites definitorios de la calidad geométrica de la alineación considerando defectos puntuales. Fuente: Ficha UIC 518, Anejo D.

Velocidades (km/h)	QN 1 (mm)	QN 2 (mm)
$v \leq 80$	12,0	14,0
$80 < v \leq 120$	8,0	10,0
$120 < v \leq 160$	6,0	8,0
$160 < v \leq 200$	5,0	7,0
$200 < v \leq 300$	4,0	6,0

Es necesario destacar, finalmente, la gran influencia que ejerce la velocidad respecto a la exigencia en calidad geométrica de vía. Como se ha podido comprobar, mayor velocidad impone unos “umbrales de intervención correctiva” más estrictos. A modo de paradigma, se muestra en la **tabla A-VI.17** una comparación simplificada entre los estándares de calidad geométrica de vía exigidos en líneas convencionales de SNCF y los estándares análogos en líneas de alta velocidad de la misma administración ferroviaria.

*Tabla A-VI.17. Límites para la calidad geométrica de la vía aplicados a líneas convencionales y líneas de alta velocidad francesas (SNCF). Fuente: tomado de López Pita (2003).*

Parámetro	Convencional	Alta velocidad		
	Valor de referencia	Defecto corriente	Defecto aislado	Desv. media en 300 m
Ancho	+30/-5 mm	±2,5	±6	0,9/1,0 mm
Alineación	±5 mm	±3,5	±6	1,0/1,7 mm
Niv. long.	±5 mm	±2,5	±5	0,8/1,0 mm
Niv. transv.	±5 mm	±2,0	±4	0,6/0,8 mm
Alabeo	2 a 3 mm/m	1,5 mm/m	3 mm/m	--

## **ANEJO VII. SISTEMAS DE AUSCULTACIÓN DE LA VÍA: GENERALIDADES Y DESCRIPCIÓN TECNOLÓGICA**

### **A-VII.1. LOS FUNDAMENTOS DEL MANTENIMIENTO EN LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD: LA AUSCULTACIÓN**

La detección de los defectos de la vía —en mantenimiento predictivo, antes de que constituyan un modo de fallo— se realiza mediante la auscultación de los parámetros que definen geoméricamente la vía (“**auscultación geométrica**”) y de otros parámetros relacionados indirectamente, como son las distintas aceleraciones que se perciben en los vehículos (“**auscultación dinámica**”). Unos y otros constituyen los “**parámetros de control**” de la vía, y deben permitir controlar el proceso de deterioro.

Para poder realizar la auscultación de los parámetros de control es necesario disponer de unas referencias en la vía, mediante las cuales se pueda comparar el trazado de proyecto con el trazado real. Asimismo, la posición absoluta de una vía debe estar perfectamente determinada y debe poder ser reproducida en cualquier momento. La definición de esta posición se apoya en una serie de puntos (llamados “**puntos de marcaje**”, que se sitúan en los piquetes o en los postes de electrificación), que a su vez son definidos, tanto en planta como en alzado, desde unas “**bases de replanteo**”.

Los puntos de marcaje sirven para el replanteo de los ejes de vía teóricos y el replanteo de cuerdas largas, sobre las que se definen las flechas de alineación. Asimismo, a partir de ellos se puede elaborar un reglado de la vía (habitualmente con señales cada 5 m) que ha de servir para localizar la toma de datos en la auscultación y las actuaciones de mantenimiento.

Se procede a continuación a definir con mayor detalle los elementos ligados al marcaje de la vía. A efectos de mayor claridad en la exposición, se utilizan los datos de la línea del AVE Madrid – Sevilla.

### **A-VII.2. REFERENCIAS TOPOGRÁFICAS**

#### ***A-VII.2.1. Implantación y medición de las bases para el replanteo de la vía***

Para el replanteo de los puntos que definen el trazado de la vía en planta y en alzado, se precisa un campo de puntos fijos llamados “**bases de replanteo**”. Se denomina “**punto fijo**” a un punto materializado en el terreno de forma estable, siendo conocidos sus datos topográficos, esto es, sus coordenadas (x, y, z).

La determinación de coordenadas se basa habitualmente en el sistema oficial de coordenadas de la red geodésica —en España, red geodésica del Instituto Geográfico Nacional (IGN)—. Como campo de bases de replanteo son posibles disposiciones lineales, poligonales o en forma de red. En este sentido son de uso frecuente las siguientes soluciones:

- Conexión con la red geodésica oficial, lo que tiene como ventaja el disponer de coordenadas homogéneas para la totalidad del trazado.
- Situación de puntos mediante el Sistema de Posicionamiento Global (GPS) —en este caso es conveniente que los puntos fijados mediante GPS dispongan de enlace visual, como mínimo dos a dos, para su posterior comprobación—.

- Empleo, como método auxiliar, de sistemas de coordenadas locales.

El campo de bases de replanteo debe cumplir en general los siguientes requisitos:

- Debe procurarse una distancia entre bases comprendida entre 150 y 250 m, en función de las características del terreno.
- Las bases deben marcarse de forma duradera. Para la comprobación y reproducción de otros puntos fijos conviene establecer, a distancias de aproximadamente 1000 m, bases especialmente seguras, con puntos fijos sin asientos.
- Deben estar convenientemente enlazadas, cerradas y compensadas, y unidas a la red geodésica nacional.
- En relación al último requisito citado, se exponen a título ilustrativo las tolerancias exigibles en la línea del AVE Madrid – Sevilla:
- En la medición de distancias, la desviación estándar ha de ser inferior en valor absoluto a 5 mm.
- En la medición de ángulos, la desviación estándar ha de ser inferior en valor absoluto a 1 milésima parte de grado centesimal.
- En la medición de cotas de puntos aislados, la desviación estándar ha de ser inferior en valor absoluto a 3 mm.
- En el replanteo de flechas, la desviación estándar ha de ser inferior en valor absoluto a 1 mm.

En la **figura A-VII.1** se muestran los mojones utilizados para materializar las bases de replanteo en la mencionada línea. El mojón de 4 anclajes sirve para las bases que han de permanecer especialmente sin asientos ni desplazamientos de ningún otro tipo –se sitúan, como ya se ha comentado, a distancias de aproximadamente 1000 m–. El de un anclaje sirve para las restantes bases.

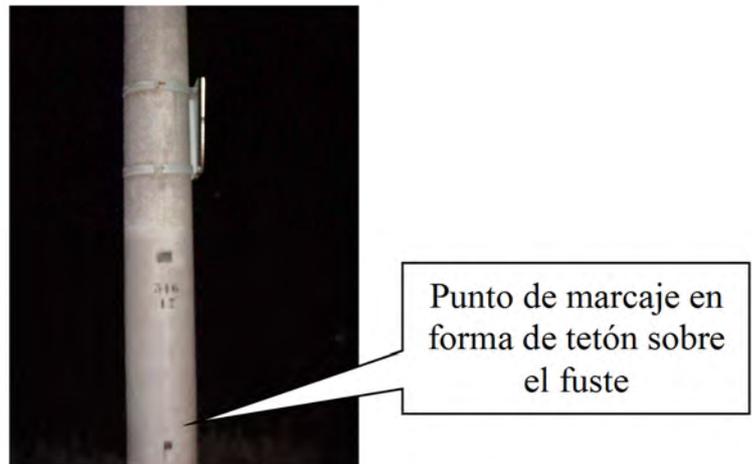


Figura A-VII.1.- Mojones de 4 anclajes y 1 anclaje para materializar una base de replanteo. Fuente: fotografía realizada por el autor.

### **A-VII.2.2. Implantación y medición de los puntos de marcaje y otros para el replanteo de la vía**

Mediante las bases de replanteo, se establecen las coordenadas (x, y, z) de los siguientes puntos de referencia:

- “Puntos de marcaje” (figura A-VII.2), que son puntos duraderos de referencia local para la posición de la vía. Se establecen a ambos lados, enfrentados dos a dos (cada 60 m como máximo en la línea del AVE Madrid – Sevilla). Sirven como piquetes, en los que se apoyan cuerdas largas para la rectificación de la vía. En las figuras A-VII.3, A-VII.4 y A-VII.5 se muestran esquemas explicativos. Asimismo, permiten establecer el posterior empquetado de la vía a distancias inferiores a los 20 m, en la línea del AVE Madrid – Sevilla, reduciéndose dicho valor a 10 m en las curvas.



*Figura A-VII.2.- Punto de marcaje sobre poste de electrificación en la línea AVE Madrid - Sevilla. Fuente: fotografía realizada por el autor.*

- “Puntos singulares”, que son aquellos puntos de la vía en los que cambia el elemento de trazado en planta –principio de curva de transición (PT), final de curva de transición (FT), principio de curva circular (PC), final de curva circular (FC) o cambio de radio (CR)– o en alzado –principio de la curva (TE), vértice (V) o final de la curva (TS)–.
- “Puntos obligados”, que son aquellos puntos por donde debe pasar ineludiblemente el trazado de la vía.
- Los puntos de marcaje deben disponerse de la forma siguiente (figura A-VII.6):
- En dirección longitudinal, la distancia ha de ser tal que la flecha teórica en planta sobre la cuerda larga no supere un determinado valor (en la normativa de RENFE, 750 mm).
- En dirección transversal, si es posible, a 3,0 m del eje de la vía y nunca a menos de 2,5 m, para evitar que las tareas de mantenimiento de vía no alteren la posición de dichos puntos.
- Los puntos de marcaje de la vía situados en la misma “línea de unión transversal” (segmento de recta que une dos puntos de marcaje enfrentados) deben estar colocados lo más radialmente posible.

Se debe realizar un mantenimiento de los puntos de marcaje, para asegurar que su posición sea correcta y no derive error a otras mediciones. Concretamente, cuando en planta la desviación en planta entre el valor teórico y el real de la “*medida de unión transversal*” (longitud de la línea de unión transversal) supera los 20 mm, se debe determinar de nuevo la posición de los puntos de marcaje afectados. Asimismo, si se encuentran desviaciones entre la cota teórica y la cota real mayores de 10 mm, hay que

volver a calcular la cota del punto de marcaje afectado y la medida del replanteo en alturas.

### **A-VII.2.3. Definición de cuerdas largas y división en intervalos inferiores (5 m)**

Para realizar el control y el replanteo de la alineación de la vía, se utiliza una doble división de la “línea de kilometración”, basada en los puntos de marcaje, en los puntos singulares y en los puntos obligados, definidos anteriormente. Se entiende por “línea de kilometración” la línea de referencia en la que se indican los puntos kilométricos de la línea de ferrocarril. En vías dobles se sitúa entre las dos vías y paralela al eje de la vía que se recorre en el sentido de origen a final de la línea, a una distancia igual al semi-ancho entre ejes de vías. En vía única coincide con el eje de la vía.

La primera división de la línea de kilometración consiste en trazar unas “**cuerdas largas**” o segmentos de recta que unen los puntos de intersección en planta entre las líneas de unión transversal y el eje teórico de la vía (**figuras A-VII.3 y A-VII.4**). El “**eje de la vía**” se define a su vez como la línea interior de la vía, paralela al borde activo de cualquiera de los carriles en recta, o del carril exterior en curva, a una distancia igual al semiancho de vía.

La segunda división se realiza mediante el establecimiento de estaciones (materializadas mediante marcas de pintura sobre los carriles) cada 5 m habitualmente, siguiendo la línea de kilometración y proyectándolas radialmente (**figuras A-VII.5**).

Para verificar la correcta alineación de la vía, así como para proceder a su replanteo cuando resulta necesario, se toma lectura de la flecha referida a las cuerdas largas en cada una de las divisiones de 5 m. Este procedimiento es costoso y requiere una gran dedicación en tiempo, por lo que en tareas rutinarias de auscultación se utilizan en su lugar cuerdas de 10 ó 20 m de longitud, tomando la lectura de la flecha central. Este último procedimiento se lleva a la práctica mediante los vehículos de control geométrico de la vía.

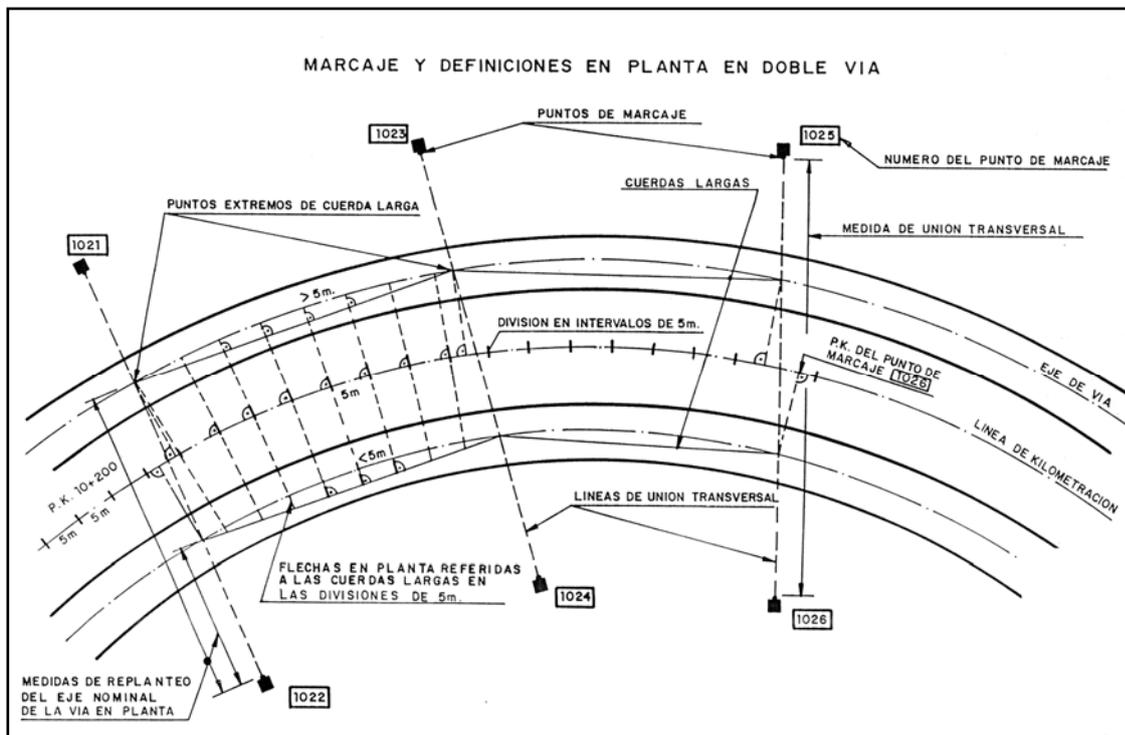


Figura A-VII.3.- Esquema de situación de los puntos de marcaje en planta en una línea de vía doble. Fuente: RENFE.



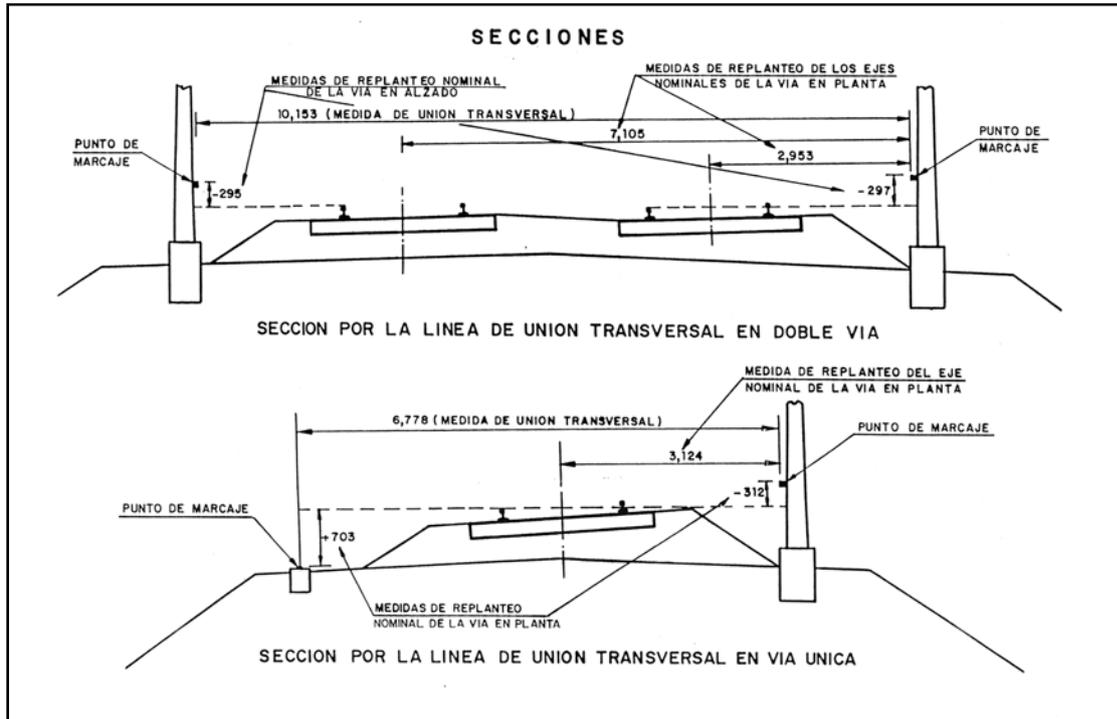


Figura A-VII.6.- Situación de los puntos de marcaje en alzado. Fuente: RENFE.

Las marcas dibujadas cada 5 m en el alma de uno de los carriles de la vía (**figuras A-VII.7 y A-VII.8**), así como los puntos hectométricos situados en los postes de electrificación (**figura A-VII.9**), permiten localizar los trabajos de auscultación y corrección de la vía, pudiendo situar con suficiente precisión los instrumentos de medición (miras, prismas, reglas...) y la maquinaria pesada (bateadoras, estabilizadores...).



Figura A-VII.7.- Marca de intervalo de 5 m. Fuente: fotografía realizada por el autor.

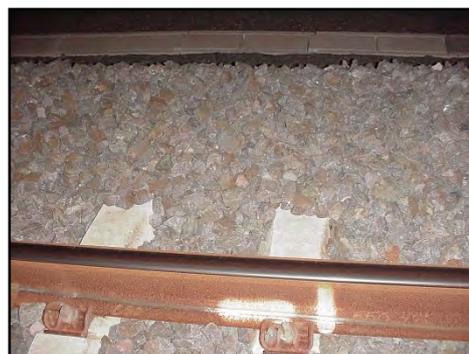
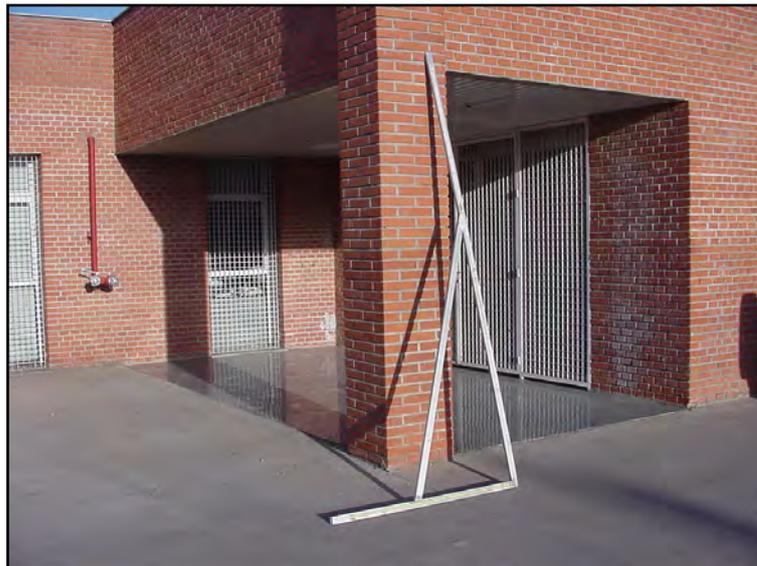


Figura A-VII.8.- Marca de intervalo de 50 m. Fuente: fotografía realizada por el autor.



*Figura A-VII.9.- Placa hectométrica en poste de electrificación. Fuente: fotografía realizada por el autor.*

Ciertamente, para las tareas ordinarias de mantenimiento, en las que habitualmente las deformaciones que se tienen que corregir no son excesivas, basta situarse en la vía mediante los intervalos de 5 m definidos en la vía y trabajar con métodos de base relativa. Sin embargo, cuando se han producido importantes desplazamientos de la vía –por ejemplo, por la socavación de un terraplén–, es necesario recurrir al replanteo mediante bases absolutas. Estas bases pueden ser las que se han descrito propiamente como bases de replanteo o los mismos puntos de marcaje de la línea. En el caso de la línea del AVE, dada la importante cimentación de los postes de electrificación, se han utilizado como referencia en el posicionamiento absoluto de la vía los puntos de marcaje. El instrumento utilizado para ello es la regla que aparece en la **figura A-VII.10**.



*Figura A-VII.10.- Regla para definir la situación de la vía desde los puntos de marcaje. Fuente: fotografía realizada por el autor.*

---

### **A-VII.3. TIPOLOGÍA DE MÉTODOS DE AUSCULTACIÓN**

En consonancia con lo expuesto por Insa (1991), en general, para determinar el estado de la vía, se puede recurrir a dos tipos de procedimientos de auscultación:

- ❖ “**Métodos directos** o **de auscultación geométrica**”.
- ❖ “**Métodos indirectos** o **de auscultación dinámica**”.

Los “**métodos directos**” consisten en medir de forma directa el estado geométrico de la vía y pueden a su vez agruparse, según una primera clasificación, en “**métodos**

**discontinuos**” y en “**métodos continuos**”. En los primeros se incluyen todos los procedimientos manuales y en los segundos los mecanizados.

Se puede decir que los métodos directos manuales no son económicos ni rápidos y que, por tanto, no permiten tomar determinaciones en la gestión del mantenimiento de una forma efectiva. Se basan en la toma de medidas topográficas a lo largo de la vía, en tramos concretos y, además, sin que aquélla esté sometida a carga. De ello resulta que actualmente para tomar decisiones y hacer un seguimiento de los parámetros de control se desestimen los métodos discontinuos, siendo relegados a estudios específicos de determinados tramos, donde los métodos continuos han avisado de la existencia de fallo o causa de fallo.

Por otra parte, los “**métodos indirectos**” son aquellos que utilizan sistemas dinámicos que miden las aceleraciones percibidas en el interior de un vehículo o en una parte concreta del mismo —por tanto, consisten en auscultar parámetros de función—. Se persigue de esta manera llegar a conocer la deformación de la vía a través de los efectos que ésta produce en la circulación. En un principio se consideraron tan sólo un complemento de la información dada por los métodos directos y, en general, estaban orientados hacia la investigación experimental de vehículos. Sin embargo, cada vez tienen una mayor presencia en el mantenimiento, especialmente en las líneas de alta velocidad, ya que básicamente:

- permiten medir los efectos de la calidad de la vía a velocidades de explotación —por tanto, de la manera como los perciben los viajeros—; y
- trabajan con gran celeridad mediante sistemas automatizados y continuos, precisando poco tiempo de *descargo* (interrupción del servicio en una línea) o incluso estando acoplados en los vehículos normales de explotación.

En contra de los métodos indirectos se arguye, en primer lugar, que sus resultados no son fácilmente utilizables como elementos de diagnóstico. En efecto, para conocer el estado geométrico de la vía a partir de las medidas dinámicas —y, por tanto, determinar las correcciones que deberían realizarse en la misma—, hace falta conocer los fenómenos que se producen en la interacción entre la rueda y el carril. Estos fenómenos son complejos y difícilmente se puede realizar un diagnóstico partiendo únicamente de los resultados de medidas indirectas.

En segundo lugar, hay que tener en cuenta que unos defectos geométricos importantes en la vía no siempre provocan fuerzas dinámicas importantes o vibraciones excesivas en el material móvil. Por tanto, si sólo se partiera de los datos de las medidas indirectas, podría ocurrir que se estuviera en condición de fallo sin que hubiera algún parámetro de control que avisara de tal circunstancia.

Ciertamente, también sucede el caso recíproco: defectos con longitudes de onda indetectables por los vehículos de auscultación geométrica producen reacciones inadmisibles en los vehículos convencionales. Es, por ello, que en la práctica son necesarios tanto los métodos directos como los indirectos.

Los métodos directos deben hacerse fuera del horario de explotación a bajas velocidades. Por ello, la frecuencia con que se llevan a cabo suele ser anual. En cambio, los métodos de auscultación dinámica se pueden realizar durante el horario de explotación a velocidades comerciales. De esta manera, además de poderse realizar con una elevada frecuencia (habitualmente el ciclo entre dos auscultaciones es mensual), se obtienen datos de los efectos que las irregularidades de la vía producen en los vehículos con viajeros, durante su marcha.

## **A-VII.4. MÉTODOS DIRECTOS DE MEDICIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA VÍA**

### ***A-VII.4.1. Clasificación de los métodos directos***

El objetivo de los métodos directos en la auscultación de la vía es poder reproducir, con la mayor fidelidad al estado real, los distintos parámetros geométricos que caracterizan la vía, para su evaluación y el estudio de su tendencia.

Para localizar la posición exacta de los dos carriles de la vía, se puede recurrir a “**métodos de base absoluta**”, en los cuales el registro de la irregularidad de la vía se efectúa tomando como referencia una base tridimensional, constituida como base absoluta, y definiendo las coordenadas (x, y, z) de cada uno de los puntos de los dos carriles. La ventaja que se obtiene con los sistemas de bases absolutas es que permiten captar y reproducir sin distorsión los defectos de un parámetro, restituyendo tanto la longitud de onda como la amplitud de la misma.

En la práctica, la lentitud y el coste de estos métodos los hacen inviables: sólo se utilizan en el replanteo de puntos de marcaje y puntos singulares del eje, con especial interés cuando la vía se ha desplazado considerablemente, o bien se utilizan en investigación. Consisten habitualmente en trabajos tradicionales de topografía (mediciones mediante estaciones totales), aunque progresivamente se va introduciendo el uso del GPS, lo que puede reducir las desventajas anteriormente apuntadas.

Cabe añadir en contra de los métodos de base absoluta que resulta realmente necesario en la auscultación de la vía medir las superficies de rodadura y las caras interiores de las cabezas de los carriles. Estos datos no se pueden obtener fácilmente mediante estos métodos, especialmente cuando se deben tener en consideración las deformaciones elásticas de la vía cuando se encuentra bajo carga.

Para evitar estas dificultades, se recurre a métodos de medición continua y rápida desde vehículos o métodos que no precisen de unas referencias absolutas en aras de agilizar los trabajos correspondientes. Se utilizan entonces “**métodos de base relativa**”, que consisten en utilizar la propia vía como sistema de referencia partiendo de un tramo en buenas condiciones. Se incluyen, en este grupo, trabajos topográficos relativos (por ejemplo: la nivelación relativa) y trabajos realizados mediante vehículo de auscultación, el cual funciona como una base de referencia móvil. Ciertamente, dada la naturaleza de estos métodos, no se pueden restituir los defectos de la vía con un carácter absoluto y con la misma morfología, de la manera como se puede realizar mediante métodos de base absoluta. Por una parte, se crea una dependencia obligada respecto al propio estado de la vía —como se ha comentado, el tramo que se toma como referencia ha de estar en buenas condiciones—. Por otra parte, en el caso de los vehículos de auscultación, la información obtenida no siempre se corresponde directamente con la geometría real de la vía (por ejemplo, en el caso de la nivelación longitudinal o la alineación), sino con una transformación de la misma.

En efecto, cada valor medido por un vehículo de auscultación es una imagen alterada del verdadero valor del parámetro que se mide. Por este motivo, se establece una “**función de transferencia**”, que define la relación entre el valor real del parámetro y el valor reproducido.

Actualmente existen dos clases básicas de sistemas de medida con base relativa. En primer lugar figuran los “**métodos de base relativa real**”, que a su vez se pueden dividir en “**métodos de medición discontinua**” y en “**métodos de medición continua**”. Los métodos de medición discontinua incluyen aquellos trabajos, fundamentalmente topográficos, que miden de forma relativa el estado de la vía cada cierta distancia (habitualmente cada 5 m). Ejemplos de estos métodos son los trabajos de nivelación

mediante nivel o estación total con mira o prisma reflectante, o los trabajos de medición de flechas de forma manual (**figura A-VII.11**).

Por su parte, los métodos de medición continua, insertos en los métodos de base relativa real, consisten, en esencia, en tomar la propia caja del vehículo auscultador como base relativa, estableciendo que unos puntos de dicha caja se ciñan a los carriles con la mayor fiabilidad. Estos puntos reciben el nombre de “**palpadores**”. Las distancias entre los distintos palpadores existentes en un vehículo, así como el número de que se dispone, influyen en la forma de restituir la geometría real de la vía. Por ello, la función de transferencia depende de la geometría del sistema utilizado.

La masa del sistema de palpación —especialmente en el caso de palpadores de contacto—, así como la de todo el vehículo de auscultación, supone la introducción de alteraciones en las medidas por efecto de la inercia. Existe asimismo la desventaja de que las bases relativas reales tienen una longitud limitada, ya que a medida que dicha longitud crece es más difícil y costoso rigidizarla. Ello conduce a que las longitudes de onda más largas de determinados defectos no sean reconocidas. Sólo se pueden detectar con fiabilidad longitudes de onda de hasta 25 m. Conviene tener en cuenta que las longitudes de onda de hasta 120 m afectan a los trenes de alta velocidad.

Para solucionar los problemas apuntados en el párrafo precedente, se dispone de “**métodos de base relativa ficticia**” (**figura A-VII.12**), que consisten en complementar las medidas de índole geométrica con referencias inerciales, ya sea mediante acelerómetros o mediante giróscopos. La ventaja de estos métodos estriba en poder captar defectos de longitud de onda mayor, incluso de hasta 120 m.

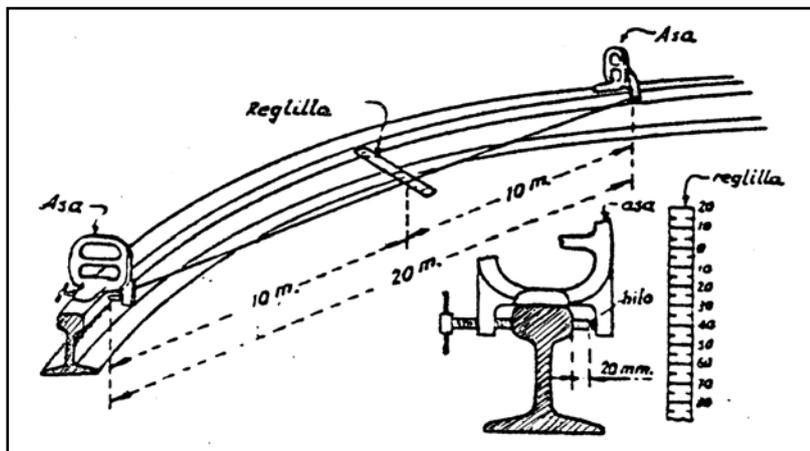
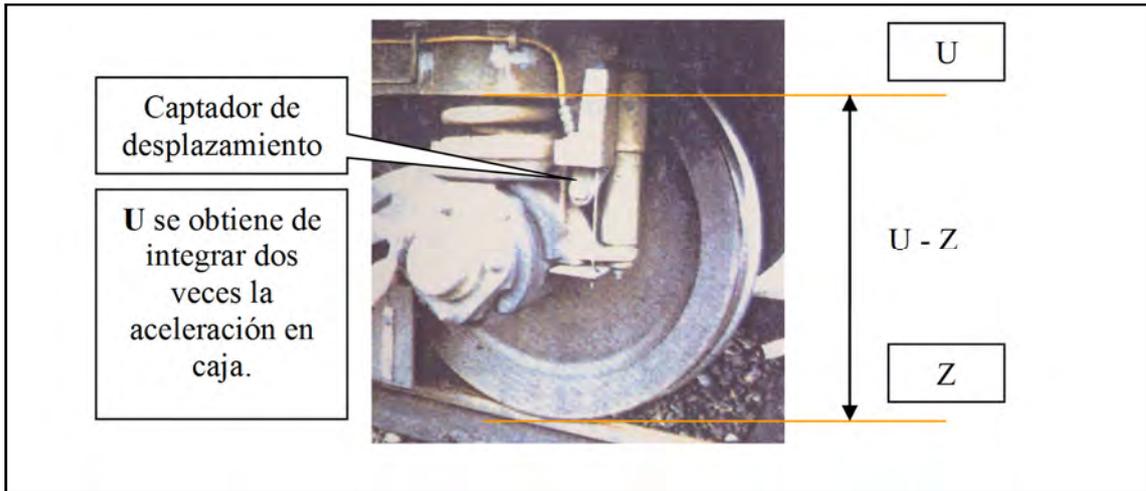


Figura A-VII.11.- Instrumento para medir la flecha en alineación de forma manual.  
Fuente: López Pita (1983b).

Los vehículos auscultadores más habituales que pertenecen a esta clase son los que se basan en la medida de la aceleración vertical de la caja, combinada con la medida del desplazamiento entre la caja y el captador de carril. Integrando dos veces dicha aceleración y restando ese desplazamiento relativo, se puede restituir la posición de la vía en el plano perpendicular al de rodadura. A este efecto, los integradores van acompañados de filtros que tienen por objeto estabilizar el sistema de tratamiento y limitar la banda de medida con el fin de poner de manifiesto las longitudes de onda que son realmente vinculantes al mantenimiento de la calidad geométrica de la vía.

La medida de la posición de la vía en el propio plano de rodadura (parámetros de alineación y ancho) se puede realizar de forma análoga mediante acelerómetros laterales o palpadores sin contacto, que se explicarán en el siguiente apartado.

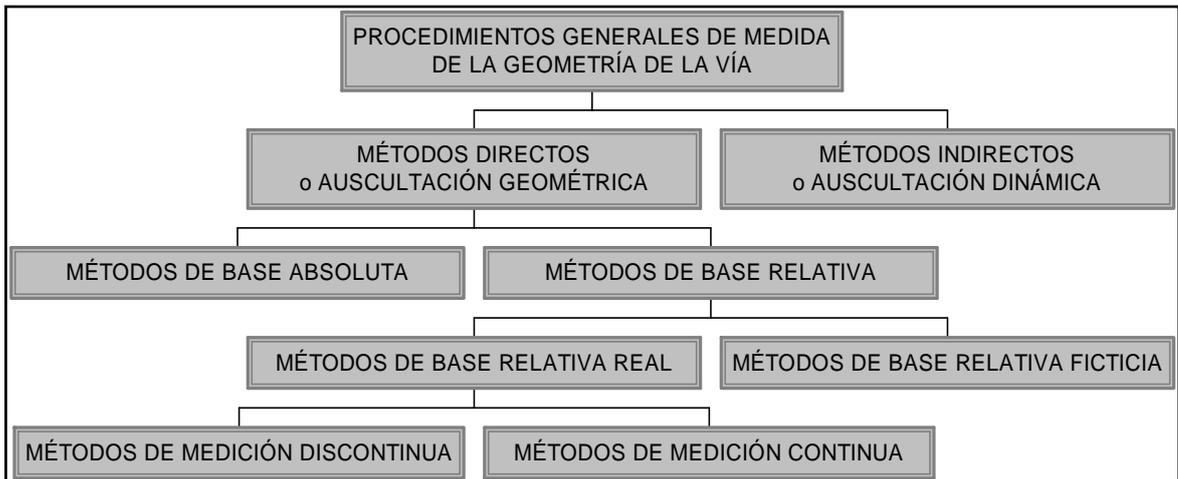


*Figura A-VII.12.- Principio de medida del perfil vertical de la vía mediante métodos de base relativa ficticia. Fuente: adaptación de Insa (1991).*

Los vehículos auscultadores más habituales que pertenecen a esta clase son los que se basan en la medida de la aceleración vertical de la caja, combinada con la medida del desplazamiento entre la caja y el captador de carril. Integrando dos veces dicha aceleración y restando ese desplazamiento relativo, se puede restituir la posición de la vía en el plano perpendicular al de rodadura. A este efecto, los integradores van acompañados de filtros que tienen por objeto estabilizar el sistema de tratamiento y limitar la banda de medida con el fin de poner de manifiesto las longitudes de onda que son realmente vinculantes al mantenimiento de la calidad geométrica de la vía.

La medida de la posición de la vía en el propio plano de rodadura (parámetros de alineación y ancho) se puede realizar de forma análoga mediante acelerómetros laterales o palpadores sin contacto, que se explicarán en el siguiente apartado.

A modo de resumen, se muestra en la **figura A-VII.13** un esquema de los distintos métodos de medición de la calidad geométrica de la vía.



*Figura A-VII.13.- Clasificación de los procedimientos generales de medida de la geometría de la vía. Fuente: elaboración propia.*

#### **A-VII.4.2. Sistemas de palpado**

Los métodos de base relativa disponen de una serie de palpadores, a partir de los cuales se reproduce el estado geométrico de la vía. Estos palpadores pueden ser de dos tipos: palpadores que están en contacto con el carril o bien palpadores sin contacto, que habitualmente utilizan la tecnología del rayo láser. Los primeros son utilizados en los métodos de base relativa real y los segundos en métodos de base relativa ficticia.

Los “**palpadores de contacto**” captan los defectos geométricos de la vía mediante procedimientos mecánicos. Dichos palpadores pueden ser ruedas del vehículo, discos o patines. La variación de su posición se convierte en una señal eléctrica mediante un captador, y se registra a continuación en un papel deslizante o en cintas magnéticas —tiempo atrás se transmitía el movimiento relativo de los palpadores mediante un sistema de cables y poleas—.

Dentro de los palpadores de contacto existe una tipología consistente en implantar en un eje telescópico unos cilindros neumáticos que empujan vertical y horizontalmente las ruedas del eje en cuestión contra los carriles. El alargamiento o acortamiento de los cilindros permite conocer el estado geométrico de la vía. Para evitar problemas en las lagunas de los desvíos, se dota a las ruedas de un sistema de guiado (“**contrapalpadores**”).

Las exigencias que se imponen a estos palpadores residen en reducir su masa (para evitar los efectos inerciales en la toma de medidas), y en disponer de un sistema de suspensión que mantenga permanentemente el contacto con el carril y que se encuentre lo suficientemente amortiguado como para evitar fenómenos de resonancia.

En esencia, se puede manifestar que el proceso de captación se puede dividir en las siguientes partes:

- palpado de la vía, que es un proceso mecánico;
- conversión de los movimientos mecánicos en señales eléctricas y transmisión de las mismas para integrar las medidas de todos los captadores; y
- reproducción de las mediciones integradas para cada parámetro medido.

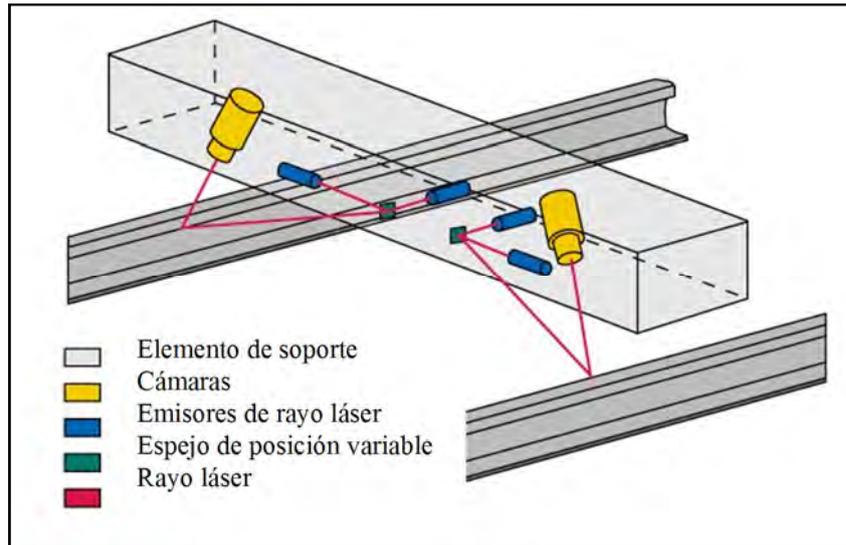
Los palpadores mecánicos tienen un límite de velocidad que se sitúa en el intervalo definido por los 120 y los 160 km/h. A esa velocidad las medidas tomadas adquieren un grado de inexactitud indeseable y aumenta el riesgo de roturas en el propio vehículo. Por otra parte, el rozamiento de los elementos en contacto con la vía ocasiona un desgaste mecánico que obliga a un mayor mantenimiento. Por todo ello, se recurre cada vez más a vehículos con sistemas de palpado sin contacto con los carriles.

En efecto, para realizar mediciones del estado geométrico de la vía a velocidades superiores a los 120 km/h se hace recomendable el uso de “**palpadores sin contacto**”. Estos sistemas se han desarrollado de tal manera que es posible realizar mediciones a velocidades de hasta 250 km/h.

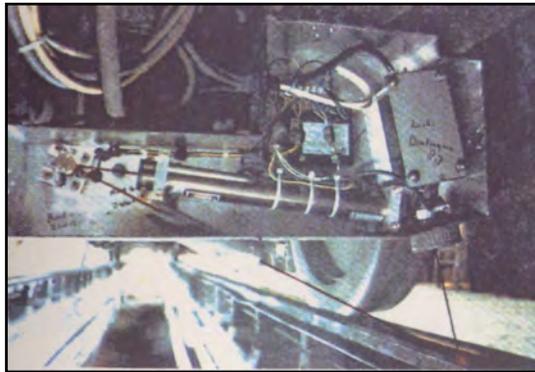
El funcionamiento de estos sistemas consiste en la emisión de un rayo láser que se refleja en un espejo de posición variable y se proyecta sobre uno de los carriles. Una cámara registra la distancia entre el punto de luz generado por la proyección del rayo láser sobre la superficie del carril y su centro de visión. Esta distancia es tratada por un procesador que mueve el espejo para centrar la proyección del rayo láser en el campo visual de la cámara. De los movimientos del espejo se deduce la posición de la cabeza de los carriles. En la **figura A-VII.14** se muestra un esquema de este sistema de palpado y en la **figura A-VII.15** se recoge una visión real de dicho sistema.

Las ventajas que ofrece el palpado sin contacto frente al palpado con contacto estriban en los siguientes puntos:

- se evita el desgaste por rozamiento de los palpadores con los carriles;
- se obtiene una alta precisión en las medidas;
- se pueden detectar defectos con una longitud de onda mayor; y
- se pueden realizar mediciones a alta velocidad.



*Figura A-VII.14.- Esquema de un sistema de palpado mediante rayo láser. Fuente: Plasser & Theurer.*



*Figura A-VII.15.- Visión de un sistema real de palpado mediante rayo láser. Fuente: Esveld (2001).*

### ***A-VII.4.3. Medidas perpendiculares al plano de rodadura de la vía***

Los parámetros de la geometría de la vía cuya medida se realiza perpendicularmente al plano de rodadura (o mejor, a la superficie formada por los dos carriles) son la **nivelación longitudinal**, la **nivelación transversal** y el **alabeo**. Cada uno de estos tres parámetros se puede medir mediante métodos de cualquiera de las tipologías de auscultación geométrica mencionadas anteriormente. A continuación se citan aquellos procedimientos que resultan más frecuentes dada su eficacia y su rendimiento en cada uno de los casos.

#### ***A-VII.4.3.1. Nivelación longitudinal***

En lo que se refiere a la nivelación longitudinal, los métodos más empleados de auscultación son los de base relativa real. Cuando se trata de corregir la vía en tramos muy cortos se recurre a métodos de medición discontinua. Generalmente, en estos casos han sido detectados, en los tramos en cuestión, defectos de nivelación mediante métodos indirectos o de auscultación dinámica.

Por ejemplo, en la línea del AVE Madrid – Sevilla, los registros de las aceleraciones verticales (en la caja de grasa de los ejes y en la caja de los vehículos) diagnostican dónde deben realizarse tareas de auscultación con mayor detalle para determinar los desplazamientos verticales de la vía que tendrá que aplicar la maquinaria correspondiente (niveladoras). Esa auscultación dinámica se realiza mensualmente y

va seguida de trabajos topográficos de nivelación relativa en aquellos tramos donde las aceleraciones registradas hayan superado los límites establecidos.

Estos trabajos topográficos consisten en medir la diferencia de cota de la superficie de rodadura de la vía en tramos de 200 a 300 m, divididos en segmentos de 50 m. En la parte central de cada uno de ellos, se estaciona un nivel y se realizan lecturas de una mira que se posiciona sobre la cabeza del carril a intervalos de 5 m. Además, al iniciar y finalizar cada segmento, se toma lectura de la mira colocada sobre el tirafondo más próximo a la marca correspondiente —la vía está metrada cada 5 m, mediante marcas blancas sobre el alma del carril como ya se ha indicado al inicio del anejo—. Posteriormente, se realiza el cierre de la nivelación, avanzando en sentido inverso, volviendo a colocar la mira sobre los tirafondos que definían el inicio y final de los distintos segmentos —véase la **figura A-VII.16**—. El error de cierre en valor absoluto debe ser inferior a 3 mm.

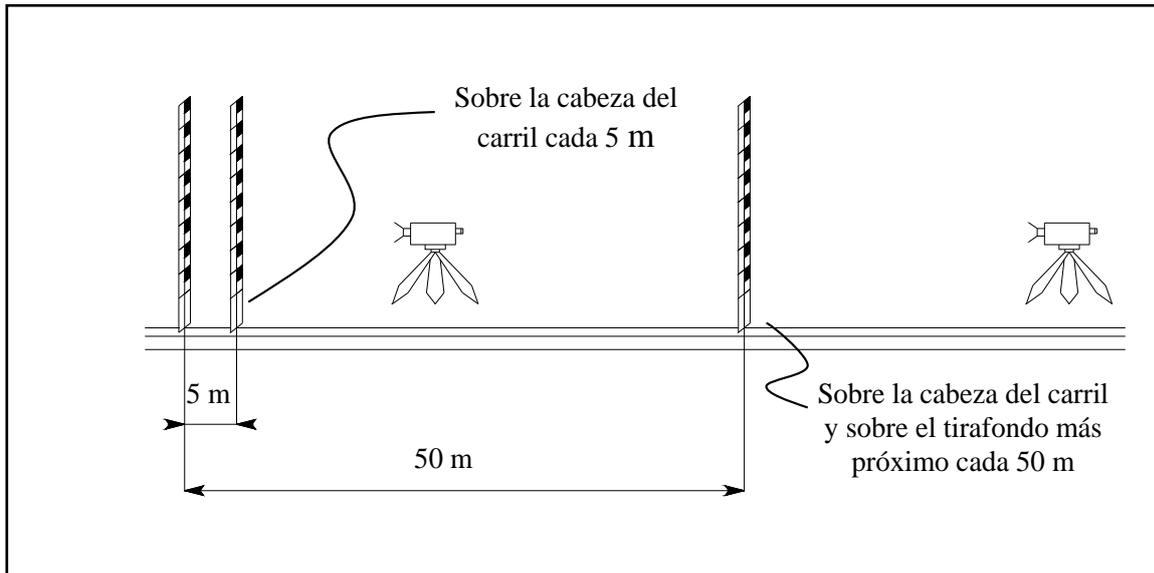


Figura A-VII.16.- Trabajos topográficos de nivelación longitudinal en la vía. Fuente: elaboración propia.

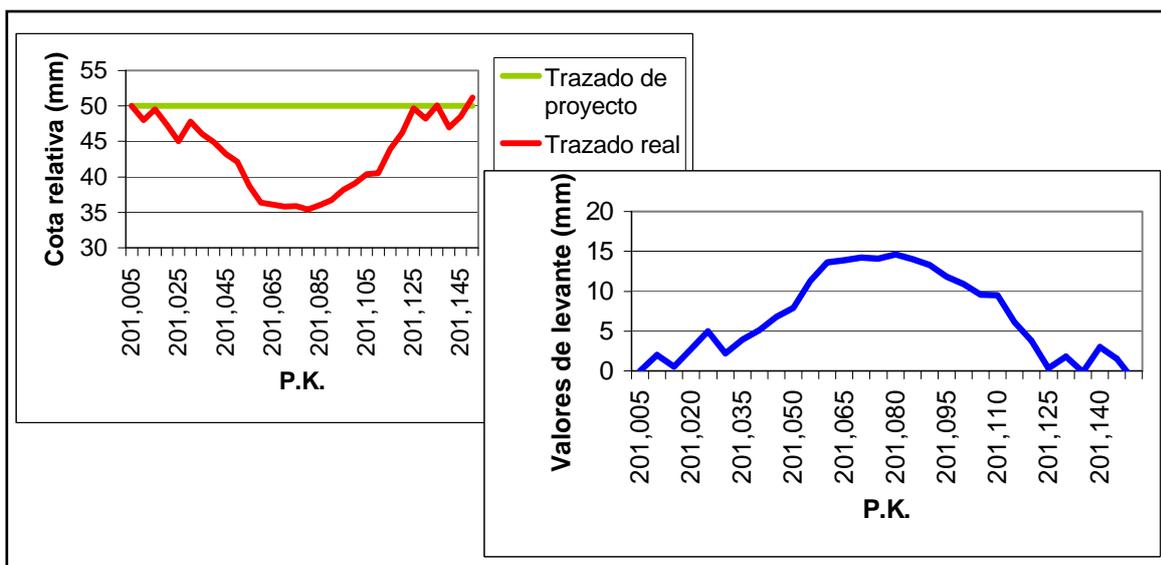
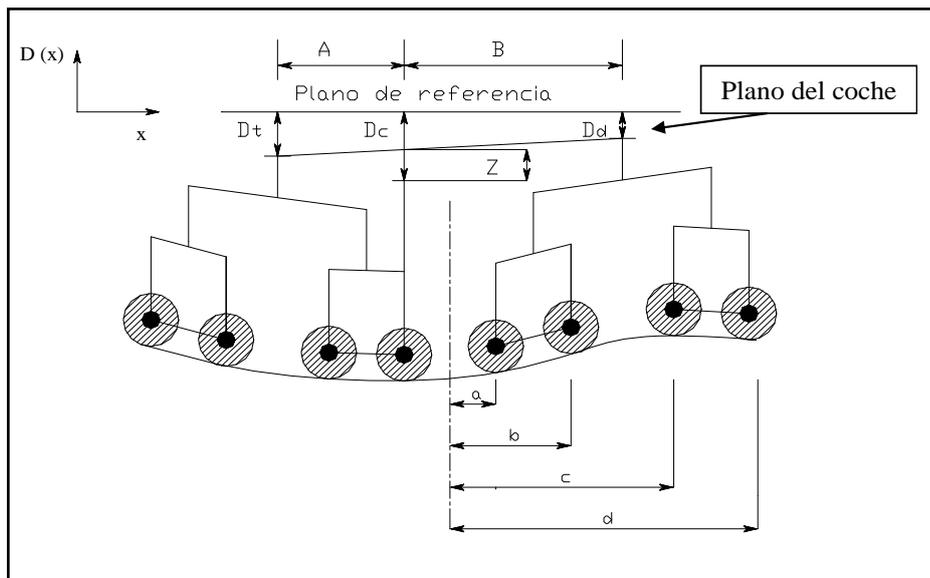


Figura A-VII.17.- Ejemplos de gráficos correspondientes a la auscultación de medición discontinua de la nivelación longitudinal de la vía. Fuente: elaboración propia.

En los gráficos de la **figura A-VII.17**, se muestra un ejemplo de datos correspondientes a una nivelación topográfica, con los valores resultantes que deben implementarse para corregir la geometría de la vía. En este caso, la obtención de dichos valores es directa a partir de la diferencia entre las cotas relativas de proyecto y las cotas leídas en el trabajo de campo. Hay que hacer el supuesto, como en los restantes procedimientos de auscultación en base relativa, que los tramos adyacentes al que es objeto de estudio se hallan con una calidad geométrica aceptable.

Si se pretende auscultar la vía en una gran longitud, es necesario recurrir a métodos de medición continua. Para ello, se recurre a vehículos específicos que registran la nivelación longitudinal de forma continua durante su marcha. En estos vehículos, se mide la distancia o cota relativa (**Z**) entre un palpador vertical —suele ser una rueda central del vehículo— y su proyección vertical sobre el plano del bastidor, fijado rígidamente en su fabricación. Para poder medir realmente cotas, es necesario mantener la verticalidad de las proyecciones. Esto se consigue mediante un sistema de péndulos, que corrigen adecuadamente las mediciones registradas.

Uno de los vehículos históricamente utilizados para auscultar la nivelación longitudinal de la vía en líneas convencionales y también en líneas de alta velocidad es el coche de registro *Mauzin*, cuya descripción técnica se recoge posteriormente en este trabajo. Este vehículo posee 8 ejes repartidos en 4 bogies —como se esquematiza en la **figura A-VII.18**— y determina la diferencia entre la cota relativa de una rueda central, y la cota que le correspondería a ese punto de acuerdo con la recta definida por la media de las cotas relativas de la mitad delantera de las ruedas y la definida por la mitad trasera.



*Figura A-VII.18.- Representación esquemática de la auscultación de la nivelación longitudinal de la vía. Fuente: elaboración propia.*

De acuerdo con la **figura A-VII.18**, la nivelación longitudinal de un carril (**Z**) se puede expresar matemáticamente de la siguiente forma:

$$Z = D_c - \left[ \frac{(D_d - D_t) \cdot A}{A + B} + D_t \right] = D_c - \left[ \frac{D_d \cdot A + D_t \cdot B}{A + B} \right] \quad (\text{e-A-VII.1})$$

siendo:

$$D_c = D_5 \quad (\text{e-A-VII.2})$$

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^4 D_i}{4} \quad (\text{e-A-VII.3})$$

$$D_t = \frac{\sum_{i=5}^8 D_i}{4} \tag{e-A-VII.4}$$

donde:

**Z** es la cota relativa de la rueda central respecto a la base del vehículo;

**D<sub>c</sub>** es la cota relativa de la rueda central;

**D<sub>a</sub>** es la cota relativa media de las cuatro ruedas delanteras;

**D<sub>t</sub>** es la cota relativa media de las cuatro ruedas traseras; y

**D<sub>i</sub>** es la cota relativa de la rueda de la posición **i**, según el sentido de marcha.

La **ecuación A-VII.1** se puede describir de acuerdo con la **figura A-VII.18** de la siguiente manera:

$$Z(x) = D(x-a) - \frac{1}{4 \cdot (A+B)} \left[ A \cdot (D(x+a) + D(x+b) + D(x+c) + D(x+d)) + B \cdot (D(x-a) + D(x-b) + D(x-c) + D(x-d)) \right] \tag{e-A-VII.5}$$

donde:

**x** es la posición del centro del vehículo auscultador.

En la **figura A-VII.19** se pueden ver las diferencias entre la función **D(x)**, que define las cotas absolutas de la vía, y la función **Z(x)**, obtenida por el vehículo auscultador al restituir el defecto geométrico de la misma.

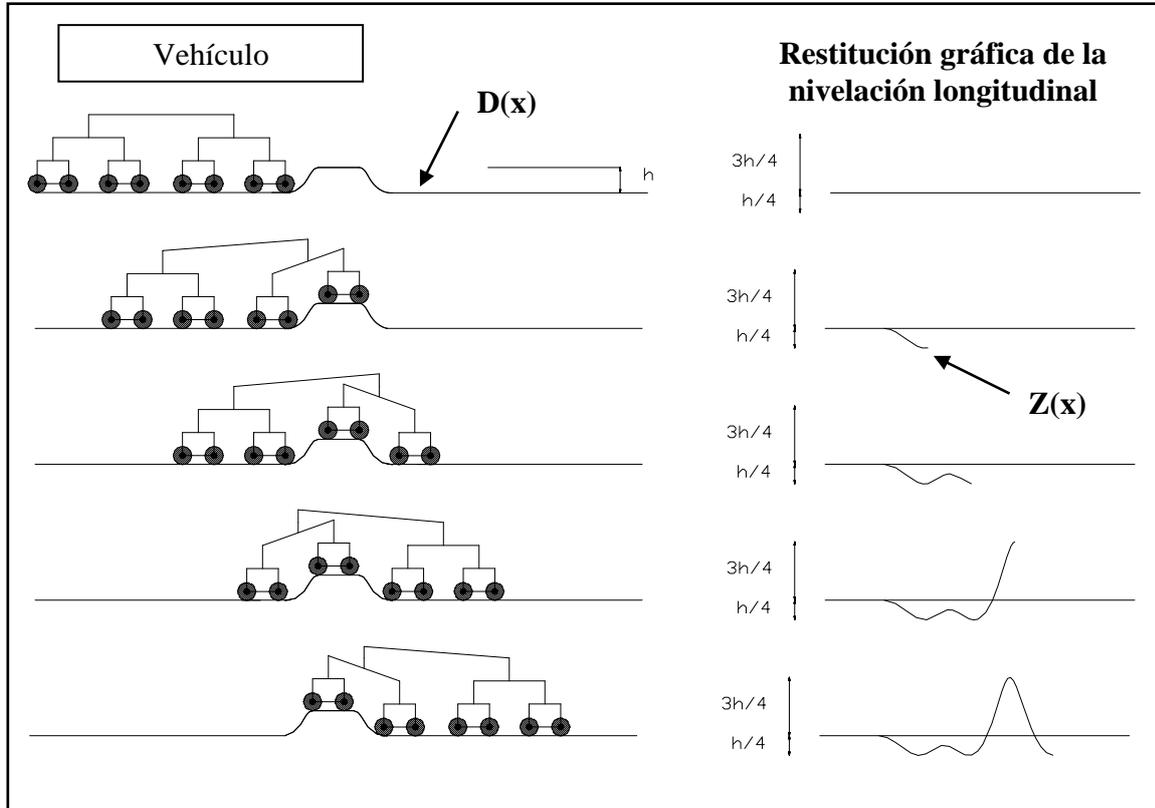


Figura A-VII.19.- Secuencia de restitución de un defecto de nivelación longitudinal de la vía. Fuente: elaboración propia.

Al utilizar una base relativa, el registro que se obtiene altera la morfología de los defectos de acuerdo con una “**función de transferencia**”. Para poder representar el parámetro de nivelación longitudinal de forma semejante a la geometría real de la vía, es necesario conocer una función que permita pasar de **Z(x)** a **D(x)**. Esta función no se puede obtener analíticamente; pero sí es posible obtener una función de transferencia entre las transformadas de Fourier de las mencionadas funciones **Z(x)** y **D(x)**.

En efecto, se definen dichas transformadas del siguiente modo:

$$D(\Omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} D(x) \cdot e^{-i \cdot \Omega \cdot x} \cdot dx \quad (\text{e-A-VII.6})$$

$$Z(\Omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} Z(x) \cdot e^{-i \cdot \Omega \cdot x} \cdot dx \quad (\text{e-A-VII.7})$$

donde:

$$i = \sqrt{-1}$$

$$\Omega = \frac{2 \cdot \pi}{L}$$

siendo **L** la longitud de onda asociada al defecto de la vía.

Utilizando estas transformadas de Fourier en la **ecuación A-VII.5**, se obtiene el siguiente resultado recogido en Alias (1984):

$$\begin{aligned} Z(\Omega) = D(\Omega) \cdot & \left[ \cos(\Omega \cdot a) - \frac{1}{4} \cdot (\cos(\Omega \cdot a) + \cos(\Omega \cdot b) + \cos(\Omega \cdot c) + \right. \\ & + \cos(\Omega \cdot d)) - i \cdot \left[ \sin(\Omega \cdot a) + \frac{A - B}{4 \cdot (A + B)} \cdot (\sin(\Omega \cdot a) + \right. \\ & \left. \left. + \sin(\Omega \cdot b) + \sin(\Omega \cdot c) + \sin(\Omega \cdot d)) \right] \right] = D(\Omega) \cdot K(\Omega) \end{aligned} \quad (\text{e-A-VII.8})$$

La función de transferencia resultante **K(Ω)** tiene una componente imaginaria. En la **figura A-VII.20** se muestra su módulo, comparado con el de la función de transferencia **J(Ω)** correspondiente al parámetro de alineación —se desarrolla más adelante—, utilizando la escala logarítmica en las abscisas. Hay que poner de manifiesto que la función de transferencia, además de estar sujeta a las características del coche de registro, depende de la longitud de onda asociada al fallo. Y es más, hay determinadas longitudes de onda (especialmente aquellas superiores a 50 m) en las que la función de transferencia prácticamente se anula, siendo este método de auscultación, por tanto, incapaz de poder detectar todos los posibles defectos de nivelación longitudinal y, particularmente, aquellos asociados a grandes longitudes de onda que afectan a las circulaciones a alta velocidad.

Para evitar las funciones de transferencia, y las dificultades de interpretación y las limitaciones que comportan, se usan cada vez más los métodos de base relativa ficticia.

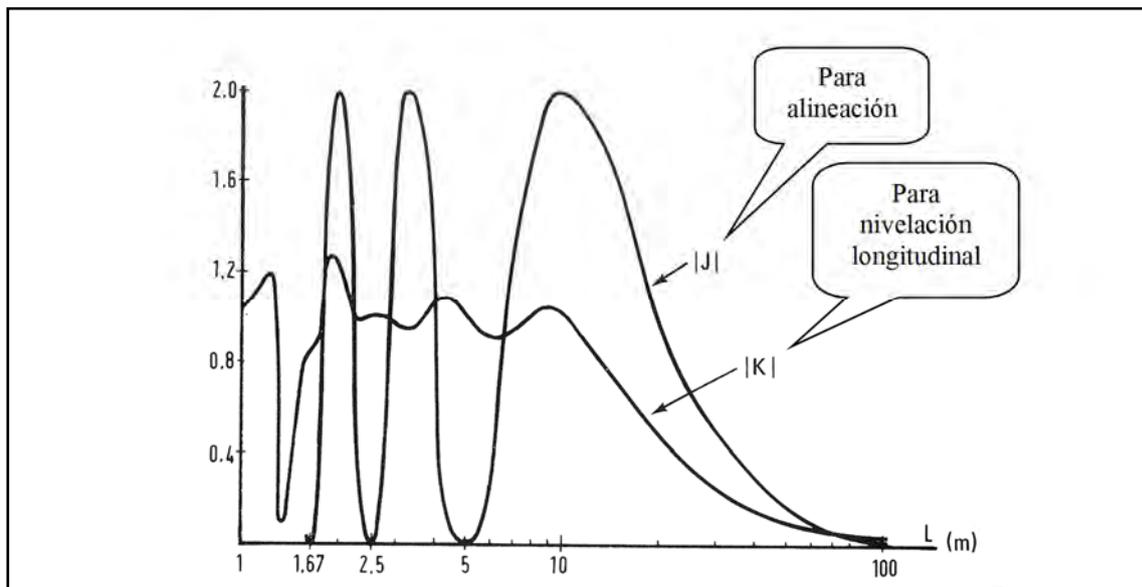


Figura A-VII.20.- Módulos de las funciones de transferencia de los sistemas de medida para un vehículo Mauzin. Fuente: Alias (1984).

#### A-VII.4.3.2. Nivelación transversal o peralte

En relación con la auscultación de la **nivelación transversal** o **peralte**, se utilizan de forma más común métodos de base relativa tanto de medición discontinua como de medición continua. Entre los primeros se pueden citar la nivelación topográfica relativa, aplicada a cada uno de los hilos de vía, y el uso de reglas dotadas de nivel tórico. Por su parte, los métodos de medición continua –usando, por consiguiente, vehículos de auscultación– consisten en medir el ángulo ( $\psi$ ) formado por la recta que une los bordes superiores de los dos carriles, contenida en un plano vertical perpendicular al eje de la vía, y la recta horizontal contenida en dicho plano. La obtención de dicho ángulo se realiza normalmente en dos etapas (**figura A-VII.21**):

- Determinación del ángulo definido por la recta que une los bordes superiores de los dos carriles (recta paralela al eje de las ruedas) y la base de la caja del vehículo ( $\alpha$ ).
- Determinación del ángulo definido por la base de la caja del vehículo y una recta horizontal ( $\beta$ ).

Se cumple entonces, como se puede comprobar en la **figura A-VII.21**, la siguiente relación:

$$\psi = \alpha - \beta \quad (\text{e-A-VII.9})$$

La relación entre la aceleración centrífuga sin compensar sobre el vehículo ( $a_{sc}$ ) y la aceleración transversal que se percibe en el interior del mismo ( $a_{\text{transversal en caja}}$ ) se expresa mediante el *coeficiente de flexibilidad* o “*souplesse*” de la siguiente manera:

$$a_{\text{transversal en caja}} = a_{sc} \cdot (1 + s) \quad (\text{e-A-VII.10})$$

siendo **s** dicho coeficiente.

Se puede deducir la siguiente ecuación para definir el *coeficiente de flexibilidad* o “*souplesse*”:

$$s = \frac{K \cdot P_{\text{sus}} \cdot h_{\text{sus}} \cdot [1 - \exp(-K' \cdot t)]}{2 \cdot u^2} \quad (\text{e-A-VII.11})$$

donde:

**K** y **K'** son constantes positivas dependientes de la flexibilidad del muelle y de la viscosidad del amortiguador —se considera que la suspensión secundaria se puede asemejar a un modelo de Kelvin, esto es, un muelle y un amortiguador en paralelo—;

**P<sub>sus</sub>** es la carga por eje suspendida por el sistema de suspensión;

**h<sub>sus</sub>** es la altura del centro de gravedad de la carga suspendida respecto a la base de la caja del vehículo;

**t** es el tiempo de aplicación de la aceleración sin compensar; y

**u** es la semidistancia entre los sistemas de suspensión de un mismo eje.

A partir de consideraciones geométricas, se obtiene la siguiente expresión:

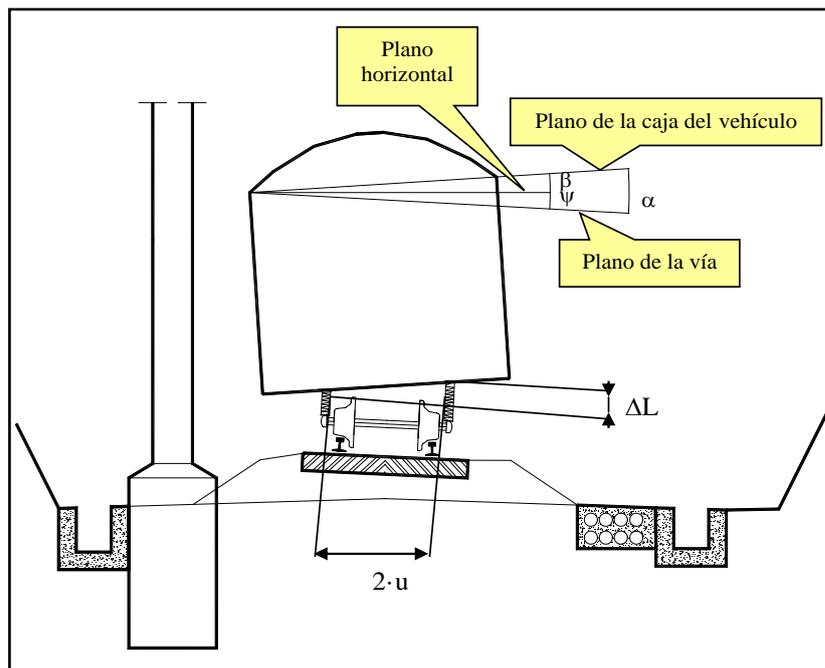
$$\text{sen}\alpha = \frac{K \cdot Z \cdot [1 - \exp(-K' \cdot t)]}{2 \cdot u^2} \quad (\text{e-A-VII.12})$$

donde:

**α** es el ángulo descrito anteriormente (**figura A-VII.21**);

**Z** es el momento de la fuerza centrífuga sin compensar respecto al centro de gravedad del vehículo; y

el resto de parámetros son los definidos en la anterior ecuación.



*Figura A-VII.21.- Análisis del coeficiente de flexibilidad de la suspensión. Fuente: elaboración propia.*

De las **ecuaciones A-VII.11** y **A-VII.12**, se deduce que el ángulo **α** es directamente proporcional a la aceleración sin compensar y al coeficiente de “souplesse” del vehículo auscultador:

$$\text{sen}\alpha = \frac{a_{sc} \cdot s}{g} \quad (\text{e-A-VII.13})$$

Para medir la inclinación del bastidor del coche respecto a la horizontal se utiliza un péndulo. Hay que tener en cuenta que a partir de una cierta velocidad el péndulo se

desvía de la vertical. Para evitar esto hay que montar el péndulo en un giróscopo cuyo volante de inercia gire a una velocidad proporcional a la del vehículo para que en las curvas quede compensada la aceleración centrífuga.

A diferencia de lo que acontece en la medición de la alineación o de la nivelación longitudinal, en este caso se dispone de una base absoluta de referencia que es el valor nominal del peralte establecido en cada punto. Por ello, la función de transferencia en este caso es la identidad.

### A-VII.4.3.3. Alabeo

El **alabeo** puede ser obtenido a través del peralte a lo largo de la distancia recorrida, pero generalmente se mide directamente a partir de los 4 puntos de contacto de las ruedas de dos ejes del vehículo. En este caso, igual que en el parámetro anterior, la función de transferencia es la identidad.

### A-VII.4.4. Medidas en el plano de rodadura de la vía

Los parámetros de la geometría de la vía incluidos en el plano de rodadura (o en la superficie formada por los dos carriles) son la **alineación** y el **ancho de vía**.

#### A-VII.4.4.1. Alineación

El método más común para medir la **alineación** de una vía consiste en la lectura de la flecha de una cuerda itinerante. Esta cuerda se define mediante un hilo sujeto a dos asas (**figura A-VII.11**, ejemplo de método de medición discontinua) o mediante los palpadores de un vehículo de auscultación geométrica (método de medición continua). En este último caso, se disponen dos palpadores extremos y otro entre los anteriores, que puede ser equidistante o no (base simétrica o asimétrica, respectivamente). Para obtener la medida de la alineación se miden los desplazamientos respecto a la posición de origen de los tres palpadores de uno de los lados del vehículo.

En el caso de tratarse de una cuerda con palpadores equidistantes —como sucede en el caso del vehículo Mauzin—, la flecha cumple la siguiente expresión:

$$f = Y_2 - \frac{Y_1 + Y_3}{2} \quad (\text{e-A-VII.14})$$

donde:

**f** es la flecha de la cuerda definida por el vehículo auscultador y es un valor representativo de la alineación de la vía; y

**Y<sub>i</sub>** es el desplazamiento que experimentan cada uno de los palpadores (**figura A-VII.22**).

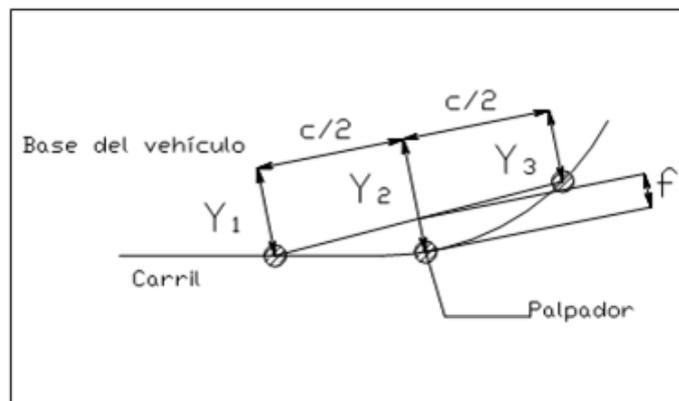


Figura A-VII.22.- Esquema de los desplazamientos de los palpadores en la medición de flechas. Fuente: elaboración propia.

A partir de la **ecuación A-VII.14** se puede deducir cuál es el registro gráfico para un defecto aislado. En la **figura A-VII.23** se compara el defecto real de la vía con el registro gráfico resultante. Al utilizar una base relativa, el registro que se obtiene altera la morfología de los defectos de acuerdo con una “**función de transferencia**”, como ya se ha comentado.

Se considera que la vía tiene un defecto regular en alineación que se puede representar por la función:

$$Y(x) = M \cdot \sin\left(\frac{2 \cdot \pi}{L} \cdot x\right) \quad (\text{e-A-VII.15})$$

donde:

**Y(x)** es la posición absoluta de un hilo de la vía en el plano de rodadura;

**M** es la amplitud de la onda asociada al fallo de alineación; y

**L** es la longitud de onda.

Por otra parte, la **ecuación A-VII.14** se puede describir de acuerdo con la **figura A-VII.22** de la siguiente manera:

$$f(x) = Y(x) - \frac{Y(x - c/2) + Y(x + c/2)}{2} \quad (\text{e-A-VII.16})$$

donde:

**c** es la longitud de la cuerda que forma el vehículo auscultador; y

**x** es la posición del centro del vehículo auscultador.

Entonces, insertando la **ecuación A-VII.15** en la **ecuación A-VII.16**, se obtiene el siguiente resultado:

$$f(x) = Y(x) \cdot \left[ 1 - \cos\left(\frac{\pi}{L} \cdot c\right) \right] \quad (\text{e-A-VII.17})$$

o lo que es lo mismo:

$$f(x) = Y(x) \cdot J(L, c) \quad (\text{e-A-VII.18})$$

donde:

**J (L, c)** es la función de transferencia, que depende de la longitud de la cuerda del vehículo auscultador y la longitud de onda asociada al defecto de la vía.

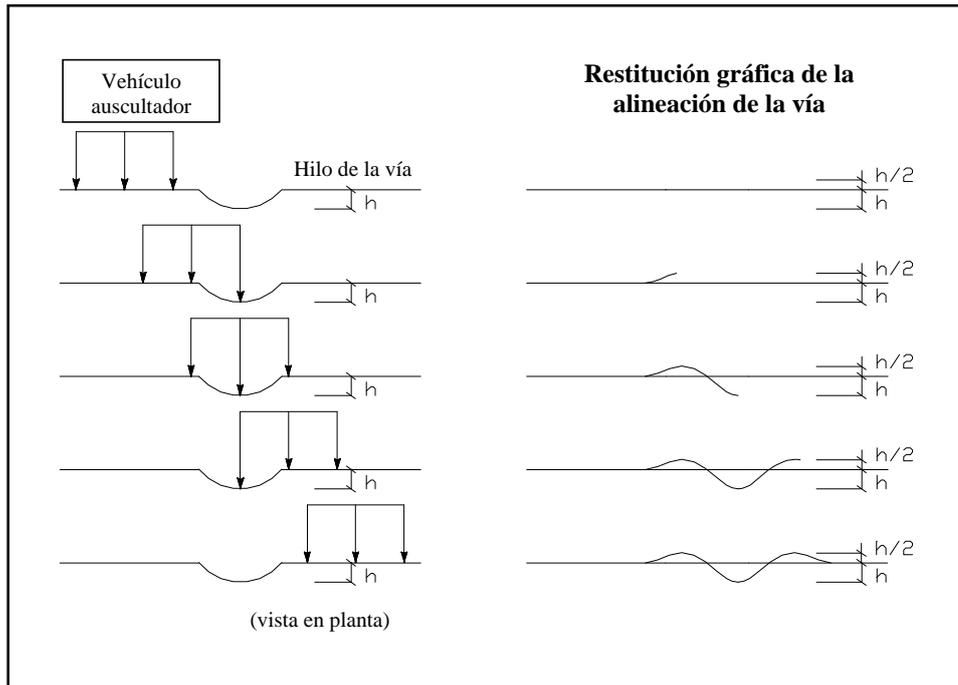


Figura A-VII.23.- Secuencia de restitución de un defecto de alineación. Fuente: Insa (1991).

La función de transferencia se anula para determinados valores, lo que supone en la práctica que defectos de una determinada longitud de onda no puedan ser restituidos por los vehículos de auscultación geométrica –como sucedía con la nivelación longitudinal de la vía–.

Concretamente, la función de transferencia  $J(L, c)$  se anula, cuando se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\pi}{L} \cdot c = 2 \cdot k \cdot \pi \quad (\text{e-A-VII.19})$$

siendo  $k$  número natural. Dicha condición equivale a su vez a la siguiente ecuación:

$$L = \frac{c}{2 \cdot k} \quad (\text{e-A-VII.20})$$

Por otra parte, la función de transferencia  $J(L, c)$  alcanza su máximo, cuando se cumple la siguiente condición:

$$\frac{\pi}{L} \cdot c = (1 + 2 \cdot k) \cdot \pi \quad (\text{e-A-VII.21})$$

siendo  $k$  número natural. Dicha condición equivale a su vez a la siguiente ecuación:

$$L = \frac{c}{1 + 2 \cdot k} \quad (\text{e-A-VII.22})$$

De forma aproximada se puede considerar que los defectos de longitud de onda superior a  $2 \cdot c$  no son restituidos satisfactoriamente. Esto tiene una repercusión importante en las altas velocidades donde los defectos de longitud de entre 30 y 120 m tienen una gran influencia en el vehículo y, por tanto, conviene detectarlos y corregirlos.

En el caso de que  $f(x)$  sea una función cualquiera, puede resultar difícil determinar la función  $Y(x)$  correspondiente, de la manera como se ha procedido anteriormente. Para obtener un procedimiento general que permita conocer la función que define la irregularidad de la vía mediante el registro gráfico de las flechas, se recurre a las transformadas de Fourier:

$$Y(\Omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} Y(x) \cdot e^{-i\Omega \cdot x} \cdot dx \quad (\text{e-A-VII.23})$$

$$F(\Omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) \cdot e^{-i\Omega \cdot x} \cdot dx \quad (\text{e-A-VII.24})$$

donde:

$$i = \sqrt{-1}$$

$$\Omega = \frac{2 \cdot \pi}{L}$$

siendo  $L$  la longitud de onda asociada al defecto de la vía.

Utilizando las transformadas de Fourier en la **ecuación A-VII.16**, se obtiene el siguiente resultado, de acuerdo con Alias (1984):

$$F(\Omega) = Y(\Omega) \cdot \left( 1 - \cos\left(\Omega \cdot \frac{c}{2}\right) \right) = Y(\Omega) \cdot J(\Omega) \quad (\text{e-A-VII.25})$$

La función de transferencia resultante  $J(\Omega)$  es idéntica a la obtenida en la **ecuación A-VII.17**. La diferencia estriba en que esta última ecuación se utiliza entre las transformadas de Fourier en vez de las funciones originales. Por consiguiente, de forma análoga al caso anterior, existen determinadas longitudes de onda en las que el módulo de dicha función es nulo. Este carácter de la función de transferencia se pone de manifiesto en el gráfico de la **figura A-VII.20**.

En el caso de que los tres palpadores correspondientes a un hilo de la vía no sean equidistantes entre sí, sino que disten entre sí longitudes  $A$  y  $B$ , se puede utilizar la **ecuación A-VII.1** para medir las flechas en alineación. Sólo hay que sustituir en dicha ecuación los términos  $Z$ ,  $D_c$ ,  $D_a$  y  $D_t$  por  $f$ ,  $Y_2$ ,  $Y_1$  y  $Y_3$  respectivamente.

#### **A-VII.4.4.2. Ancho de vía**

El **ancho** de vía, a diferencia de lo que sucede con la alineación, dispone de una base absoluta de referencia, que es el valor nominal (1435 mm, en el caso del "*ancho internacional*" o "*ancho UIC*"). Por tanto, en este caso la función de transferencia es la identidad: los registros geométricos no requieren ningún tipo de interpretación, ya que cada uno de los defectos del ancho de vía queda representado gráficamente en amplitud y longitud de onda.

La medición efectiva del ancho de vía se efectúa en la práctica mediante los 2 palpadores centrales de los 6 de que disponen los vehículos auscultadores para medir en el plano de la vía o, de forma puntual, mediante una regla especial que se encaja entre los carriles.

---

## A-VII.5. MÉTODOS INDIRECTOS DE MEDICIÓN DE LA GEOMETRÍA DE LA VÍA

Como se ha indicado anteriormente, los métodos indirectos pretenden conocer el estado de la vía a través de los efectos dinámicos —por eso, estos métodos reciben también el nombre de “**auscultación dinámica**”— que se producen en la circulación. Se miden por tanto parámetros que el viajero percibe de una manera clara y determinante para su estado de comodidad. Precisamente, la evaluación de ese estado de comodidad redundaba en mantener el interés por estos métodos.

En un principio, la única forma de estudiar las aceleraciones percibidas durante la marcha residía en las percepciones por parte de agentes de tren, que viajaban en cola del convoy, o de los propios maquinistas, acerca de las oscilaciones transversales principalmente. Ciertamente el grado de información era esencialmente cualitativo o, a lo sumo, establecía valores relativos. No obstante, dada la proximidad de sus resultados con los efectos que experimentan los viajeros, este sistema de evaluación se sigue empleando en las líneas de alta velocidad —por supuesto, no con carácter exclusivo—. Por ejemplo, en el caso de la línea del AVE Madrid – Sevilla se realizan cada semana recorridos con expertos en cabina del tren con este propósito.

Para poder precisar los efectos dinámicos que se perciben y poder eliminar así el grado de subjetividad de la medición, a principios del siglo XX se empezó a utilizar un instrumento que registraba en una banda de papel los desplazamientos de unos péndulos que oscilaban en sentido longitudinal, transversal o vertical respecto a la marcha del vehículo en el que se instalaba<sup>12</sup>. Los resultados obtenidos podían ser empleados como base de comparación; pero no se podían cuantificar y carecían de una referencia absoluta. Esto ha dado lugar a los modernos acelerómetros, que permiten obtener con gran exactitud el valor de las aceleraciones sin compensar.

En las líneas de alta velocidad se han concebido vehículos dotados de acelerómetros que miden las aceleraciones en distintos lugares: en la masa no suspendida (concretamente, al lado de las cajas de grasa de los bogies); sobre la suspensión primaria (concretamente, en el chasis del bogie); y sobre la suspensión secundaria (concretamente, en la caja del vehículo). Estos vehículos se integran en las ramas de alta velocidad y pueden tomar medidas fiables circulando a las velocidades comerciales habituales en este tipo de líneas, esto es, entre 250 y 300 km/h.

---

## A-VII.6. VEHÍCULOS DE REGISTRO

Se procede a continuación a describir los vehículos de registro de la calidad de la vía, que emplean los métodos anteriormente descritos. Se discierne entre los vehículos que realizan auscultación geométrica y los que realizan auscultación dinámica.

### **A-VII.6.1. Vehículos de auscultación geométrica**

Los vehículos dedicados a la auscultación geométrica de la vía pueden ser autopulsados o remolcados. Los primeros reciben el nombre de “**dresinas**” y no suelen superar los 120 km/h. Para velocidades más elevadas, se utilizan los vehículos remolcados, que reciben el nombre de “**coches de registro**” y pueden alcanzar velocidades de hasta 250 km/h. De esta manera, se aprovechan las prestaciones de las grandes locomotoras cuando se requiere medir a altas velocidades.

Cabe añadir a los anteriores vehículos de auscultación la propia maquinaria pesada para los trabajos de alineación y nivelación de la vía. En este sentido las alineadoras –

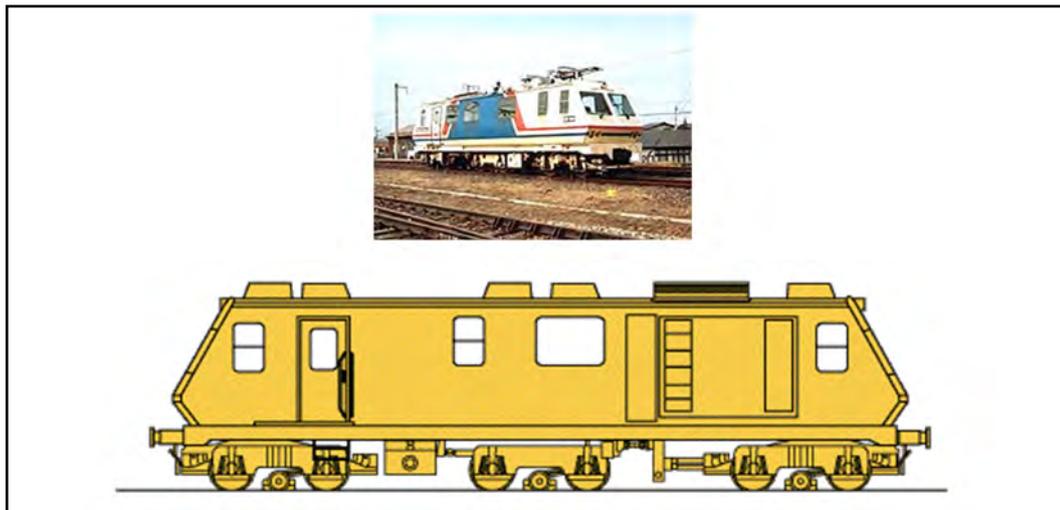
---

<sup>12</sup> Lo puso a punto el ingeniero Hallade, de la Compagnie de l'Est en Francia, en 1908. El instrumento tomó el nombre de su autor.

niveladoras están dotadas de sistemas de palpado, de medición de cuerdas y tratamiento de datos, que no solamente son utilizados para realizar las correspondientes tareas correctivas sobre la vía, sino que también permiten conocer el estado final de la vía después de dichas tareas.

Teniendo en cuenta el distinto ámbito de aplicación en relación con las velocidades, es usual que las dresinas y las alineadoras – niveladoras estén equipadas con palpadores de contacto y raramente con sistemas de captación ópticos, mientras que los coches de registro dispongan casi siempre de palpadores sin contacto.

En la **figura A-VII.24** se muestra el ejemplo de la dresina EM 120 de Plasser & Theurer, cuyas características se especifican en la **tabla A-VII.1**. Este vehículo dispone de palpadores de contacto, siendo los ejes centrales ejes telescópicos.



*Figura A-VII.24.- Descripción general de la dresina EM 120 de Plasser & Theurer.  
Fuente: Plasser & Theurer.*

*Tabla A-VII.1 Características técnicas de la dresina EM 120 de Plasser & Theurer.  
Fuente: Plasser & Theurer.*

<b>PARÁMETRO</b>	<b>VALOR</b>
Masa total	50 t
Distancia entre topes	14 940 mm
Longitud de la cuerda de medición	10 000 mm
Potencia total	370 kW
Velocidad máxima (remolcado o automotor)	120 km/h

En lo que se refiere a coches de registro, se muestra primeramente el ejemplo del coche de registro *Mauzin* (**figura A-VII.25** y **tabla A-VII.2**), diseñado por el ingeniero francés del mismo nombre en 1939. Ciertamente este vehículo marcó un hito en el campo de la auscultación de vía al utilizar bases de medidas largas (12,20 m) en comparación con la de otros coches de registro existentes –por ejemplo, la base de medida del Coche Amsler era de 3,60 m–. La mayor longitud de la base de medida es debida a utilizar como referencia el chasis completo del coche.

El perfil vertical de la vía se obtiene como diferencia entre la media de los valores medidos en las 8 ruedas de un mismo lado y el valor medido en una de las ruedas pertenecientes al bogie central. Para la medida de las irregularidades laterales de la vía se utiliza una base con 3 puntos de medida, que supone una cuerda de 10,00 m de longitud. Desde 1981, para poder medir mayores longitudes de onda en la LGV Sud – Est, se dotó al vehículo de un dispositivo de filtrado y análisis de la señal (“*Mauzin synthétique*”) que permite alargar las bases de medida hasta 33 m en lo que se refiere a la alineación y hasta los 31 m para la nivelación longitudinal (Janin, 1982).

El coche de registro Mauzin o coches de registro similares son todavía utilizados en la auscultación de la vía en líneas de alta velocidad. Sin embargo, cada vez están adquiriendo mayor relieve coches de registro que utilizan métodos de base relativa ficticia con palpadores sin contacto y pueden desarrollar velocidades superiores a los 200 km/h. En la **figura A-VII.26** y en la **tabla A-VII.3**, se muestran la descripción y algunas de las características más relevantes de un vehículo de esta tipología. La percepción de la posición del carril se efectúa mediante rayo láser, lo que permite poder alcanzar velocidades de hasta 250 km/h. En el interior del coche, se dispone de un complejo centro de tratamiento de datos, donde se analiza la información de forma inmediata a la auscultación y se archiva en soporte informático.

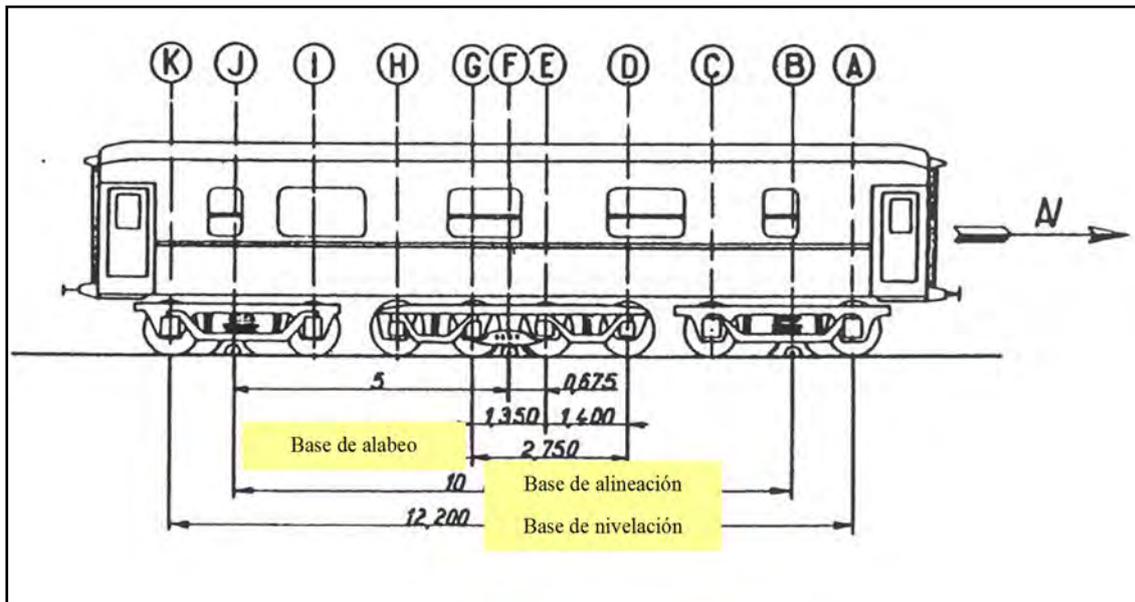
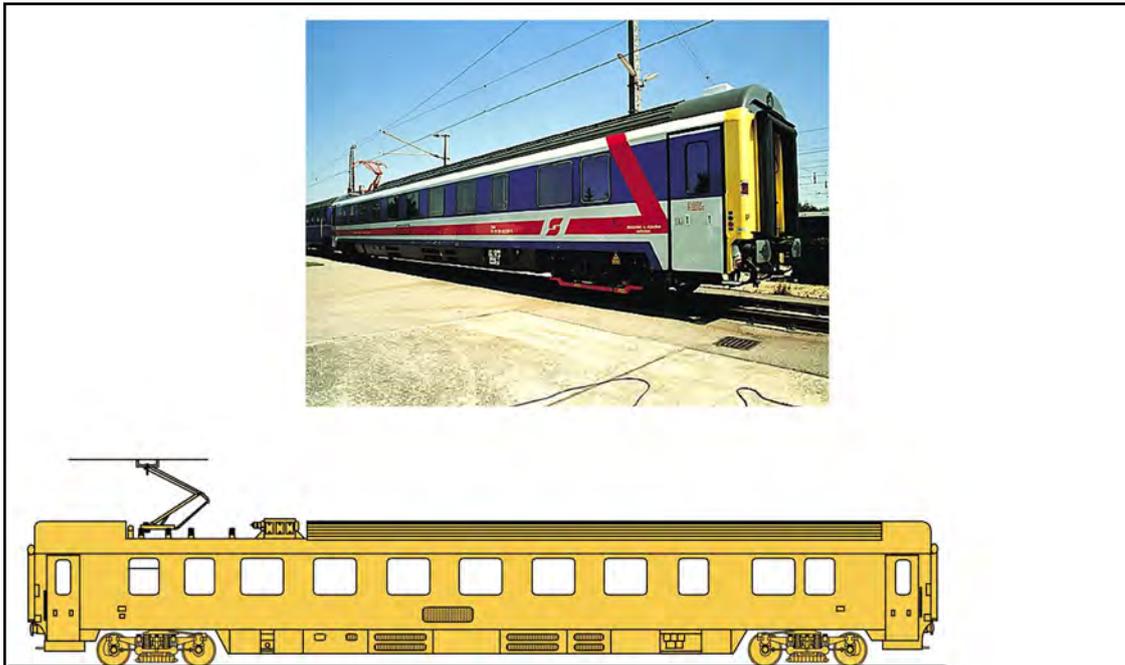


Figura A-VII.25.- Descripción general del coche de registro Mauzin. Fuente: Janin (1982).

Tabla A-VII.2. Características técnicas del coche de registro Mauzin. Fuente: Janin (1982) y Alias (1984).

PARÁMETRO	VALOR
Masa total	53 t
Carga por eje	6,6 t
Velocidad máxima (remolcado)	160 km/h

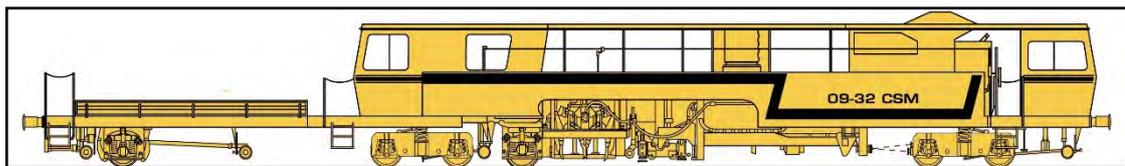


*Figura A-VII.26.- Descripción general del coche de registro EM 250 de Plasser & Theurer. Fuente: Plasser & Theurer.*

*Tabla A-VII.3. Características técnicas del coche de registro EM 250 de Plasser & Theurer. Fuente: Plasser & Theurer.*

PARÁMETRO	VALOR
Masa total	52 t
Distancia entre topes	26 500 mm
Distancia entre centros de bogies	19 000 mm
Velocidad máxima (remolcado)	250 km/h

Como se apuntaba al inicio de este apartado, también la maquinaria pesada de vía realiza labores de auscultación. En la **figura A-VII.27** y en la **tabla A-VII.4**, se muestran la descripción y algunas de las características más relevantes de una bateadora – alineadora – niveladora.



*Figura A-VII.27.- Descripción general de la bateadora 09-32 CSM (09-16 CSM) de Plasser & Theurer. Fuente: Plasser & Theurer.*

Tabla A-VII.4. Características técnicas de la bateadora 09-32 CSM (09-16 CSM) de Plasser & Theurer. Fuente: Plasser & Theurer.

PARÁMETRO	VALOR
Masa total	68 t
Distancia entre topes	27 640 mm
Distancia entre centros de bogies	13 700 mm
Velocidad máxima (autopropulsado o remolcado)	100 km/h

### A-VII.6.2. Vehículos de auscultación dinámica

En la **figura A-VII.28** se muestra el coche —recibe el nombre de “**Mélusine**”— utilizado en las líneas del TGV de la SNCF para la auscultación dinámica de la vía. Su diseño lo hace apto para ser acoplado a las ramas comerciales de alta velocidad, como aparece en la figura referida. Esto permite que en un periodo de dos semanas pueda ser inspeccionada prácticamente la totalidad de la red de líneas francesas de alta velocidad. El coche en cuestión tiene en su interior un completo laboratorio equipado con los correspondientes instrumentos de medición, registro y análisis. Dispone además de una cabina elevada sobre el techo para poder ver el comportamiento de los pantógrafos y la catenaria.



Figura A-VII.28.- Coche Mélusine integrado en una rama de alta velocidad del TGV de la SNCF. Fuente: Mercurio (2002).

### A-VII.7. FRECUENCIA DE LOS TRABAJOS DE AUSCULTACIÓN

Los trabajos de auscultación se efectúan sobre las líneas ferroviarias según una cierta periodicidad que depende de forma apriorística de la naturaleza de los propios trabajos y de las exigencias en término de prestaciones de la línea. En la **tabla A-VII.5** se comparan las periodicidades asignadas a los trabajos ordinarios de auscultación en líneas francesas convencionales y de alta velocidad. En este último caso, se puede apreciar que la auscultación dinámica se realiza con una frecuencia mucho más elevada que la frecuencia correspondiente a la auscultación geométrica.

Tabla A-VII.5. Periodos de tiempo entre auscultaciones en las líneas convencionales y en las líneas de alta velocidad en Francia. Fuente: Le Bihan (2001).

	<b>LÍNEAS CONVENCIONALES</b> 160 km/h < v < 220 km/h	<b>LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD</b> v = 300 km/h
Inspecciones a pie por parte de las brigadas de trabajo	2 semanas	-Vía general: 10 semanas -Desvíos: 5 semanas -Obras de tierra, vallado: 5 semanas
Inspecciones generales por el Jefe de Distrito	-A pie: 2 meses -En cabina: 2 semanas	-A pie: 1 mes -En cabina: 2 semanas
Visita especial	---	Cada día al inicio del servicio con un TGV especial a 160 km/h
Auscultación geométrica (Mauzin)	6 meses	3 meses con base alargada
Auscultación dinámica	6 meses (dispositivo portátil)	3 semanas con vehículo Mélusine
Auscultación ultrasónica de los carriles	1 año	6 meses

Respecto a los valores de la tabla anterior, merece destacarse que constituyen una referencia media bastante extendida en líneas de alta velocidad, no solamente de Francia sino de otros países europeos. Existen no obstante algunas pequeñas diferencias. Por ejemplo, en Bélgica, la línea de alta velocidad entre la frontera Francesa y Bruselas se ausculta dinámicamente cada 2 semanas (Demaret, 2002), aunque el periodo entre auscultaciones geométricas se mantiene en 3 meses. Es curioso destacar que antes de poner en servicio la LGV Nord Europe, la SNCF llegó a considerar periodos entre auscultaciones dinámicas de 1 semana, utilizando el coche laboratorio Mélusine integrado en una rama TGV (Thomas y Vallée, 1992).

En los vehículos de auscultación se aprecia una doble tendencia encaminada a medir a velocidades más elevadas similares a las máximas velocidades de explotación, y a aglutinar en un mismo vehículo distintas formas de medición. De esta manera se persigue obtener una información completa del estado de la vía con una elevada frecuencia. El paradigma de todo ello es el sistema de auscultación utilizado en las líneas japonesas del Tokaido y del Sanyo Shinkansen. En 1974 se puso en funcionamiento un tren laboratorio llamado "Dr. Yellow", capaz de medir el estado de la vía, y el de los sistemas de electrificación, comunicación y señalización a una velocidad de 210 km/h. Desde el 2001, una nueva generación de estos trenes (rama T4, tipo 923) sustituye al anterior modelo, realizando la auscultación completa de la vía a velocidades de hasta 270 km/h (Igarashi et al., 2002).

Aparte de las técnicas de auscultación detalladas, cabe mencionar la existencia de otro tipo de mediciones de carácter no destructivo destinadas sobre todo al conocimiento de las características de la infraestructura. De entre este tipo de mediciones destaca la medición mediante radar, que permite conocer la densidad de los estratos que conforman la banqueta de la vía e inferir indirectamente la rigidez vertical del conjunto de la vía (Narayanan et al., 2002). Este tipo de auscultaciones, por el momento, no se practica de forma regular e intensiva en las líneas de ferrocarril, pero su capacidad de

prevenir la aparición sorpresiva de irregularidades en la plataforma (cárcavas, dolinas, etc.), no detectables mediante la auscultación actual, ponen de manifiesto su utilidad potencial.

## ANEJO VIII. LOS TRABAJOS DE MANTENIMIENTO SOBRE LA VÍA PARA CORREGIR SU GEOMETRÍA: DESCRIPCIÓN Y REPERCUSIONES ECONÓMICAS

### A-VIII.1. EL CONCEPTO DE MANTENIMIENTO

El moderno concepto de “**mantenimiento**” responde básicamente a la siguiente definición, de acuerdo con INEM (1992):

*“Es el conjunto de acciones que permiten mantener o restablecer una instalación, un equipo o un componente en una condición admisible, para asegurar un servicio determinado, todo ello al coste global óptimo, a lo largo del ciclo de vida del bien o equipo.”*

De esta definición deben resaltarse varios conceptos que se precisan a continuación.

♦ **Conjunto de acciones.**

En efecto, el mantenimiento comporta una gran diversidad de acciones que al menos abarcan tres áreas bien definidas:

- Ingeniería de Mantenimiento;
- Trabajos de Inspección y Control; y
- Trabajos de Reparación, Renovación o Reconstrucción.

♦ **Mantener o restablecer en una condición admisible.**

Tanto el concepto “*mantener*” como el concepto “*restablecer*” hacen referencia a una “*condición admisible*” de la instalación, el equipo o los componentes. Esta condición admisible debe ser establecida por el usuario en función de las prestaciones requeridas y de las necesidades de uso.

Cuando la instalación, la maquinaria o el equipo dejan de cumplir esa condición admisible, se dice que se produce un “*fallo*”. Hay distintos niveles generales de fallo:

- Según la gravedad de sus consecuencias, puede estar involucrado en “*materia de calidad*” o en “*materia de seguridad*”.
- Según la rapidez con que se produce y las posibilidades de detección, puede ser “*fallo progresivo*” o “*fallo repentino*”.
- Según la frecuencia de sus apariciones, puede ser “*probable*” o “*poco probable*”.

El concepto “*mantener*” se orienta hacia la evitación del fallo (“*mantenimiento preventivo*”), mientras que el concepto “*restablecer*” se refiere a la restitución de la condición admisible especificada después de haberse producido un fallo (“*mantenimiento correctivo*”).

♦ **Coste global óptimo.**

El mantenimiento se inscribe en una actitud de progresiva rentabilización de los recursos, concretamente en lo referente a instalaciones, equipos y componentes.

La tendencia histórica marca una evolución desde una preocupación por la rentabilización del equipo o instalación (primero reparándolo, después evitando su deterioro, más adelante alargando la vida de sus piezas percederas) hacia una visión de mantenimiento como actividad productiva encaminada a obtener mayor calidad y fiabilidad, reducción de costes y prevención del mantenimiento en los bienes gestionados.

♦ **A lo largo del ciclo de vida.**

El mantenimiento de un sistema ha de garantizar su “*disponibilidad*” y su “*fiabilidad*” (de acuerdo con la condición admisible que se establezca) durante todo el periodo en el que se tiene previsto su funcionamiento.

Se entiende por “*disponibilidad*” de un sistema o de un equipo la aptitud para cumplir su función en un momento dado cualquiera dentro de su ciclo de vida. Asimismo “*fiabilidad*” se puede definir como la aptitud de un sistema para funcionar correctamente durante un tiempo determinado prefijado.

Aparte de esos requisitos, que son percibidos directamente en el servicio, en el mantenimiento de un sistema se ha de velar por la “*mantenibilidad*” o aptitud de un sistema para ser mantenido y reparado. Con este fin, debe estudiarse el conjunto de medios materiales, personales, recambios, documentación y estrategias necesarias, conjunto que recibe el nombre de “*logística de mantenimiento*”.

La propia evolución histórica del mantenimiento delimita ya de una forma general sus modalidades. Estas modalidades se corresponden con la actitud con que se trata el fenómeno de fallo. En este sentido, caben dos actitudes fundamentales:

- (a) Se actúa antes de que se haya producido el fallo, lo que equivale a un “***mantenimiento preventivo***”.
- (b) Se actúa después de que se haya producido el fallo, lo que equivale a un “***mantenimiento correctivo***”.

Para asegurar el mantenimiento preventivo —en el que se actúa antes de producirse el fallo— debe determinarse el momento de la actuación. Para ello, pueden adoptarse, nuevamente, dos actitudes distintas:

- (a.1) Se estima previamente la duración de los elementos y componentes, y se programan las actuaciones en función de estas estimaciones; lo que equivale a un “***mantenimiento preventivo sistemático***”<sup>13</sup>.
- (a.2) Se ausculta en el tiempo, a través de algún parámetro significativo, el comportamiento de los elementos y de sus componentes, y se actúa cuando se detecta la proximidad de un fallo; lo que equivale a un “***mantenimiento preventivo condicional o mantenimiento predictivo***”<sup>14</sup>.

Los distintos tipos de mantenimiento expuestos anteriormente se representan de forma gráfica en la **figura A-VIII.1**.



Figura A-VIII.1.- Esquema de los tipos de mantenimiento. Fuente: INEM (1992).

Existe una importante correspondencia entre los distintos tipos de mantenimiento presentados en la **figura A-VIII.1** y la evolución histórica que ha experimentado el planteamiento de los trabajos de mantenimiento. Con ello podría pensarse que cada uno de los tipos de mantenimiento que van apareciendo deja obsoletas modalidades anteriores. Así, se podría llegar a la conclusión de que el mantenimiento preventivo sistemático sería una superación del mantenimiento correctivo; y, a su vez, el mantenimiento predictivo, una superación del mantenimiento preventivo sistemático.

<sup>13</sup> Habitualmente referido como “***mantenimiento preventivo***”.

<sup>14</sup> Habitualmente referido como “***mantenimiento predictivo***”.

Sin embargo, esa apreciación no es correcta, aunque es cierto que cada uno de esos tipos de mantenimiento utiliza tecnologías más sofisticadas en comparación con los sistemas que le preceden. Hoy en día, en función de la fiabilidad y del coste de los bienes tratados, puede optarse por cualquiera de las filosofías de mantenimiento expuestas. En general puede decirse que en la práctica se produce una compleja mezcla de todas las modalidades de mantenimiento, incluyéndose también el “no mantenimiento”, esto es, el uso de bienes hasta su fallo u obsolescencia. A modo de resumen, en la **tabla A-VIII.1** se muestra una sinopsis comparativa entre las distintas modalidades de mantenimiento.

*Tabla A-VIII.1. Evaluación relativa de los tipos de mantenimiento. Fuente: elaboración propia.*

Importancia del parámetro	PARÁMETRO	TIPO DE MANTENIMIENTO		
		CORRECTIVO	PREVENTIVO	PREDICTIVO
SEGURIDAD	Reparación de fallo ordinario	Después de fallo	Antes de fallo	Antes de fallo
	Reparación de fallo extraordinario	Después de fallo	Después de fallo	Antes de fallo
	Garantía de no producirse fallo	Nula	Moderada	Alta
CALIDAD	Reparación de fallo ordinario	Después de fallo	Antes de fallo	Antes de fallo
	Reparación de fallo extraordinario	Después de fallo	Después de fallo	Antes de fallo
	Garantía de no producirse fallo	Nula	Moderada	Alta
	Interrupción del servicio	Prolongada/ Imprevisible	Corta/ Previsible	Corta/ Previsible
EFICIENCIA ECONÓMICA	Coste de una tarea de mantenimiento	Alto	Moderado	Moderado
	Frecuencia de realización de tareas	Baja	Alta	Moderada
	Coste de inspección	Muy bajo	Bajo	Alto
	Optimización de recursos	Alta	Baja	Moderada
	Posibilidad de planificación	Baja	Alta	Moderada
	Nivel requerido de conocimientos	Bajo/Alto <sup>15</sup>	Alto	Muy alto
	Rigidez en la explotación	Baja	Alta	Baja

<sup>15</sup> Según sea mantenimiento correctivo por sustitución de elementos o general, respectivamente.

## A-VIII.2. EVOLUCIÓN HISTÓRICA DEL MANTENIMIENTO DE VÍA

El concepto de mantenimiento de la superestructura de una línea, así como su planificación y su ejecución, ha ido evolucionando a lo largo de la historia del ferrocarril. Debido a las mayores exigencias en el servicio y, consecuentemente, la mayor importancia de las solicitudes sobre la vía, ha sido necesario establecer una metodología cada vez más compleja y sistematizada, utilizando una mezcla de los tipos de mantenimiento expuestos en el apartado anterior.

### ***A-VIII.2.1. El primer mantenimiento de vía: “la puntada a tiempo”***

En la primera época (comprendida entre la aparición de las primeras líneas en Europa y la segunda mitad del siglo XIX), el mantenimiento de la vía se realizaba por el método llamado “**puntada a tiempo**” (“*point à temps*”), de carácter totalmente correctivo. Este sistema consistía en que el personal ferroviario, organizado en brigadas, recorría la vía, corrigiendo los defectos que se observaban cuando su importancia podía hacerlos peligrosos. Esta actuación originaba una serie de rectificaciones parciales que, al cabo de algún tiempo, hacían perder a la vía su homogeneidad respecto a su trazado en planta y en alzado, originando una pérdida de calidad de la rodadura y un desgaste más rápido de los elementos de la superestructura. De esta manera, se generaba una necesidad de renovación prematura de la vía, imponiendo reparaciones importantes que sobrepasaban los trabajos ordinarios de mantenimiento.

La ejecución de este método se realizaba a mano, y su calidad dependía de la experiencia del “*jefe del cantón*” —siendo el *cantón* el tramo de vía que tenía asignado— y de la gente a su disposición (“*obreros de vía y obras*”). Estos grupos se desplazaban frecuentemente a los distintos lugares de aparición de los defectos. Además era necesario disponer, a lo largo de la línea, de un numeroso personal (“*guardas de vía*”) —repartido en *casillas de guarda* como la de la figura A-VIII.2— dedicado a labores de vigilancia. Dado el carácter manual de las operaciones, el rendimiento obtenido resultaba poco elevado.

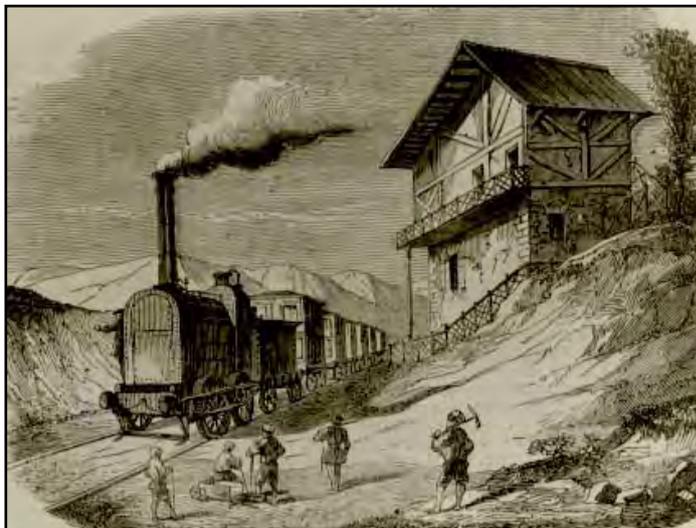


Figura A-VIII.2.- Casilla de guarda de mediados del siglo XIX para tareas de mantenimiento de la vía. Fuente: Fundación de los Ferrocarriles Españoles (2001).

El objetivo del método se centraba en la preservación de las condiciones mínimas de seguridad, aunque en realidad se reparaba la vía una vez habían aparecido y habían sido detectados sus defectos (es, por tanto, un método esencialmente correctivo). Esta circunstancia se admite teniendo en consideración que en aquella época la velocidad máxima de las locomotoras apenas sobrepasaba los 50 km/h, el tráfico era reducido y el grado de fiabilidad exigido era relativamente bajo.

### **A-VIII.2.2. La introducción del mantenimiento sistemático**

En la segunda mitad del siglo XIX, surgió una forma de mantenimiento más sistemática bajo el nombre de “**revisión general**”, que consistía en la reparación completa de una sección de la línea, cuya longitud estaba comprendida entre 50 y 100 m. Concretamente, hasta que un tramo no se ponía en condiciones, el equipo que lo reparaba no pasaba al siguiente. De esta manera se podían organizar mucho mejor los trabajos de mantenimiento y, por consiguiente, obtener unos mayores rendimientos y unos costes inferiores.

En las primeras décadas del siglo XX, se puso en práctica el concepto de la “**revisión cíclica o periódica**”, método que se basa en la comprobación del estado de todos y cada uno de los elementos constitutivos de la vía, previniendo la presentación de posibles defectos antes de que éstos lleguen a manifestarse y colocando la vía en perfecto estado de servicio a intervalos fijos de tiempo. Este sistema de mantenimiento comprende dos tipos de trabajos:

- Una “**revisión integral**”, que consiste en realizar un mantenimiento completo de la vía al cabo de periodos de tiempo determinados y de acuerdo con una planificación previa.
- Una “**revisión reducida**”, cuya finalidad es corregir aquellos defectos de la vía que no pueden dejarse hasta la siguiente revisión integral, especialmente cuando se trata de problemas de sujeciones o de graves defectos en la geometría de la vía. Su origen estriba en la diferencia entre los periodos de vida útil de los elementos que componen la superestructura de la vía, así como en la imperfección inevitable de la planificación y ejecución de las revisiones integrales.

En la década de los 40 del siglo XX, se implantó dentro de la revisión cíclica o periódica el establecimiento de distintos grados de mantenimiento según las características de la línea (“**mantenimiento selectivo**”), primando entre ellas su tráfico. En este sentido, como manifiesta Ceballos (1941), durante 1940, en las líneas principales españolas (especialmente en las de la Compañía del Norte), debían realizarse como mínimo una revisión integral en todos los tramos cada 2 años, mientras que en las líneas de débil tráfico bastaba con una revisión trienal. A la vez, en las líneas secundarias continuaba utilizándose el sistema de puntada a tiempo.

Para determinar con mayor exactitud el periodo con que debían realizarse las revisiones integrales, se propusieron fórmulas con fundamentos estadísticos que determinaban el grado de mantenimiento que debía imponerse en función del tráfico, la velocidad de las circulaciones y la carga máxima por eje. A modo de ejemplo, se presenta la siguiente expresión, recogida en Hacar y Losada (1971), que era utilizada por RENFE durante los años 70:

$$T = T_v \cdot \frac{v}{100} + T_m \cdot \frac{P_{\text{máx}}}{18 \cdot D} \quad (\text{e-A-VIII.1})$$

donde:

**T** es la intensidad de tráfico virtual expresada en TBR/día;

**T<sub>v</sub>** es la intensidad de tráfico de trenes de viajeros expresada en TBR/día;

**v** es la velocidad máxima admisible de los trenes de viajeros en km/h;

**T<sub>m</sub>** es la intensidad de tráfico de trenes de mercancías expresada en TBR/día;

**P<sub>máx</sub>** es la carga máxima por eje expresada en t; y

**D** es el diámetro mínimo en m de las ruedas de la mayoría de vehículos.

Los valores que se obtienen de la ecuación anterior sirven para determinar el grado de mantenimiento de acuerdo con los criterios recogidos en la **tabla A-VIII.2**. Posteriormente se desarrollaron ecuaciones de mayor complejidad, en las que se incorporaron nuevos factores.

*Tabla A-VIII.2. Establecimiento del periodo de las revisiones integrales según la intensidad de tráfico virtual definido en la ecuación A-VIII.1. Fuente: Hacar y Losada (1971).*

Intensidad de tráfico virtual (T) expresado en TBR/día según ecuación A-VIII.1	Periodo de tiempo entre revisiones integrales expresado en años
$12\ 500 \leq T$	4
$6\ 000 \leq T < 12\ 500$	5
$T < 6\ 000$	6

Los trabajos de una revisión integral comprenden las siguientes operaciones básicas:

- Sustitución de los carriles que hayan alcanzado el límite de desgaste.
- Sustitución de las traviesas por razones de fisuración, putrición, entalladuras, etc.
- Sustitución del material de juntas y uniones que haya alcanzado su límite de desgaste.
- Apriete y consolidación de uniones.
- Depuración de balasto para eliminar detritos, polvo, suciedad, etc. y eliminación de hierbas.
- Rectificación de alineaciones, tanto rectas como curvas.
- Nivelación de la vía.

Con objeto de planificar estos trabajos se efectúa previamente un control de la situación de la vía, para lo cual pueden usarse los siguientes procedimientos:

- Observación visual del material de vía para controlar su funcionalidad.
- Control de la geometría de la vía mediante mediciones dinámicas y puramente geométricas.

En un principio, el reconocimiento del estado de la vía consistía únicamente en las observaciones de los “*agentes de conservación*”, que recorrían la línea a pie o en cola de un tren. Sin embargo, a mediados del siglo XX aparecieron nuevos sistemas de auscultación de vía, que permitían obtener un registro gráfico de los parámetros más representativos de calidad. En este sentido, fue especialmente importante la aparición del vehículo Mauzin (véase **Anejo VII**), que facilitó enormemente la planificación de la conservación. Como consecuencia, se fue sustituyendo la revisión reducida por un programa de previsión anual, basado en el último registro del vehículo de auscultación. Este programa establecido al comienzo del año podía ser modificado en función de los registros sucesivos que se fueran realizando —aproximadamente, de 1 a 4 por año según la importancia de la línea—, dando paso al “**mantenimiento según estado**”.

La implantación de un carácter metódico y periódico en las tareas de mantenimiento coincide con la aparición de las primeras máquinas para la conservación de la vía (bateadoras como la de la **figura A-VIII.3**, niveladoras, alineadoras, perfiladoras...). Este “**mantenimiento mecanizado**” conduce a un ahorro en costes y a una mayor calidad

de la vía, y difícilmente podía ser aplicado en un mantenimiento de puntada a tiempo estrictamente.



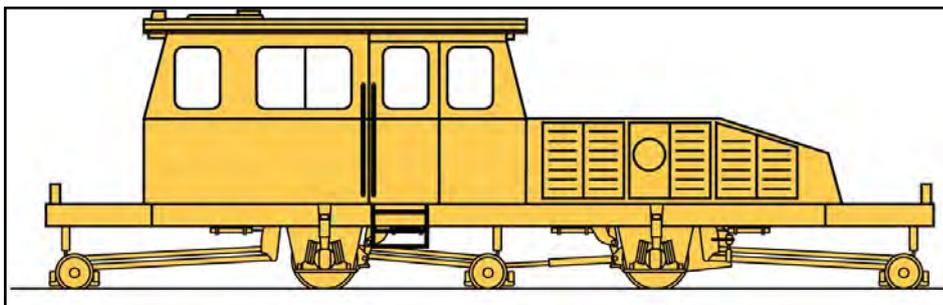
*Figura A-VIII.3.- Primera bateadora hidráulica (1955). Fuente: Plasser & Theurer (2001).*

### **A-VIII.2.3. El “mantenimiento según estado”**

Más recientemente, sobre todo con el establecimiento de líneas de alta velocidad y con las mayores prestaciones de los sistemas de auscultación de la vía, se han implantado sistemas de “***mantenimiento según estado***” en aras de aumentar la seguridad optimizando los recursos dedicados al mantenimiento de vía. Consiste en esencia en restablecer los elementos y parámetros de la vía donde se conoce objetivamente que existe o puede desarrollarse un defecto, actuando en cualquier caso según sean las prestaciones requeridas en la línea tratada, minimizando el riesgo de fallo con un control exhaustivo de la calidad.

La conservación según estado precisa de las siguientes circunstancias básicas:

- Conocimiento en tiempo real de las características de la vía.
- Empleo masivo de sistemas de auscultación (figura A-VIII.4) y control del estado de la vía.
- Rapidez en la corrección de los defectos locales con una utilización ordenada y sistemática de la maquinaria pesada.



*Figura A-VIII.4.- Ejemplo de dresina para auscultación de vía (dresina EM 30 de Plasser & Theurer). Fuente: Plasser & Theurer (2001).*

El esquema de actuación es el que se indica en la **figura A-VIII.5**.



Figura A-VIII.5.- Esquema simplificado del mantenimiento según estado. Fuente: García Díaz de Villegas (2000).

El “**mantenimiento según estado**” supone la introducción de métodos de mantenimiento predictivo en el campo del mantenimiento de la vía del ferrocarril, basados sobre todo en técnicas de auscultación, que permiten actuar antes de que se produzca efectivamente un fallo que afecte a la calidad o a la seguridad del servicio. De hecho, se puede considerar que este tipo de mantenimiento es de carácter totalmente predictivo, si se tiene en cuenta la definición expuesta al inicio de este anejo, y se asume que los umbrales de intervención, con que se comparan los registros de la auscultación dinámica y de la geométrica, no vulneran la condición admisible de mantenimiento, sino que advierten, con suficiente margen de seguridad, de una irregularidad de la vía que todavía no alcanza a alterar el servicio de la línea.

Actualmente, en el mantenimiento predictivo se utilizan cada vez más metodologías basadas en “**Análisis de los Modos de Fallo, sus Efectos y su Criticidad**” (en inglés **FMEA** o **FMECA**, que son las siglas de “*Failure Modes, Effects and Criticality Analysis*”). Según este análisis, se considera que la prioridad en la asignación de recursos en los trabajos de mantenimiento viene dada por tres aspectos generales: la probabilidad de que se produzca un modo de fallo, la gravedad de que se produjera ese modo de fallo y la dificultad de ser detectado.

En el ámbito ferroviario, es cada vez más relevante el uso de esta técnica de forma implícita o claramente explícita. Es paradigma de las ventajas que entraña su aplicación, la renovación de vía llevada a cabo en la LGV Sud – Est (París – Lyon) desde 1996 al 2001. La previsión de las posibles incidencias en el servicio ferroviario y el estudio de las eventualidades que pudieran afectar el ritmo de trabajo han permitido soslayar contratiempos y alcanzar los objetivos planificados.

### **A-VIII.3. GENERALIDADES DE LOS TRABAJOS DE MANTENIMIENTO DE VÍA**

En este apartado se pretende realizar una descripción de los trabajos de ejecución que se llevan a cabo sobre la vía, en cuanto a mantenimiento ordinario se refiere, y los fundamentos técnicos en que se basan. Dicha descripción se articula en torno a los trabajos de nivelación, los de alineación y otros trabajos que afectan al sistema de la vía en su conjunto. Con intención de dotar a la exposición de una mayor claridad, se aportan en cada uno de los apartados ejemplos de la línea del AVE Madrid – Sevilla, comentados desde la experiencia del autor en la Base de Mantenimiento en Calatrava (Ciudad Real). Dicha experiencia supuso la observación de trabajos de nivelación con la bateadora Matisa B-50 y el estabilizador DGS 62-N de Plasser & Theurer; y de extendido de balasto y perfilado con un tren de balasto y la perfiladora 55 PEM (**figura A-VIII.6**).



*Figura A-VIII.6.- Maquinaria pesada de la Base de Mantenimiento de Calatrava en la línea del AVE Madrid – Sevilla. Fuente: fotografías realizadas por el autor.*

La razón de ser de esta descripción meticulosa en este documento estriba en evidenciar que la cantidad requerida de trabajos de mantenimiento no solamente está vinculada al proceso de desgaste de la vía (descrito a través de los registros de auscultación), sino también a los métodos de trabajo y a las características técnicas de la maquinaria de reparación de vía (rendimiento, frecuencia de vibración del bateo, etc.). Así, por ejemplo, como se podrá comprobar en este anejo, la calidad geométrica que se consigue mediante una nivelación en base relativa respecto a una nivelación en base absoluta es inferior. Esto comporta que si se trabaja de acuerdo con el primer método, a priori se vuelvan a rebasar los umbrales de intervención en menos tiempo que si se trabajara siguiendo el segundo método. Aparte, sucede que hay defectos de vía que no pueden resolverse con los métodos más sencillos, sino que requieren trabajos de corrección basados en datos topográficos, lo que repercute de forma importante en las valoraciones económicas.

### **A-VIII.3.1. Operaciones de nivelación**

#### **A-VIII.3.1.1. Explicación preliminar**

Los defectos de nivelación longitudinal, peralte y alabeo detectados y evaluados por los sistemas de auscultación son corregidos mediante operaciones de nivelación de la vía. Estas operaciones se efectúan mediante máquinas específicas que reciben el nombre de “**niveladoras**”. En la **figura A-VIII.7**, se muestra el esquema básico de ellas. Los elementos esenciales son los palpadores (3 palpadores de contacto por cada carril) y unas uñas que sirven para sujetar la cabeza del carril y colocarlo en su correcta posición utilizando la fuerza de unos gatos. La niveladora puede levantar el carril y dejarlo a una cota más elevada, pero no puede rebajar su cota.

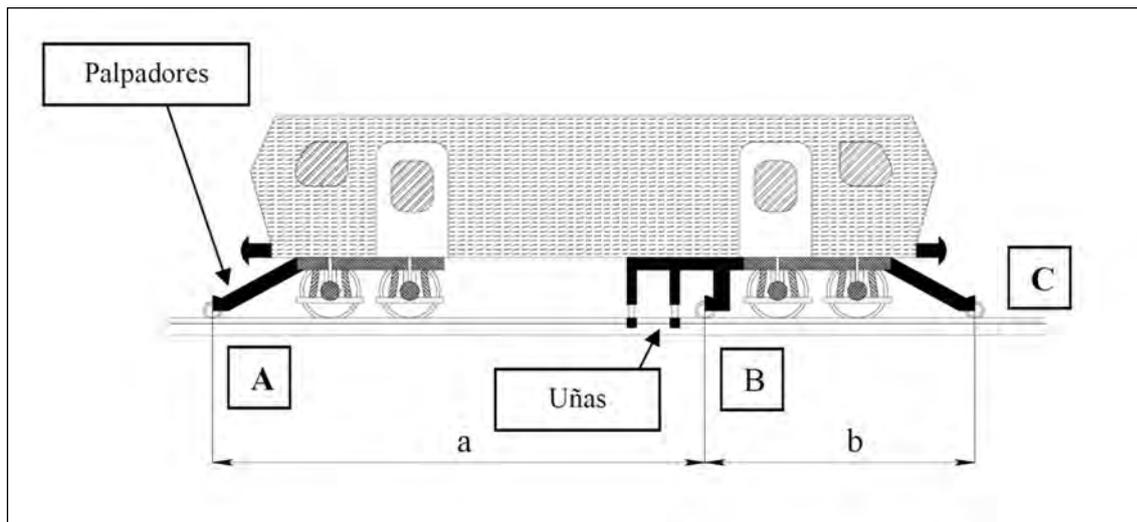


Figura A-VIII.7.- Esquema básico de una niveladora. Fuente: elaboración propia.

El levantamiento del carril debe ir acompañado de la compactación del balasto bajo la traviesa correspondiente, con el fin de que se produzca un apoyo correcto. Por ello, todas las niveladoras actualmente son también bateadoras. El proceso de bateo propiamente se expone en el apartado “Operaciones de bateo”.

En las niveladoras convencionales, entre los dos palpadores extremos (A y C) se tiende una cuerda de acero o bien un rayo de luz infrarroja. En el palpador B se mide la cota relativa a la cuerda de acero o bien se coloca una placa de sombra para interceptar el rayo de luz infrarroja. En cualquiera de los dos casos, junto al palpador B se encuentra el dispositivo de levante del carril, consistente en los gatos y en las uñas que sujetan la cabeza del mismo.

La operación de nivelación consiste en que, fijadas las cotas de los extremos de la cuerda o rayo entre A y C con las oportunas correcciones, el elemento interceptor correspondiente al palpador B quede alineado con la cuerda o el rayo definido. Este trabajo se puede realizar a partir de los datos de auscultación –por ejemplo, obtenidos de una nivelación topográfica–, que se introducen en la niveladora para corregir las posiciones de A y C. Este método recibe el nombre de “**nivelación en base absoluta**” o “**bateo de precisión**”. También se puede prescindir de cualquier trabajo previo de auscultación y efectuar la operación de nivelación sin corregir las posiciones de los extremos de la cuerda. En este caso, se consigue un suavizado de las irregularidades de la vía, pero sin corregir enteramente sus defectos. Este segundo método recibe el nombre de “**nivelación en base relativa**” o “**bateo automático**”. A continuación se detallan cada uno de los dos métodos enunciados.

### A-VIII.3.1.2. Nivelación longitudinal en base absoluta

#### (A) En un tramo de rampa constante

Situada la niveladora al inicio del tramo que se ha de nivelar, se disponen los extremos de la cuerda A y C a las cotas respectivas de acuerdo con los levantes calculados en el punto más próximo del carril –habitualmente se dispone de dichos valores cada 5 m–. De esta manera la cuerda o, en su caso, el rayo infrarrojo se coloca paralelo a la rasante del carril. Es entonces cuando el dispositivo de levante actúa hasta que el elemento interceptor correspondiente al palpador B queda alineado con la cuerda.

Considerando que el sentido de avance es de C hacia A, en el momento en que se haya recorrido una distancia  $b$ , el palpador C pasará a circular sobre carril ya nivelado, por lo que a partir de entonces no deberá corregirse su cota. Sólo deberá irse modificando la cota del extremo A, de acuerdo con los levantes deducidos de la auscultación

geométrica ( $Z_A$ ), ya que el palpador A siempre circulará por vía sin nivelar. En la **figura A-VIII.8** se muestra un esquema de este método de nivelación (“**nivelación en base absoluta con 3 puntos**”).

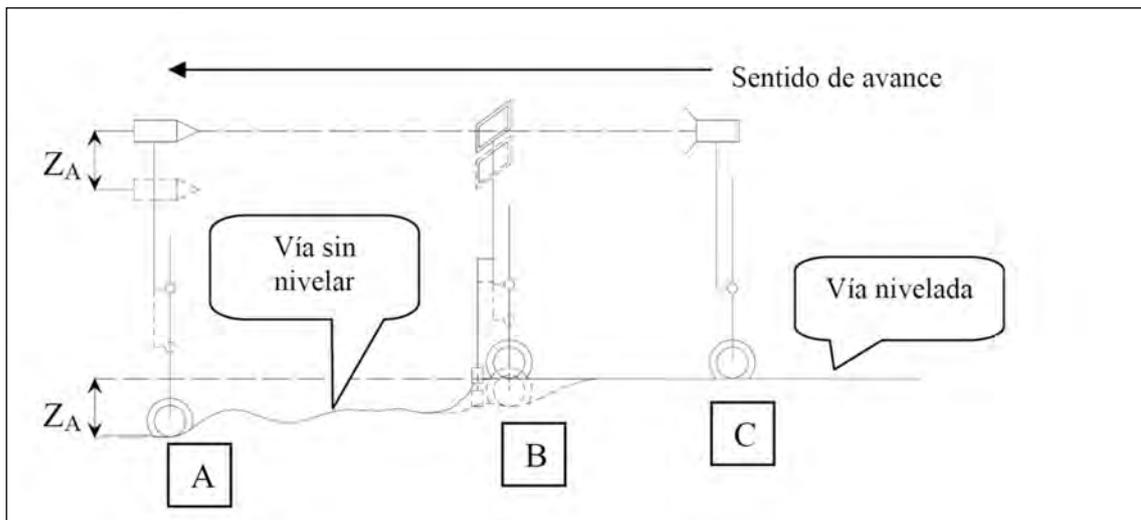


Figura A-VIII.8.- Esquema de nivelación en base absoluta con 3 puntos en tramo de rampa constante. Fuente: elaboración propia.

Cabe la posibilidad, como alternativa al método precedente, disponer de un punto fijo adicional F, alejado de la niveladora, desde el cual se trace una cuerda (materializada en una visual o en un rayo láser) hasta los puntos A o B de la máquina. Colocado el visor o el emisor del punto F a la cota correcta ( $Z_F$ ), ya no es necesario introducir de forma continua los valores de corrección  $Z_A$  en el palpador A, como sucedía en el anterior caso. En la **figura A-VIII.9** se muestra un esquema del método “**nivelación en base absoluta con punto fijo**”.

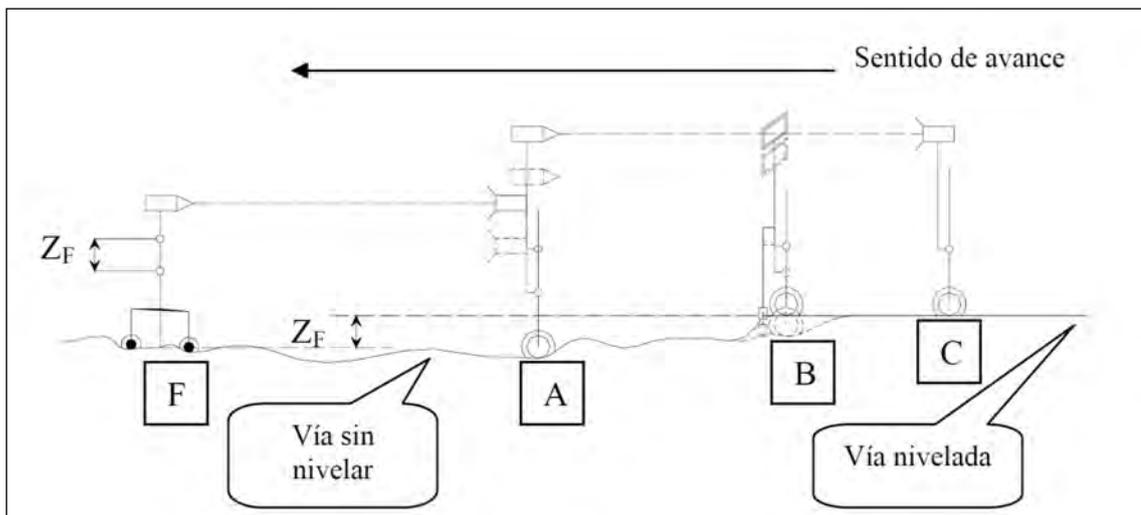


Figura A-VIII.9.- Esquema de nivelación en base absoluta con punto fijo en tramo de rampa constante. Fuente: elaboración propia.

### (B) En una curva de acuerdo vertical

Cuando la niveladora se halla en un tramo en el que la pendiente no es constante, la cuerda definida por los extremos A y C determina una cota de B que no corresponde a la real: será inferior a la cota de proyecto, si el acuerdo vertical es cóncavo ( $\cap$ ), y será

superior, si el acuerdo vertical es convexo ( $\cup$ ). Para que la cota de B sea la correcta, es necesario modificar la cota de uno de los extremos de la cuerda.

Generalmente, se procede a variar la cota del extremo A mediante un **valor de guiado** ( $V_A$ )<sup>16</sup>. Mientras toda la niveladora se halla en un tramo de curvatura vertical constante, el valor de guiado se mantiene también constante; sin embargo, si los extremos de la cuerda no se encuentran en un mismo tramo de curvatura constante, el valor de guiado deberá irse modificando conforme avanza la máquina.

El valor de guiado depende en general de las distancias entre los palpadores y de la curvatura vertical del tramo en que se sitúa la niveladora. En la práctica, se dispone de valores tabulados particularizados para cada máquina. El valor de guiado correspondiente a un tramo de curvatura constante se puede calcular fácilmente —aplicando potencias—, como se expone a continuación (véase **figura A-VIII.10**):

$$a \cdot (a+b) = V_A \cdot (V_A + 2 \cdot R_v) \approx 2 \cdot V_A \cdot R_v \quad (\text{e-A-VIII.2})$$

$$V_A = \frac{a^2 + b \cdot a}{2 \cdot R_v} \quad (\text{e-A-VIII.3})$$

donde:

**a** y **b** son las distancias entre los palpadores A y B, y los palpadores B y C respectivamente; y

**R<sub>v</sub>** es el radio del acuerdo vertical.

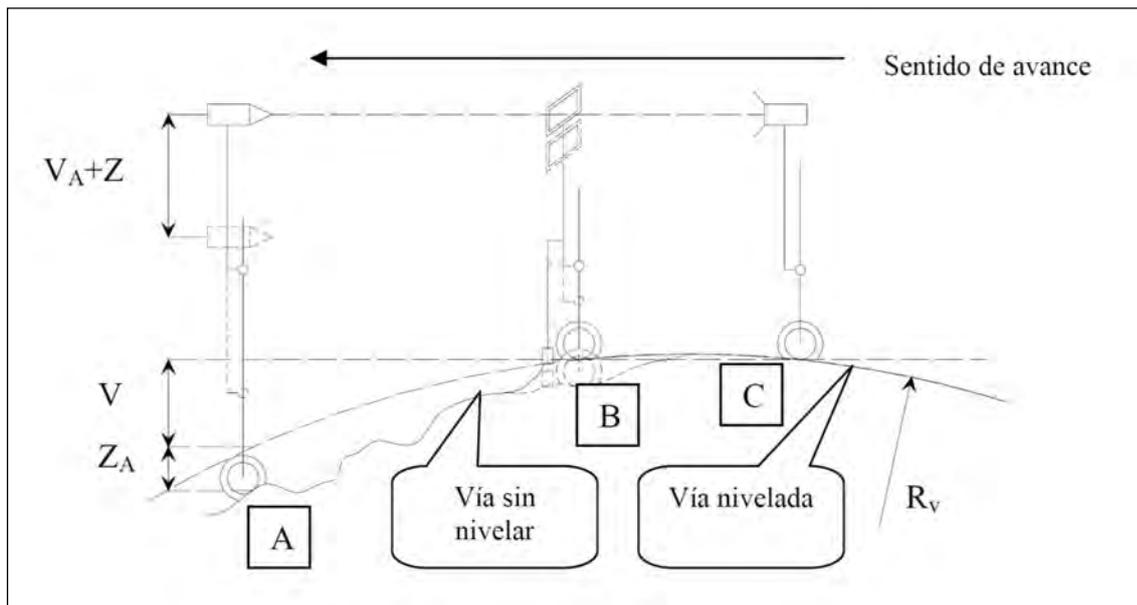


Figura A-VIII.10.- Esquema de nivelación en base absoluta con 3 puntos en un acuerdo vertical. Fuente: elaboración propia.

Por consiguiente, nivelar un tramo donde haya un acuerdo vertical consiste en realizar las mismas operaciones que se contemplaban al nivelar un tramo de pendiente constante, corrigiendo oportunamente el extremo A de la cuerda en un valor  $Z_A + V_A$ .

Análogamente se procede en el caso de nivelar en base absoluta con punto fijo: además de introducir los valores de corrección  $Z_F$ , es necesario usar valores de guiado. A diferencia de la nivelación absoluta con tres puntos, se deben introducir dos valores de guiado, para conseguir que la cuerda definida entre los emisores o receptores de F y C

<sup>16</sup> Se obtienen los valores de guiado mediante sistemas de nivelación asistida por ordenador NAO ("Nivellement Assisté par Ordinateur").

pase por el interceptor de B (**figura A-VIII.11**). Los valores de guiado en cuestión son los siguientes:

- Un primer valor ( $V_F$ ) se aplica en el punto fijo F.
- El otro valor ( $V_C$ ) se aplica en el palpador extremo C. En este caso, es preferible utilizar valores de guiado para el extremo C en lugar del extremo A, ya que de esta manera la corrección sobre el punto fijo ( $V_F$ ) es inferior. Cabe tener en consideración que los valores de guiado correspondientes a C serán distintos a los correspondientes a A.

Los valores de guiado correspondientes a un tramo de curvatura constante se pueden calcular fácilmente —como se realizó en el apartado anterior—, obteniéndose los siguientes resultados (véase **figura A-VIII.11**):

$$V_F = \frac{f^2 + f \cdot a}{2 \cdot R_v} \quad (\text{e-A-VIII.4})$$

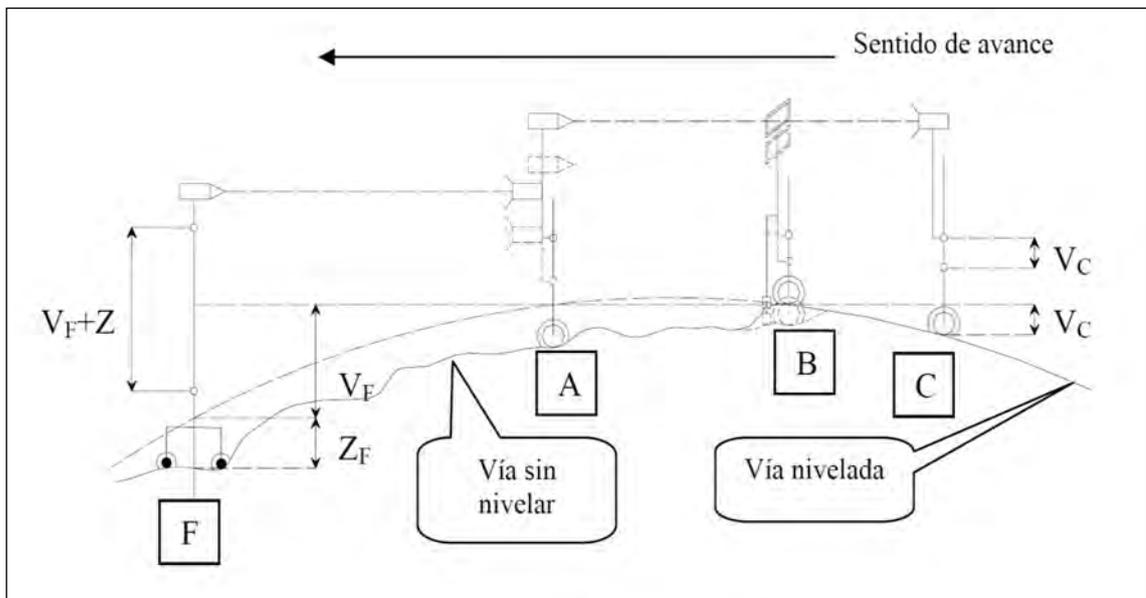
$$V_C = \frac{b^2 + b \cdot a}{2 \cdot R_v} \quad (\text{e-A-VIII.5})$$

donde:

$f$  es la distancia entre el punto fijo y el palpador A; y

el resto de parámetros son los definidos anteriormente.

Como la cuerda trazada no es paralela al perfil de la vía, es necesario trazar sucesivas cuerdas según se va avanzando, con el fin de aproximar el acuerdo vertical por una poligonal. En general, teniendo en cuenta que el radio de los acuerdos verticales es relativamente grande —en la línea del AVE Madrid – Sevilla, el radio mínimo es de 24000 m— se pueden utilizar segmentos de hasta 10 ó 20 m. Ello obliga a que se tenga que trabajar con distintos puntos fijos, si bien es cierto que en algunos casos es válido simplemente cambiar el valor de guiado de F, sin modificar la posición del punto fijo.



*Figura A-VIII.11.- Esquema de nivelación en base absoluta con punto fijo en un acuerdo vertical. Fuente: elaboración propia.*

### A-VIII.3.1.3. Nivelación longitudinal en base relativa

#### (A) Fundamentos

La realización de este método es similar a la nivelación longitudinal en base absoluta; únicamente se prescinde de los valores de levante ( $Z_A$  y  $Z_C$ ) obtenidos previamente de los trabajos de auscultación. De esta manera, la vía es levantada junto al palpador B —la niveladora sólo puede levantar, nunca asentar la vía— hasta que el interceptor o la placa de sombra correspondiente queda alineada con la cuerda trazada desde los extremos sobre los palpadores A y C.

En realidad, el bateo automático, ya sea en el proceso de nivelación en base relativa como en el de alineación en base relativa (explicado más adelante), se fundamenta en el método de las cuerdas deslizantes. En efecto, en dicho método al menos uno de los extremos de la cuerda se puede hallar fuera de su correcta posición. La transmisión de ese error al punto intermedio donde se nivela o alinea la vía es tanto menor cuanto mayor sea la base de la cuerda. Y es más, si sólo se interviene en la vía en un solo punto de la cuerda —como sucede en las niveladoras y las alineadoras—, la reducción del error es directamente proporcional al factor de reducción ( $F_{R-N}$ ) definido en la **ecuación A-VIII.6** de acuerdo con la **figura A-VIII.7**.

$$F_{R-N} = \frac{a+b}{b} \quad (\text{e-A-VIII.6})$$

Se puede comprobar que se cumple:

$$F_{R-N} = \frac{Z_{AC}}{Z_{BC}} \quad (\text{e-A-VIII.7})$$

siendo  $Z_{AC}$  y  $Z_{BC}$  los desniveles entre A y C, y B y C respectivamente.

Por consiguiente, dentro de las posibilidades técnicas y teniendo en cuenta la propia rigidez del carril, las niveladoras disponen de una geometría que pretende maximizar el factor de reducción.

De forma general se puede decir que, mediante un cierto número de sucesivas nivelaciones en base relativa en un mismo tramo, se consigue un perfil que, aun manteniendo diferencias respecto al perfil de proyecto, presenta una mayor suavidad en las irregularidades convexas, manteniéndose en la misma cota los puntos altos del trazado o “*puntos buenos*”<sup>17</sup>. En definitiva, se reducen las amplitudes de onda correspondientes a irregularidades convexas ( $\cup$ ) y se aumentan las longitudes de los defectos cóncavos ( $\cap$ ).

Normalmente, en los trabajos de nivelación en base relativa, de acuerdo con Morán (1990), se opta por dar un cierto levante de seguridad ( $h_s$ ) al conjunto de la vía a la vez que se realiza la nivelación propiamente, de tal manera que los puntos buenos queden ligeramente por debajo del nuevo perfil suavizado. En este caso, el proceso seguido es el siguiente:

- Se mantiene el extremo C a su cota de regulación inicial.
- Se va elevando progresivamente el extremo A hasta alcanzar una sobreelevación  $h_s$  sobre el perfil existente; entonces se mantiene su cota relativa constante.

De esta forma la niveladora irá trazando una rampa de enlace entre la vía sin nivelar (anterior a la zona donde se ha iniciado el trabajo) y la vía nivelada. Al final del tramo,

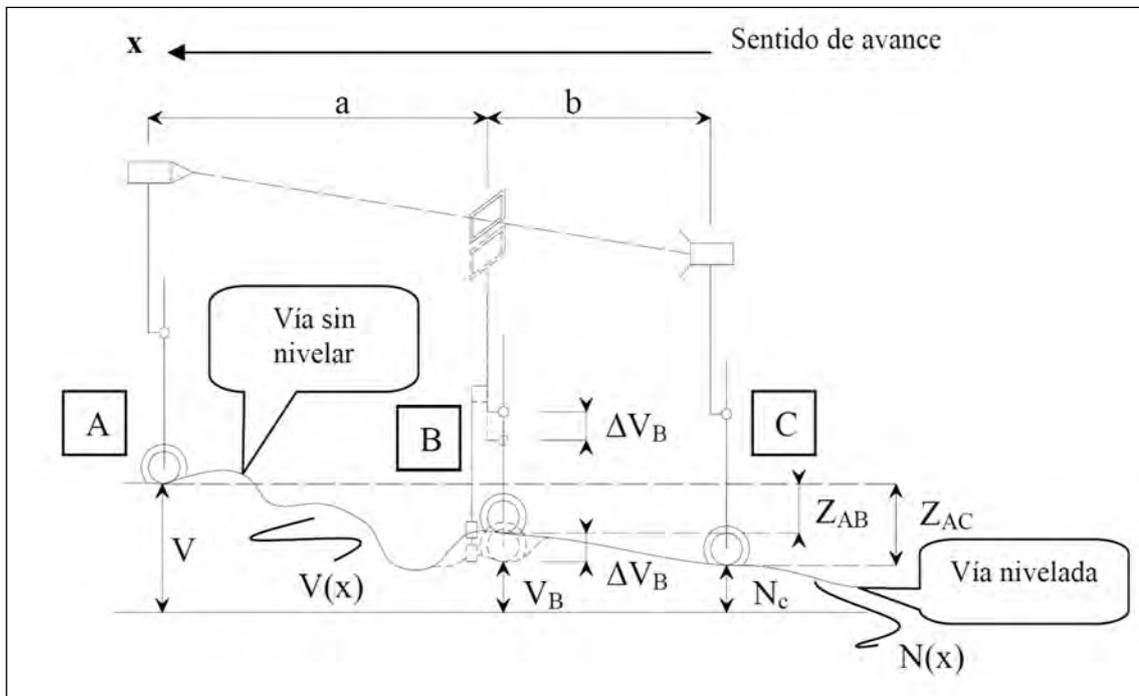
<sup>17</sup> Reciben el calificativo de “*puntos buenos*” porque generalmente los defectos de nivelación son baches debidos a asientos diferenciales y, en cualquier caso, la maquinaria de vía sólo puede proceder a levantar los carriles.

debe efectuarse el proceso inverso al anteriormente descrito, de tal manera que se cree una rampa de descenso para enlazar con la mayor suavidad con el resto del trazado.

La eficiencia de los trabajos de bateo automático depende tanto de las características de la máquina (especialmente de su factor reductor) como de la geometría inicial que presente la vía. Ciertamente hay defectos de nivelación longitudinal cuya magnitud queda muy reducida tras una pasada de la niveladora y existen también defectos que pasan prácticamente desapercibidos por la máquina. A continuación se estudia cómo se reducen los defectos de nivelación longitudinal mediante bateo automático, según el estado inicial de la vía, con el fin de determinar bajo qué circunstancias es suficiente la nivelación en base relativa frente a la nivelación en base absoluta.

En la **figura A-VIII.12** se muestra un esquema del proceso de nivelación relativa en un tramo de pendiente constante. De acuerdo con dicha figura, suponiendo que la niveladora pudiera tanto elevar como asentar la vía, la variación de cota que se produce en el punto B se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$N_B = \Delta V_B + V_B = \frac{b \cdot V_A + a \cdot N_C}{a + b} \quad (\text{e-A-VIII.8})$$



*Figura A-VIII.12.- Esquema de nivelación en base relativa. Fuente: elaboración propia.*

Esta ecuación se puede reescribir considerando una función **V(x)** que defina la cota absoluta de cada punto del perfil de la vía antes del paso de la niveladora y una función **N(x)** que defina la correspondiente cota después del bateo automático. La variable **x**, en este caso, aumentaría en el sentido de avance de la nivelación.

$$N(x) = \frac{b \cdot V(x + a) + a \cdot N(x - b)}{a + b} \quad (\text{e-A-VIII.9})$$

De acuerdo con un proceso similar al que se siguió al establecer las funciones de transferencia en la auscultación de la nivelación longitudinal de la vía, se va a estudiar la relación entre la "función de entrada" **V(x)** y la "función de salida" **N(x)** del proceso de nivelación. Para ello, de forma análoga a como se procedió en el anejo dedicado a la auscultación de la vía, se definen las siguientes transformadas de Fourier:

$$N(\Omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} N(x) \cdot e^{-i \cdot \Omega \cdot x} \cdot dx \quad (\text{e-A-VIII.10})$$

$$V(\Omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} V(x) \cdot e^{-i \cdot \Omega \cdot x} \cdot dx \quad (\text{e-A-VIII.11})$$

donde:

$$i = \sqrt{-1}$$

$$\Omega = \frac{2 \cdot \pi}{L}$$

siendo **L** la longitud de onda asociada al defecto de la vía.

Utilizando estas transformadas de Fourier en la **ecuación A-VIII.9**, se obtiene el siguiente resultado:

$$N(\Omega) = \frac{b}{a+b} \cdot (\cos \Omega \cdot a + i \cdot \text{sen} \Omega \cdot a) \cdot V(\Omega) + \frac{a}{a+b} \cdot (\cos \Omega \cdot b + i \cdot \text{sen} \Omega \cdot b) \cdot N(\Omega) \quad (\text{e-A-VIII.12})$$

$$N(\Omega) = \frac{b \cdot (\cos \Omega \cdot a + i \cdot \text{sen} \Omega \cdot a)}{a+b - a \cdot \cos \Omega \cdot b + i \cdot a \cdot \text{sen} \Omega \cdot b} \cdot V(\Omega) = R(\Omega) \cdot V(\Omega) \quad (\text{e-A-VIII.13})$$

Por lo tanto, existe una función de transferencia **R(Ω)** que relaciona las dos transformadas de Fourier definidas anteriormente. La expresión de dicha función, si se elimina la parte compleja de su denominador, es la que a continuación se presenta:

$$R(\Omega) = \frac{(b \cdot \cos(\Omega \cdot a)) \cdot (a+b - a \cdot \cos(\Omega \cdot b)) + a \cdot b \cdot \text{sen}(\Omega \cdot a) \cdot \text{sen}(\Omega \cdot b)}{(a+b - a \cdot \cos(\Omega \cdot b))^2 + (a \cdot \text{sen}(\Omega \cdot b))^2} + i \cdot \frac{[(b \cdot \text{sen}(\Omega \cdot a)) \cdot (a+b - a \cdot \cos(\Omega \cdot b)) - a \cdot b \cdot \cos(\Omega \cdot a) \cdot \text{sen}(\Omega \cdot b)]}{(a+b - a \cdot \cos(\Omega \cdot b))^2 + (a \cdot \text{sen}(\Omega \cdot b))^2} \quad (\text{e-A-VIII.14})$$

En la **figura A-VIII.13** se muestra el módulo, utilizando la escala logarítmica en las abscisas. En este caso, el gráfico corresponde a la bateadora Matisa B-50, cuyas dimensiones básicas se muestran en la misma figura. Se constata que el módulo de la función de transferencia presenta unos valores máximos relativos para unas determinadas longitudes de onda: concretamente para **b/n**, siendo **b** la distancia entre los puntos B y C de la niveladora, y **n** una variable que toma valores en 0, 1, 2,...

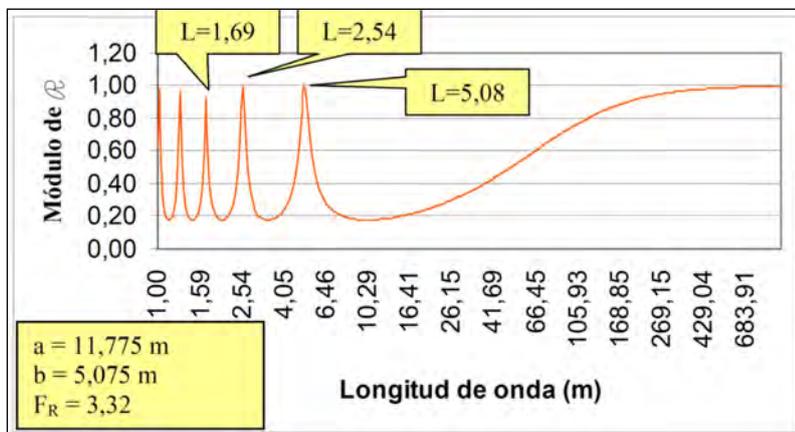


Figura A-VIII.13.- Módulo de la función de transferencia para la bateadora Matisa B-50, en el proceso de nivelación en base relativa. Fuente: elaboración propia.

El valor máximo del módulo –tanto en sus extremos relativos como en su valor asintótico– es la unidad. Ciertamente, cuanto mayor semejanza tenga la función de transferencia respecto a la función identidad, menor será la eficiencia de los trabajos de bateo automático; y, viceversa, cuanto más próximo al valor nulo sea su módulo, se conseguirá un perfil más suave tras los trabajos de nivelación. Por ello, cabe pensar a priori que los defectos que mejor pueden ser corregidos son aquellos a cuya longitud de onda asociada le corresponde el valor mínimo del módulo de la función de transferencia (en el gráfico de la **figura A-VIII.13**, en torno a 0,2).

### **(B) En una curva de acuerdo vertical**

La realización de una nivelación en bateo automático obliga a introducir los valores de guiado  $V_A$  en el punto A de la niveladora según se vaya avanzando. En este sentido se hace necesario conocer:

- los puntos de principio y fin de los acuerdos verticales; y
- el radio de curvatura vertical de dichos acuerdos.

Salvo la introducción de estos datos, el proceso presenta las mismas características que las descritas en el apartado precedente, siendo aplicables los resultados en él comentados.

#### **A-VIII.3.1.4. Nivelación transversal**

La colocación de cada punto de los carriles a su cota adecuada podría conseguirse realizando trabajos de nivelación longitudinal en base absoluta para cada uno de ellos. De esta manera, el peralte resultante sería el definido en el proyecto. Sin embargo, si se trabaja en base relativa, la nivelación independiente de cada uno de los carriles supondría la aparición de defectos de alabeo y el establecimiento de peraltes distintos a los del proyecto.

Por ello y por una simplificación del trabajo, los sistemas de nivelación toman referencia de un solo hilo de la vía, que es el que se procede a nivelar longitudinalmente. El hilo restante se mantiene a la misma cota en una alineación recta o bien se dispone a una cota distinta según el peralte establecido en alineación curva.

Puesto que los sistemas de nivelación no permiten asentar la vía, puede ocurrir que, a pesar de los levantes experimentados por el hilo de referencia, no sea posible colocar el otro hilo a la cota correspondiente. Esta circunstancia supondría la existencia de alabeo o la existencia de un peralte inadecuado. Para evitar este resultado, al hilo de referencia habría que aplicarle un levante de seguridad, tal que todos sus puntos estuvieran a una cota mayor que los puntos correspondientes del otro hilo.

En el caso de nivelación en base absoluta, este propósito se consigue en la práctica definiendo la nueva rasante por encima de los puntos de mayor cota relativa –entendiéndose por cota relativa, en este caso, la diferencia respecto al perfil de proyecto–. Estos puntos, llamados “*puntos buenos*” –como se comentó anteriormente–, se pueden identificar en los trabajos topográficos previos. En la **figura A-VIII.14**, se esquematiza el procedimiento.

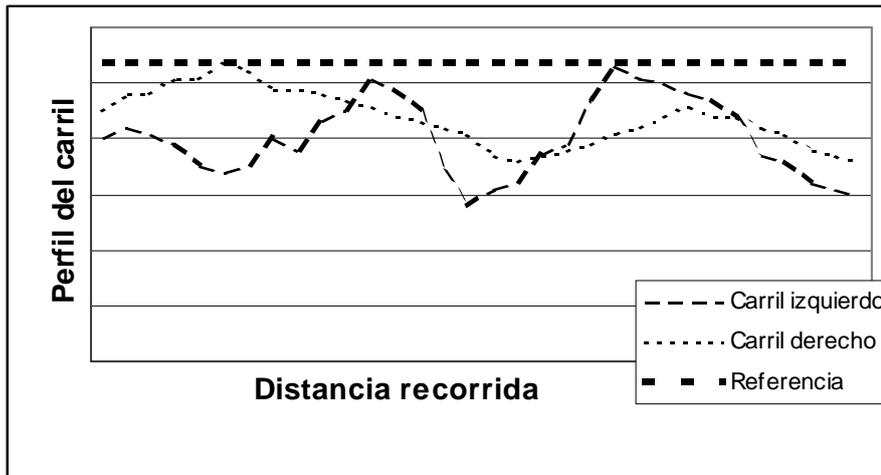


Figura A-VIII.14.- Esquema de nivelación transversal en base absoluta. Fuente: Morán (1990).

En cuanto a la nivelación en base relativa, al no disponer de un estudio topográfico previo, se debe recurrir a un levante de seguridad para que no queden puntos buenos por encima de la rasante de referencia. Para minimizar el levante de seguridad y, consiguientemente, favorecer una mayor estabilidad de la vía, existen ciertos métodos de nivelación transversal. Algunos de los más habituales son los siguientes (Morán, 1990):

- El método **FMA**, que consiste en tomar como referencia en el punto A, para la nivelación en B, el valor medio de la cota de los dos carriles (**figura A-VIII.15**). De este modo:
  - aumenta el factor de reducción en nivelación longitudinal;
  - se puede reducir el levante de seguridad; pero
  - no se garantiza la eliminación total del alabeo de la vía.
- El método **PBR**, que consiste en tomar como cota de referencia en A la del carril más alto, independientemente del hilo de referencia escogido por el maquinista (**figura A-VIII.16**). De este modo:
  - aumenta el factor de reducción en nivelación longitudinal;
  - se evita el levante de seguridad; y
  - se elimina el alabeo de la vía, si bien introduciendo pequeños lomos.

El método **FMA** es especialmente útil en las líneas en las que se realizan trabajos de mantenimiento frecuente, de tal manera que los defectos de nivelación de la vía sean pequeños y fácilmente corregibles con levantes mínimos —este es el caso de las líneas de alta velocidad—. En cambio, en vías con importantes alabeos es recomendable recurrir al método **PBR**.

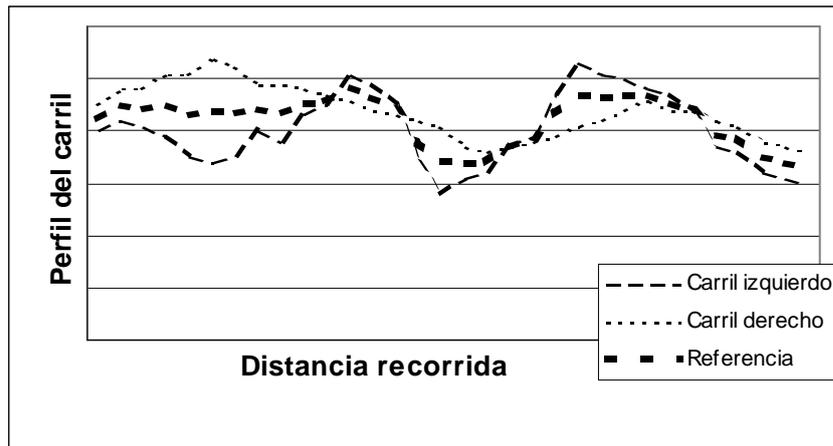


Figura A-VIII.15.- Esquema de nivelación transversal mediante el sistema FMA.  
Fuente: Morán (1990).

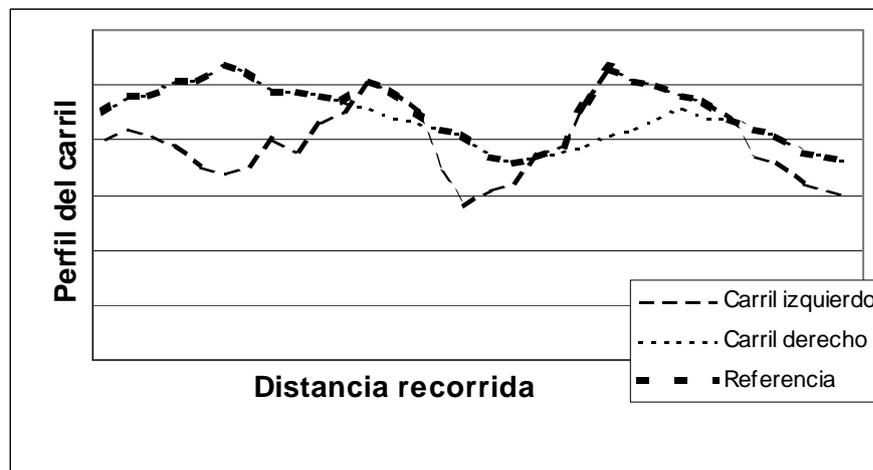


Figura A-VIII.16.- Esquema de nivelación transversal mediante el sistema PBR.  
Fuente: Morán (1990).

Para ejecutar estos trabajos de nivelación transversal, las niveladoras están dotadas de péndulos en los puntos C y B. En B el maquinista introduce el valor del peralte que se desea en el punto que se está bateando, mientras que en C se procede a comprobar el peralte resultante. Esta última medida permite también conocer el alabeo remanente en la vía.

En el punto A, se dispone también de un péndulo. En este caso, su finalidad es corregir los errores que, por motivo de los defectos del peralte en la vía, pudieran introducirse en las operaciones de nivelación y alineación.

### **A-VIII.3.2. Operaciones de alineación**

#### **A-VIII.3.2.1. Explicación preliminar**

Los defectos de alineación detectados y evaluados por los sistemas de auscultación son corregidos mediante operaciones de alineación de la vía. Estas operaciones se efectúan mediante máquinas específicas que reciben el nombre de “**alineadoras**”. En la **figura A-VIII.17**, se muestra el esquema esencial de ellas. Los elementos básicos —semejantes a los mencionados en las niveladoras— son los palpadores (3 ó incluso 4 palpadores de contacto por cada carril montados en sus correspondientes carros de medida) y unas uñas que sirven para sujetar la cabeza del carril y colocarlo en su correcta posición utilizando la fuerza de unos gatos. A diferencia de lo que sucedía en nivelación, la

alineadora no presenta ningún tipo de restricción en las operaciones correctoras: puede desplazar el carril a ambos lados.

El desplazamiento del carril debe ir acompañado de la compactación del balasto bajo la traviesa correspondiente, con el fin de que se produzca un apoyo correcto. Por ello, todas las alineadoras actualmente son también bateadoras. Es más, las correcciones en el plano de la vía suelen hacerse a la vez que las operaciones de nivelación, por lo que la maquinaria en cuestión recibe el nombre de “**alineadora – niveladora – bateadora**”.

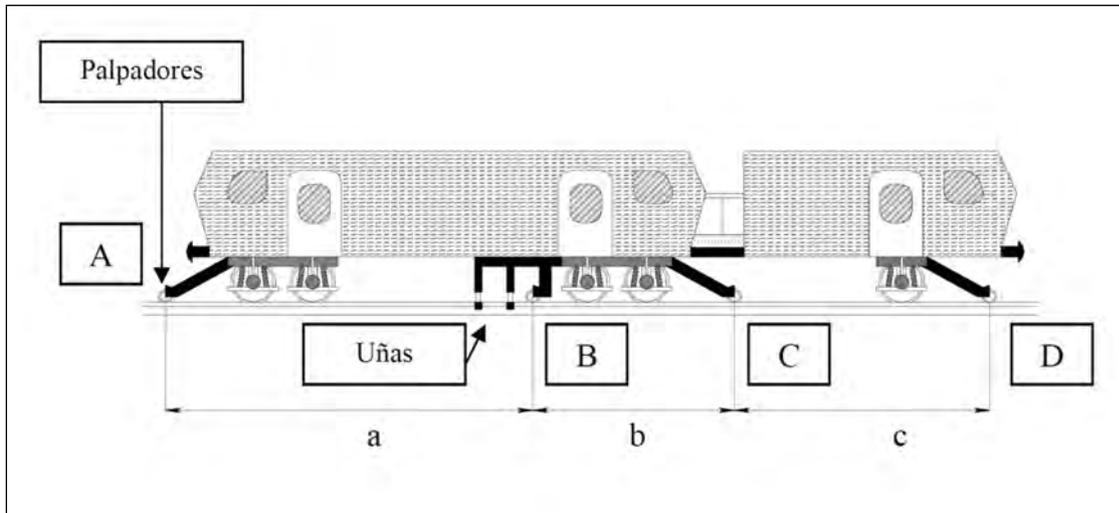


Figura A-VIII.17.- Esquema básico de una alineadora. Fuente: elaboración propia.

Las alineadoras convencionales pueden trabajar de acuerdo con dos métodos generales: **alineación basada en 3 puntos** y **alineación basada en 4 puntos**. El primero de ellos es análogo al descrito en el proceso de nivelación: entre los palpacores A y C se tiende una recta de referencia materializada mediante un cable de acero y en el palpador B se mide la flecha relativa a la cuerda trazada. Junto a este último, como se muestra en la **figura A-VIII.17**, se encuentra el dispositivo de desplazamiento del carril, consistente en los gatos y en las uñas que sujetan la cabeza del mismo. La operación de alineación consiste en que, fijadas las cotas de los extremos de la cuerda entre A y C con las oportunas correcciones ( $H_A$ ), el elemento interceptor correspondiente al palpador B quede alineado con la misma, o bien, sin introducir correcciones, la flecha leída en B sea la correcta ( $f_B$ ). En la **figura A-VIII.18** se muestra un esquema al respecto.

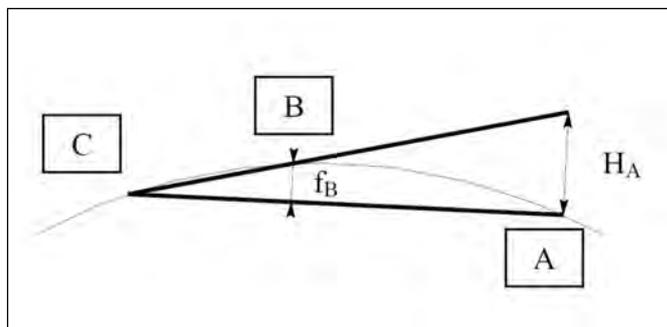
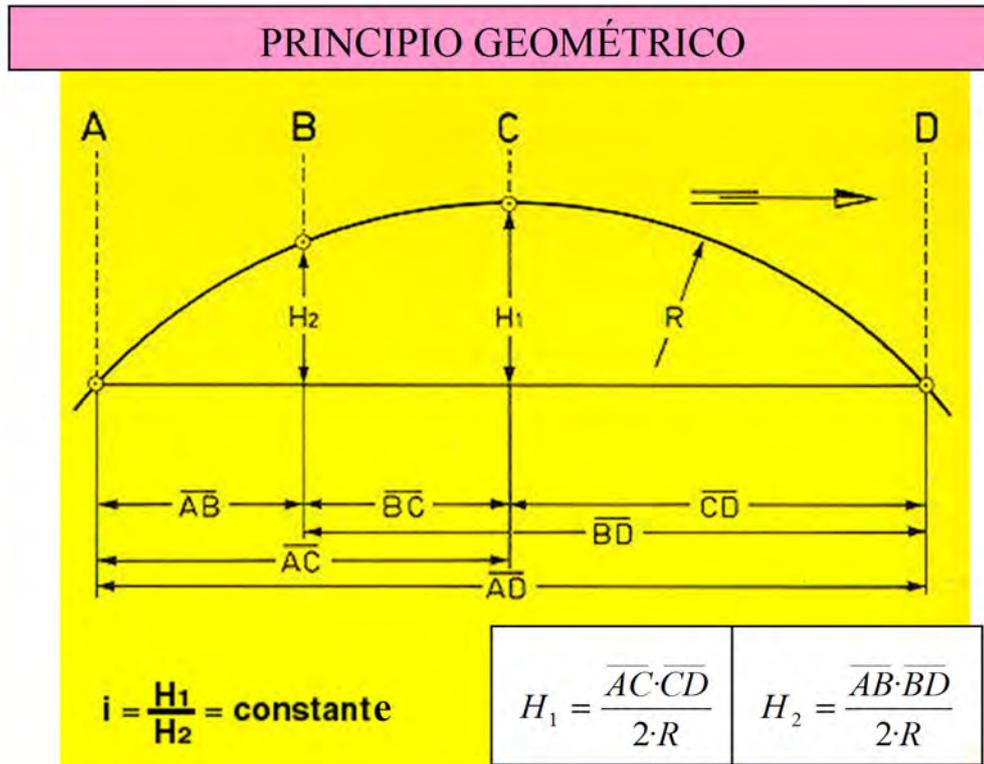


Figura A-VIII.18.- Esquema básico de alineación basada en 3 puntos. Fuente: elaboración propia.

En cuanto a la alineación basada en 4 puntos, el método consiste en mantener constante la relación entre la flecha leída en B y la flecha leída en C, respecto a la cuerda trazada entre A y D. El cociente entre ambas flechas, cuando la máquina se halla enteramente en una curva circular, es una constante independiente del radio de curvatura, que está determinada únicamente por las características geométricas de la

alineadora. En la **figura A-VIII.19** se expone el principio geométrico que rige este procedimiento. Ciertamente, presenta como ventaja no necesitar datos del trazado siempre que se esté trabajando en un tramo de curvatura constante; sin embargo, la precisión obtenida es inferior a la correspondiente a la alineación basada en 3 puntos.



*Figura A-VIII.19.- Esquema básico de alineación basada en 4 puntos. Fuente: Plasser & Theurer (2001).*

Como se ha comentado, ambos métodos se basan en medir flechas respecto a una cuerda. Algunas alineadoras, en lugar de medir las flechas de ciertas cuerdas, miden los ángulos que forman las cuerdas definidas por cada dos puntos consecutivos. De esta manera, en el método de alineación basada en 3 puntos, se mide el ángulo definido por los segmentos AB y BC; y, en el método de alineación basada en 4 puntos, se comparan los ángulos formados por los segmentos AB y BC, por una parte, y BC y CD, por otra.

No obstante, en la práctica, en aras de una mayor sencillez de la medida de los ángulos, no se tienden las cuerdas referidas anteriormente, sino que se montan unos triángulos isósceles cuyas bases se sitúan en los puntos de medida (B y C), siendo sus alturas geométricas equivalentes a dichas cuerdas. Teniendo en cuenta que los ángulos existentes entre las diferentes alturas de los triángulos son respectivamente iguales a los ángulos formados por sus bases, se miden éstos últimos (**figura A-VIII.20**).

Este procedimiento de medir los ángulos recibe el nombre de "**método de los triángulos**", para diferenciarlo del anterior en el que se miden las flechas ("**método de las cuerdas**"). Ambos métodos son semejantes y parten de unos mismos fundamentos.

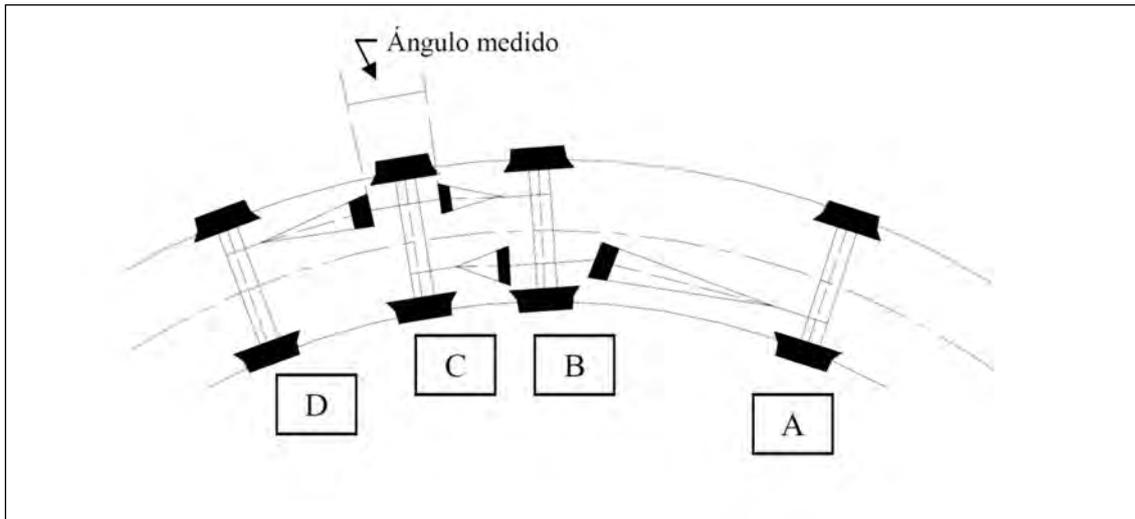


Figura A-VIII.20.- Esquema básico de alineación por el método de los triángulos.  
Fuente: elaboración propia.

De forma análoga a lo que sucede con los trabajos de nivelación, el proceso de alineación se puede realizar a partir de los datos de auscultación —por ejemplo, obtenidos mediante un vehículo de registro geométrico—, que se introducen en la alineadora para corregir las posiciones de A y C. Este método recibe el nombre de “**alineación en base absoluta**” o “**bateo de precisión**”. También se puede prescindir de cualquier trabajo previo de auscultación y efectuar la operación de alineación sin corregir las posiciones de los extremos de la cuerda. En este caso, se consigue un suavizado de las irregularidades de la vía, pero sin corregir enteramente sus defectos. Este segundo método recibe el nombre de “**alineación en base relativa**” o “**bateo automático**”. A continuación se detallan cada uno de los dos métodos enunciados.

### A-VIII.3.2.2. Alineación en base absoluta

#### (A) En un tramo recto

Situada la alineadora al inicio del tramo que se ha de alinear, se disponen los extremos de la cuerda A y C a las posiciones respectivas de acuerdo con los desplazamientos calculados en el punto más próximo del carril —habitualmente se dispone de dichos valores cada 5 m—. De esta manera las cuerdas se colocan paralelas a la alineación del eje de la vía. Es entonces cuando el dispositivo de desplazamiento de la vía actúa hasta que el elemento interceptor correspondiente al palpador B quede alineado con la cuerda —o bien, en el caso del método de los triángulos, hasta que el ángulo entre las bases situadas en el palpador B sea nulo—.

Considerando que el sentido de avance es de C hacia A, en el momento en que se haya recorrido una distancia  $b$ , el palpador C pasará a circular sobre carril ya alineado, por lo que a partir de entonces no deberá corregirse su posición. Sólo deberá irse modificando la posición del extremo A, de acuerdo con los desplazamientos deducidos de la auscultación geométrica ( $Y_A$ ), ya que el palpador A siempre circulará por vía sin alinear. En la **figura A-VIII.21** se muestra un esquema de este método de alineación (“**alineación en base absoluta con 3 puntos**”).

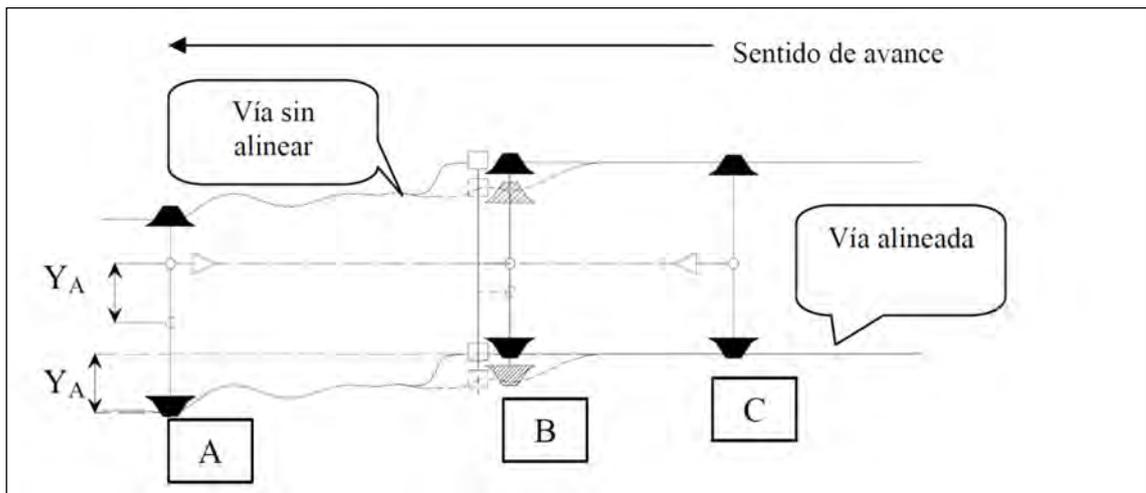


Figura A-VIII.21.- Esquema de alineación en base absoluta con 3 puntos en tramo recto. Fuente: elaboración propia.

Cabe resaltar que en alineación recta no suele utilizarse el método basado en 4 puntos. Es más, para obtener un mayor rendimiento se recurre de forma habitual, como alternativa al método precedente, a disponer un punto fijo adicional F, alejado de la alineadora, desde el cual se trace una cuerda (materializada en una visual o en un rayo láser) hasta los puntos A o B de la máquina. Colocado el visor o el emisor del punto F en la posición correcta ( $Y_F$ ), ya no es necesario introducir de forma continua los valores de corrección  $Y_A$  en el palpador A, como sucedía en el anterior caso. En la **figura A-VIII.22** se muestra un esquema del método “**alineación en base absoluta con punto fijo**”.

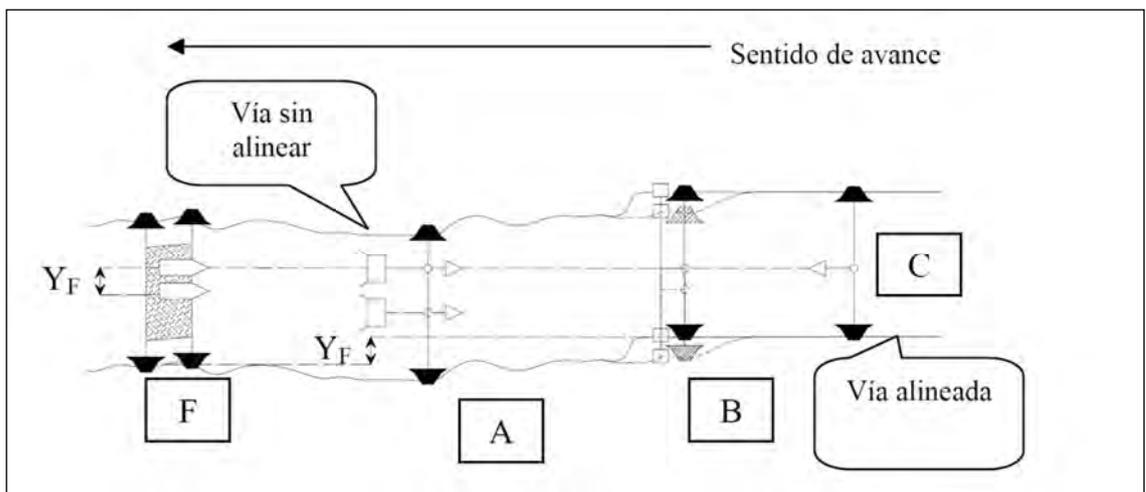


Figura A-VIII.22.- Esquema de alineación en base absoluta con punto fijo en tramo recto. Fuente: elaboración propia.

### (B) En una curva de radio constante

Cuando la alineadora se halla en un tramo de trazado circular, la cuerda definida por los extremos A y C determina una flecha no nula en B. Generalmente, se procede a variar la posición del extremo A mediante un **valor de guiado** ( $H_A$ ) de tal manera que la citada

cuerda pase por la posición correcta que le correspondería al carro de medida B<sup>18</sup>. Mientras toda la alineadora se halla en un tramo de curvatura constante, el valor de guiado se mantiene también constante.

El valor de guiado depende en general de las distancias entre los palpadores y del radio de curvatura del tramo en que se sitúa la alineadora. En la práctica se dispone de valores tabulados particularizados para cada máquina. El valor de guiado correspondiente a un tramo de curvatura constante se puede calcular fácilmente —aplicando potencias—, como se expone a continuación (véase **figura A-VIII.23**):

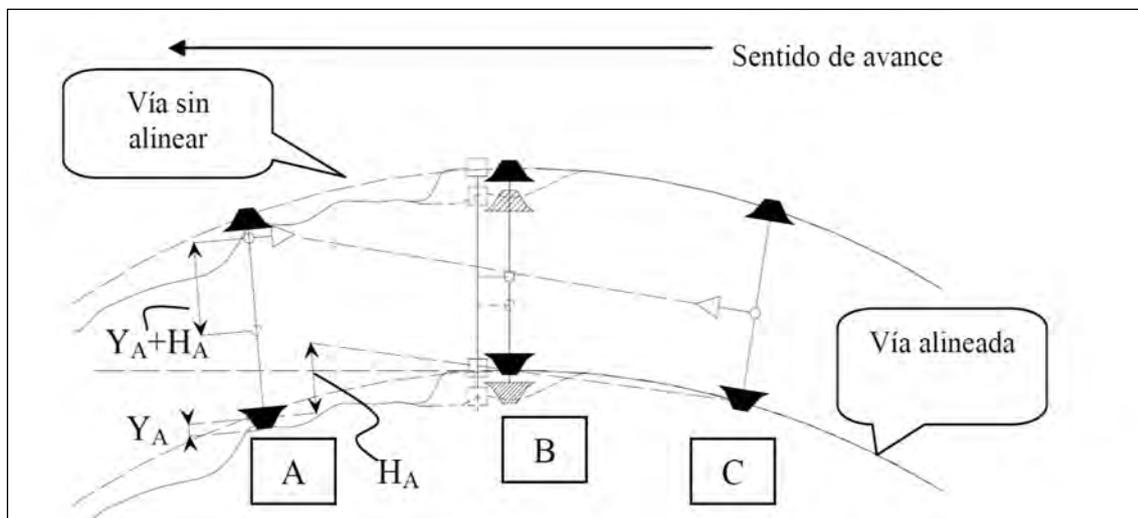
$$a \cdot (a+b) = H_A \cdot (V_A + 2 \cdot R) \approx 2 \cdot H_A \cdot R \quad (\text{e-A-VIII.15})$$

$$H_A = \frac{a^2 + b \cdot a}{2 \cdot R} \quad (\text{e-A-VIII.16})$$

donde:

**a** y **b** son las distancias entre los palpadores A y B, y los palpadores B y C respectivamente; y

**R** es el radio de la curva circular.



*Figura A-VIII.23.- Esquema de alineación en base absoluta con 3 puntos en tramo circular. Fuente: elaboración propia.*

Por consiguiente, corregir la alineación de un tramo donde haya una curva circular mediante 3 puntos consiste en realizar las mismas operaciones que se contemplaban al tratar un tramo de trazado recto, corrigiendo oportunamente el extremo A de la cuerda en un valor  $Y_A + H_A$ .

La introducción de los valores de guiado puede evitarse, si se recurre a la alineación basada en 4 puntos. Los fundamentos de este método son los señalados en la anterior **figura A-VIII.19**. Si los puntos de referencia A, C y D están en su correcta posición, entonces sabiendo la flecha en C se tiene la flecha que debe haber en B.

A diferencia de lo que sucedía en los trabajos de nivelación, en el trazado circular no es recomendable trabajar con un punto fijo. Esto es debido a que los radios de curvatura en planta son mucho menores que los radios de los acuerdos verticales; lo cual supone, para obtener una precisión adecuada, la necesidad de trazar una poligonal de segmentos cortos, mediante múltiples puntos fijos. Sucede además que las curvas de los acuerdos verticales son de longitud tanto más reducida cuanto menor es su radio; en cambio, en el trazado en planta, puede haber curvas muy cerradas de gran longitud.

<sup>18</sup> Se obtienen los valores de guiado mediante sistemas de ripado asistido por ordenador DAO ("Dressage Assisté par Ordinateur").

### **(C) En una curva de transición**

Cuando la alineadora se halla en un tramo de trazado de curvatura variable, los valores de guiado van variando según va avanzando la máquina (método basado en 3 puntos) y la relación entre las distintas flechas de la cuerda definida por los palpadores extremos deja de ser constante (método basado en 4 puntos). En este último método suele recurrirse a los valores de guiado del extremo A, de tal manera que los puntos A, C y D definan un arco circular que pase por la posición correcta de B. De esta manera, la relación entre las flechas de B y C vuelve a ser constante, estando exclusivamente en función de las características geométricas de la alineadora.

Por los mismos motivos que los expuestos al tratar la alineación de trazado circular, no es recomendable el método basado en el punto fijo.

### **A-VIII.3.2.3. Alineación en base relativa**

#### **(A) Fundamentos**

La realización de este método es similar a la alineación en base absoluta; únicamente se prescinde de los valores de corrección ( $Y_A$ ,  $Y_C$  e  $Y_D$ ) obtenidos previamente de los trabajos de auscultación. De esta manera, la posición de la vía es corregida junto al palpador B hasta que el interceptor correspondiente queda alineado con la cuerda trazada desde los extremos sobre los palpadores A y C, o bien hasta que la flecha registrada en B es la oportuna.

De forma análoga a la nivelación en base relativa, se puede definir un factor de reducción para la transmisión del error en la posición de A a la corrección de la posición de B. Este factor de reducción depende de si el proceso se realiza mediante 3 ó 4 puntos.

En efecto, en el caso de alineación mediante 3 puntos el factor de reducción ( $F_{R-A3}$ ) se obtiene de forma directa, de acuerdo con las **figuras A-VIII.17** y **A-VIII.18**:

$$F_{R-A3} = \frac{a+b}{b} \quad (\mathbf{e-A-VIII.17})$$

En cambio, el factor de reducción para la alineación basada en 4 puntos ( $F_{R-A4}$ ) se calcula de la siguiente manera:

$$F_{R-A4} = \frac{a \cdot (b+c)}{(a+b) \cdot (a+b+c)} \quad (\mathbf{e-A-VIII.18})$$

teniendo en cuenta que se cumple (según la **figura A-VIII.19**) la siguiente relación:

$$f_B = \frac{a \cdot (b+c)}{c \cdot (a+b)} \cdot f_C \quad (\mathbf{e-A-VIII.19})$$

siendo  $f_B$  y  $f_C$  las flechas leídas en los puntos B y C respectivamente; y que además la relación entre el error existente en A ( $\varepsilon_A$ ) y el consiguiente error en la medida de la flecha en C ( $\varepsilon_C$ ) es:

$$\varepsilon_C = \frac{c}{a+b+c} \cdot \varepsilon_A \quad (\mathbf{e-A-VIII.20})$$

De forma general se puede decir que, mediante un cierto número de sucesivos trabajos de alineación en base relativa en un mismo tramo, se consigue un perfil que, aun manteniendo diferencias respecto al trazado de proyecto, presenta una mayor suavidad en las irregularidades, tendiendo a reducir su amplitud y las longitudes de onda asociadas.

Finalmente, cabe comentar que es recomendable efectuar una pasada de la alineadora en bateo automático de forma previa a los trabajos en base absoluta, para empezar éstos con un trazado ya suavizado. Esta recomendación viene motivada por el hecho de que los valores de corrección no se tienen de forma continua, sino que se especifican en piquetes implantados cada 5 ó 10 m. Esto implica que la alineadora interpola linealmente los valores de corrección correspondientes, aplicando junto a cada traviesa el valor resultante.

Esta recomendación es especialmente necesaria en los trabajos de alineación, en los que, a diferencia de lo que sucede en nivelación, las correcciones efectuadas pueden ser de diferente signo. Lógicamente, no se incluyen los trabajos realizados en alineaciones rectas en base absoluta mediante punto fijo. En este caso, sin necesidad de bateo automático previo, pueden conseguirse una alineación y nivelación perfectas junto a cada traviesa.

#### **(A) En una curva de radio constante**

Como sucedía en la alineación en base absoluta al trabajar en una curva circular, es necesario introducir en la máquina —cuando sólo se está trabajando con 3 puntos— los respectivos valores de guiado, que dependen de la geometría de la propia alineadora y del radio de la curva. Si se realizan los trabajos de alineación mediante 4 puntos de referencia, no es necesario disponer de ningún valor de guiado.

#### **(B) En una curva de transición**

Cuando la alineadora, ejecutando trabajos de bateo automático, se halla en un tramo de curvatura variable, es necesario conocer la geometría del trazado (longitud de la curva de transición y radios de curvatura en sus extremos), tanto si se trabaja con 3 puntos de referencia como si se dispone de 4.

### **A-VIII.3.3. Operaciones de bateo**

#### **A-VIII.3.3.1. Fundamentos**

Los trabajos de nivelación y alineación explicados anteriormente implican que la vía puede apoyar de forma incorrecta sobre el balasto —especialmente si se han realizado operaciones de levante—. Para evitar esta circunstancia, se procede a realizar, de forma conjunta con las operaciones anteriores, trabajos de bateo de la vía aplicados a cada una de las traviesas del tramo afectado.

El bateo de la vía tiene su precedente en el “*recalce dosificado de las traviesas*”<sup>19</sup>, trabajo que consistía en añadir gravilla bajo la cara inferior de aquéllas para conseguir el levante oportuno de los carriles. Se procedía entonces a excavar a ambos lados de los carriles, en una distancia aproximada de 40 cm a cada lado del patín —por considerarse ésta la zona que recibe de forma más directa las cargas del tráfico—, hasta llegar a la profundidad en que se hallaba la cara inferior de la traviesa. Posteriormente mediante una pala dotada de un conducto, se introducía la gravilla hasta alcanzar el levante deseado. Ciertamente este proceso era sumamente laborioso, suponía unos rendimientos muy bajos y, es más, sólo podía hacerse con traviesas de madera, ya que las traviesas de hormigón, por su mayor peso, trituraban bajo las condiciones del tráfico la gravilla dispuesta.

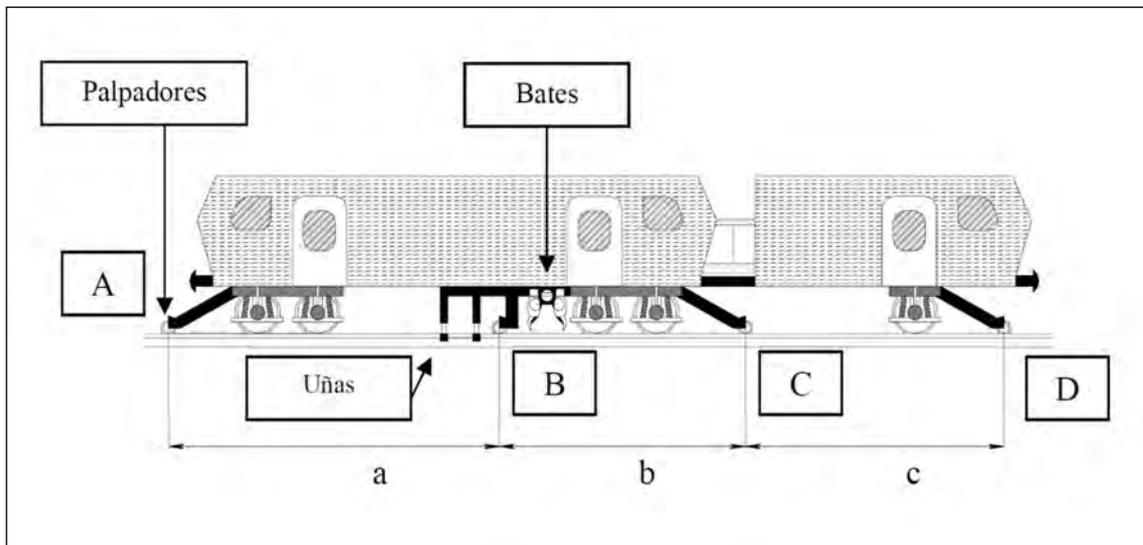
En los albores de los años 50 del siglo XX se empezaron a utilizar las primeras bateadoras. Estas máquinas tenían rendimientos de 200 m/h, lo cual suponía un importante avance respecto al método anterior; sin embargo, no realizaban por sí solas operaciones de nivelación ni de alineación. Actualmente, el rendimiento de las bateadoras supera en algunos modelos los 2000 m/h y todas ellas son a la vez

---

<sup>19</sup> Este método es conocido internacionalmente con el nombre de “*soufflage*” debido a su amplia utilización en los ferrocarriles franceses.

niveladoras y alineadoras, por lo que suele englobarse en el término “batedora” las niveladoras – alineadoras – bateadoras (**figura A-VIII.24**).

La SNCF distingue entre bateadoras de primer nivel, segundo nivel y tercer nivel. Las primeras son de alto rendimiento (superior a 800 m/h) y disponen de sistemas informáticos NAO y DAO: son las que se utilizan en vía general de una línea de alta velocidad. Los otros dos grupos corresponden a bateadoras de bajo rendimiento destinadas al mantenimiento de aparatos de vía o a trabajos de reparación puntuales respectivamente (Guidat y Alias, 1994).



*Figura A-VIII.24.- Esquema básico de una bateadora. Fuente: elaboración propia.*

En puridad, una bateadora tiene la función de “batear” la vía, esto es, golpear el balasto para afianzar el asiento de las traviesas y deshacer los apelmazamientos para aumentar el drenaje de la vía. Esto se lleva a cabo mediante la penetración de unos bates vibrantes en la capa de balasto, a ambos lados de una traviesa, y la posterior compactación mediante un movimiento relativo de aproximación de dichos bates.

En la **figura A-VIII.25** se muestra, a modo de ejemplo, un esquema de las dos unidades de bateo de la bateadora Matisa B-50. Se trata de una bateadora que trabaja a la vez sobre dos traviesas consecutivas, utilizando un total de 32 bates. Cada unidad de bateo está formada por los siguientes elementos –la numeración corresponde a la que aparece en la referida figura–:

- 8 brazos de bate (**nº 1**) montados directamente sobre el eje excéntrico por medio de rodamientos con rodillos cilíndricos, que se encargan del movimiento de cierre.
- 8 cilindros de cierre hidráulico (**nº 2**) que actúan sobre la parte superior de los brazos de bate de forma asíncrona –como se explica posteriormente–.
- 16 bates forjados (**nº 3**), fijados en el brazo de bate por un cono. La superficie de trabajo de los bates es de 1570 cm<sup>2</sup> por unidad de bateo, esto es, 3140 cm<sup>2</sup> por máquina.
- 4 ejes excéntricos (**nº 4**).
- 1 motor hidráulico (**nº 5**) que impulsa los cuatro ejes excéntricos por medio de engranajes.
- 4 cilindros neumáticos (**nº 6**) que permiten la adaptación de la abertura de los bates al ancho de las traviesas dobles.

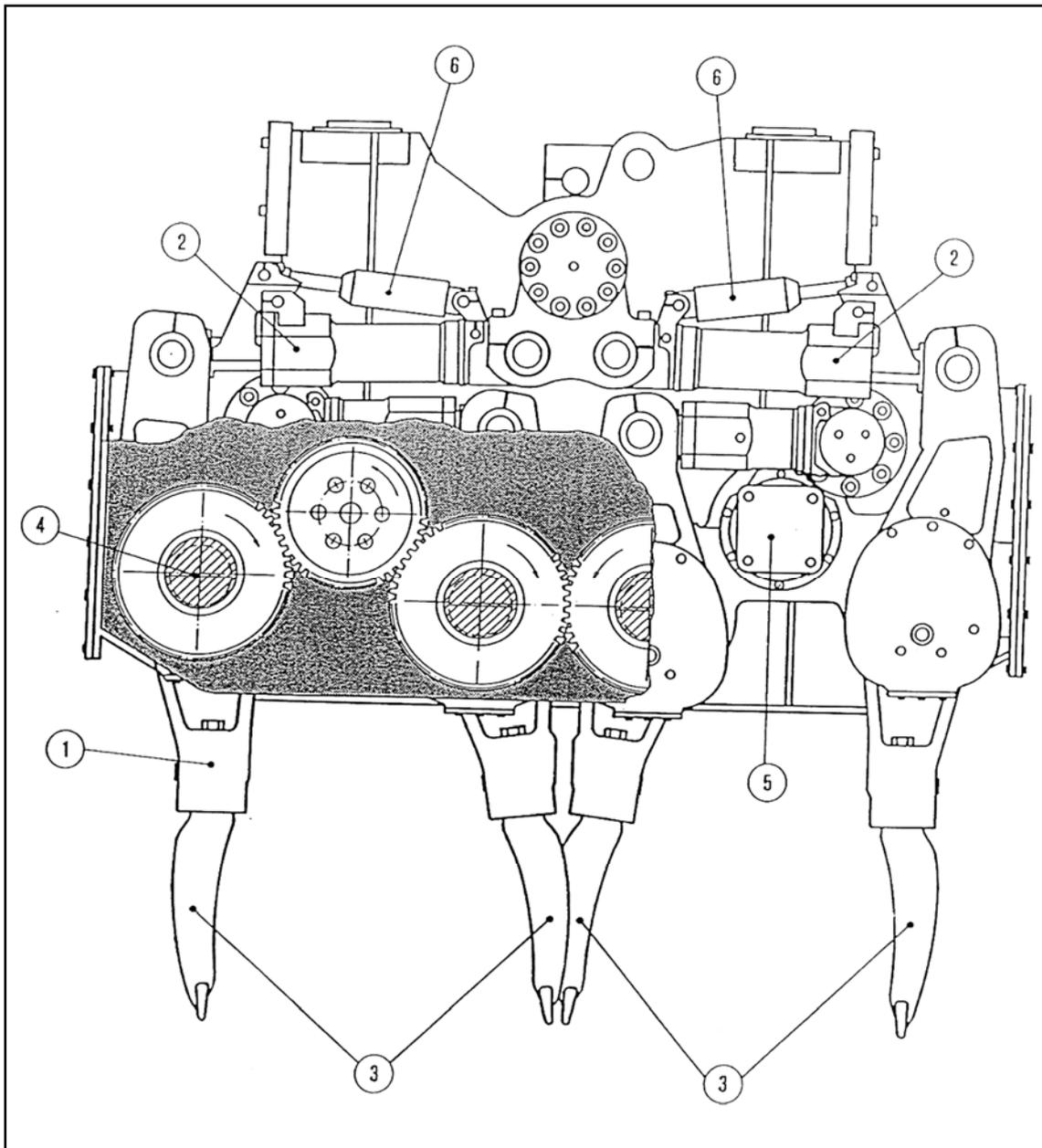


Figura A-VIII.25.- Unidad de bateo tipo D – B 50 D de la bateadora Matisa B-50.  
Fuente: Matisa.

### A-VIII.3.3.2. Movimiento de penetración

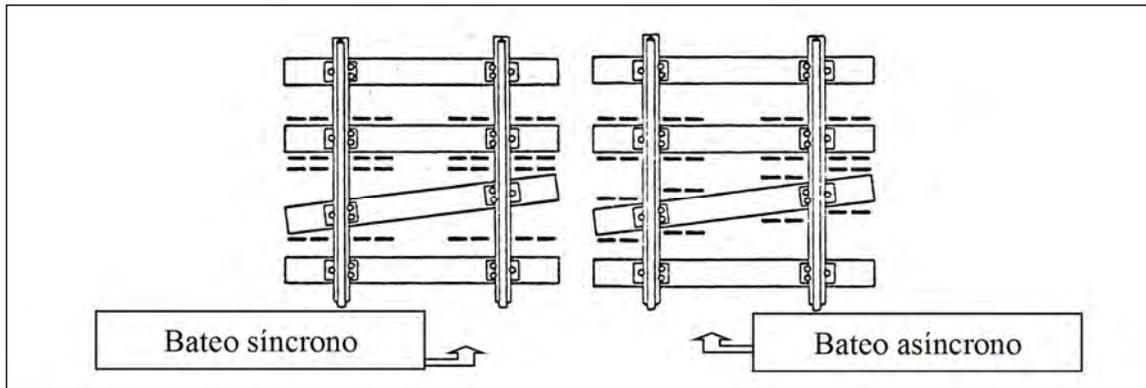
La profundidad máxima del bateo, medida entre la cima del carril y la cima del taco del bate, es de 450 mm para la bateadora Matisa B-50. Esta profundidad es regulable o preseleccionable en continuo desde la máquina; no obstante siempre se ha de asegurar que el extremo de los bates afecte al balasto que hay bajo la traviesa. Si se tiene en cuenta que el canto del carril UIC-60 es de 172 mm y el de una traviesa monobloque para ese tipo de carril está en torno a los 250 mm, resulta que la cima del taco del bate puede penetrar hasta 28 mm por debajo de la cara inferior de la traviesa.

### A-VIII.3.3.3. Movimiento de cierre: bateo síncrono y bateo asíncrono

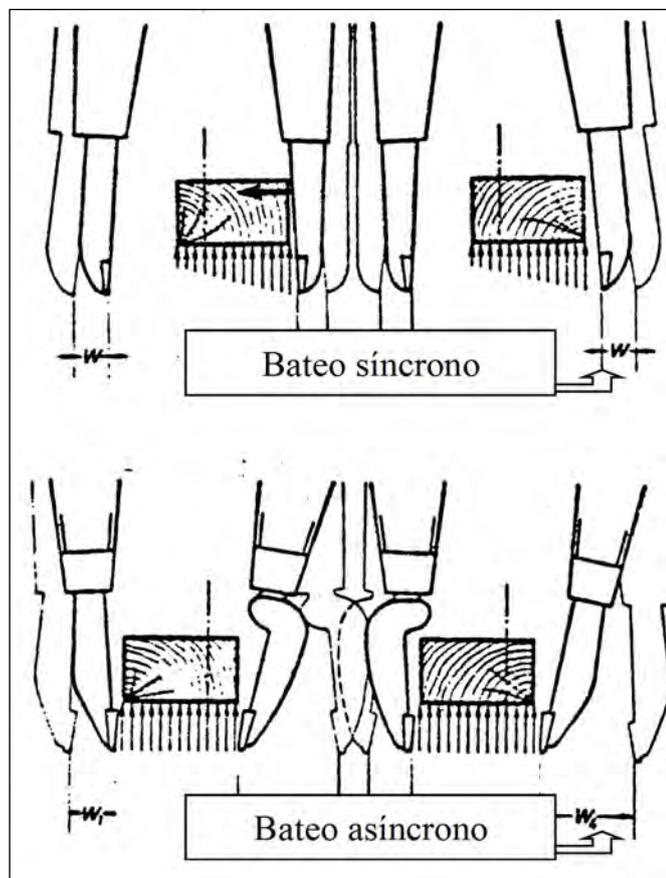
Existen dos tipos fundamentales de bateo según el movimiento de cierre de los bates: el bateo síncrono y el bateo asíncrono. El primero de ellos consiste en que todos los bates de una misma unidad de bateo recorren la misma distancia y detienen su trabajo cuando uno sólo de ellos encuentra una resistencia al avance igual o superior a la

presión de compactación ajustada. Ello supone que el balasto que soporta las traviesas quede compactado de forma heterogénea siendo necesario, incluso con pequeños levantes, bajar los bates dos veces para poder obtener un mejor resultado.

Contrariamente, en el bateo asíncrono cada bate trabaja de forma independiente respecto a los otros bates, recorriendo cada uno distancias distintas hasta alcanzar en cada caso la presión de compactación ajustada. De esta manera se consigue un estado de compactación homogéneo, aunque el equipo de bateo no se encuentre centrado respecto a la traviesa, existan obstáculos puntuales al avance en el propio balasto o bien las traviesas no estén colocadas de forma ortogonal a los carriles. En las **figuras A-VIII.26, A-VIII.27 y A-VIII.28** se muestran gráficamente las ideas expuestas.



*Figura A-VIII.26.- Bateo de traviesas no ortogonales a los carriles. Fuente: López Pita (1983b).*



*Figura A-VIII.27.- Movimiento de cierre de los bates. Fuente: López Pita (1983b).*

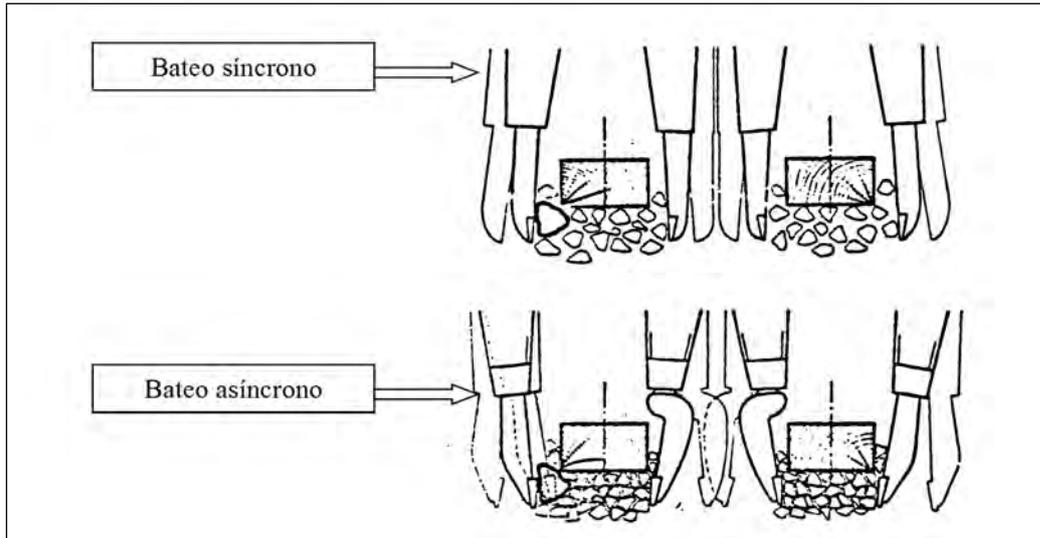


Figura A-VIII.28.- Comportamiento de los distintos tipos de bateo ante un obstáculo en el balasto. Fuente: López Pita (1983b).

#### A-VIII.3.3.4. Vibración de los bates

Los bates experimentan, como ya se ha comentado, tres tipos de movimientos: un movimiento de penetración en la capa de balasto, un movimiento de cierre (síncrono o asíncrono) y un movimiento vibratorio. Este último se caracteriza por una amplitud y una vibración.

Según estudios de Plasser & Theurer, el rango ideal para la amplitud de la vibración es de 3 a 5 mm. Amplitudes mayores podrían suponer un estado de tensiones desaconsejable en la capa de balasto; asimismo, amplitudes menores reducirían la capacidad de compactación del bateo.

Respecto a la frecuencia de vibración, Plasser & Theurer utiliza en sus bateadoras una frecuencia de 35 Hz. Este valor es fruto de distintos estudios experimentales. En efecto, en la **figura A-VIII.29** se muestra cómo en el proceso de bateo, sin sujetar el carril con las uñas de nivelación longitudinal, la vía experimenta un levante utilizando frecuencias de hasta 35 Hz y, en cambio, sufre asiento para frecuencias de vibración superiores, ya que entonces experimenta una reología visco-elástica. Además, se ha encontrado que para 35 Hz se produce un máximo de estabilidad frente al paso de las cargas dinámicas, al producirse una menor deformación de la capa de balasto (**figura A-VIII.30**).

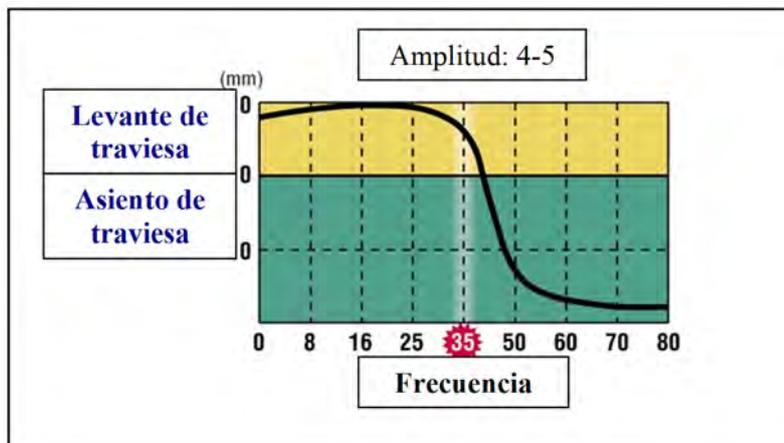


Figura A-VIII.29.- Levante de la traviesa en función de la frecuencia de bateo. Fuente: Diss. TU-Graz Fischer Johann: Einfluß von Frequenz und Amplitude auf die Stabilisierung von Oberbauschotter (1983) en Plasser & Theurer (2001).

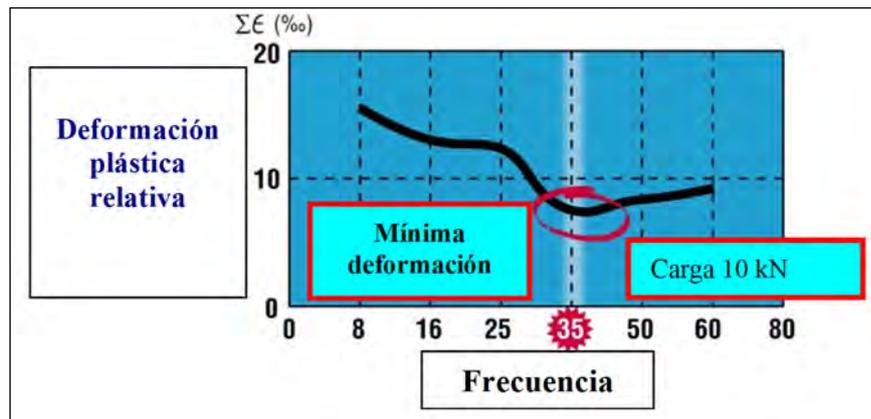


Figura A-VIII.30.- Estabilidad de la vía según la frecuencia de bateo. Fuente: Diss. TU-Graz Fischer Johann: Einfluß von Frequenz und Amplitude auf die Stabilisierung von Oberbauschotter (1983) en Plasser & Theurer (2001).

Por su parte, la investigación llevada a cabo por Matisa apuesta por una vibración de tipo elíptica en la que los bates describen trayectorias horizontales y verticales con una frecuencia de 40 Hz, superior a la escogida en el caso anterior (véase el esquema de la figura A-VIII.31).

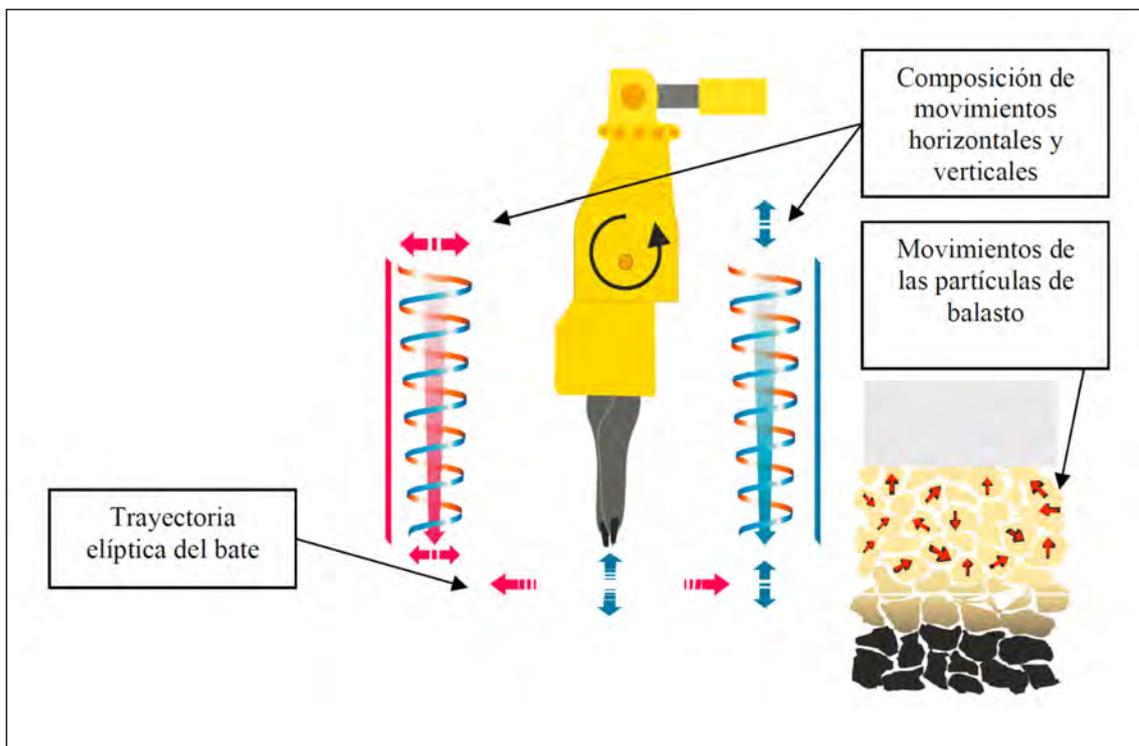


Figura A-VIII.31.- Bateo mediante movimiento elíptico de los bates. Fuente: Matisa.

### **A-VIII.3.4. Operaciones de estabilización dinámica**

#### **A-VIII.3.4.1. Fundamentos**

Los trabajos de mantenimiento llevados a cabo por las bateadoras suponen una modificación de la posición de los áridos que componen el balasto, reduciéndose por este motivo la resistencia lateral de la vía. Esta circunstancia conduce a que habitualmente, después de dichos trabajos, deba establecerse una limitación de la

velocidad de circulación, e incluso que, en tiempo caluroso, se prohíba la realización de los mismos para evitar problemas de pandeo de los carriles. Debe entonces esperarse a que, por el efecto del paso de los trenes, la vía se asiente y con ello aumente su resistencia lateral al quedar las traviesas más confinadas dentro de la capa de balasto.

Con intención de evitar estas restricciones, y poder disponer de una resistencia lateral aceptable en condiciones normales de funcionamiento, inmediatamente después de las operaciones de nivelación, alineación y bateo de la vía, se llevan a cabo trabajos de estabilización dinámica de la vía. Éstos consisten en someter a la vía a la combinación simultánea de una vibración horizontal y una carga vertical constante. Para este trabajo se dispone de los llamados “**estabilizadores dinámicos de vía**”, cuyo esquema se muestra en la **figura A-VIII.32**. En la **figura A-VIII.33** está representada la forma de proceder de esta máquina, concretamente de su grupo estabilizador.

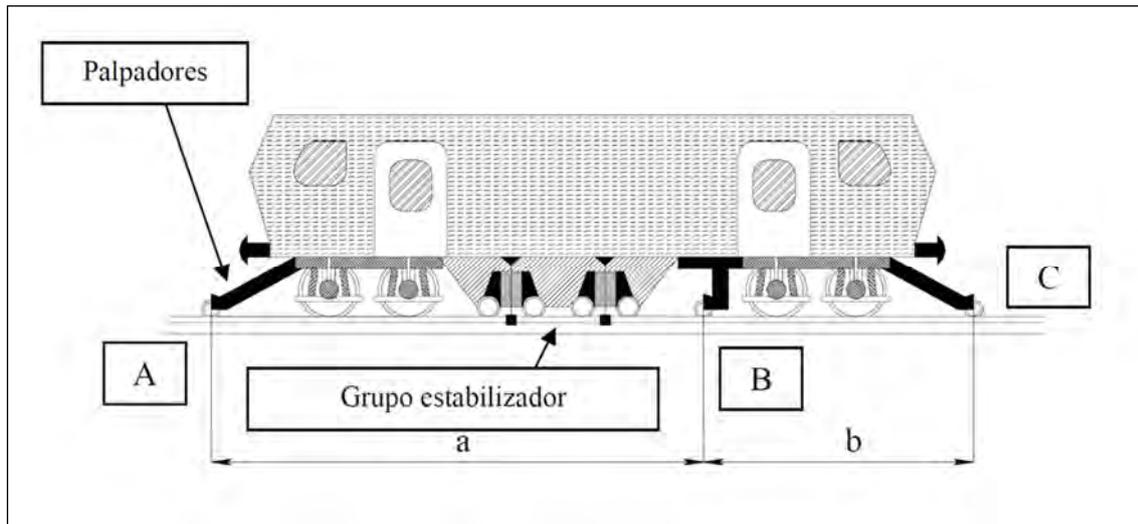


Figura A-VIII.32.- Esquema básico de un estabilizador dinámico de vía. Fuente: elaboración propia.

De acuerdo con Lichtberger (2001), la aplicación de un estabilizador dinámico de vía permite avanzar, sin merma de la calidad geométrica, entre un 30 y 50% del asiento que se produciría en la vía siguiendo un régimen ordinario de los trabajos de mantenimiento. Tanto estudios teóricos como la experiencia recogida de los trabajos de campo evidencian que la labor de estabilización permite extender en un 30% el intervalo entre intervenciones de bateo.

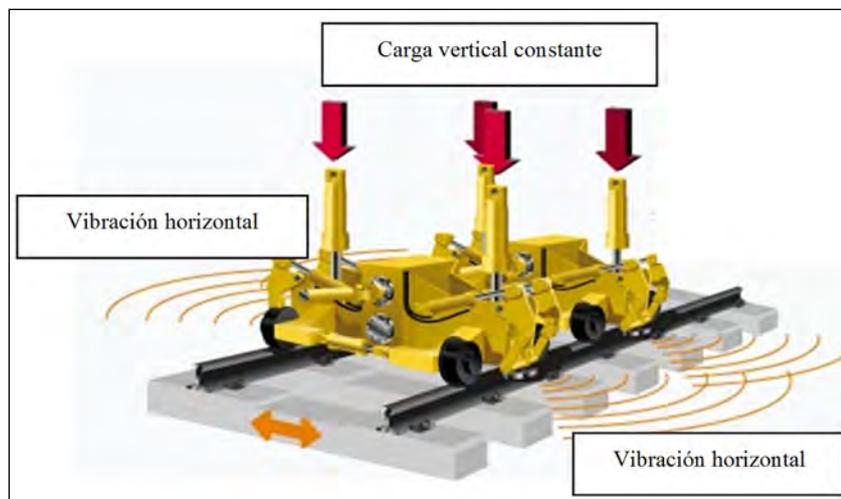


Figura A-VIII.33.- Esquema del grupo estabilizador. Fuente: Plasser & Theurer.

### A-VIII.3.4.2. Efectos sobre el asiento de la vía

Los trabajos de estabilización dinámica permiten anticipar el asiento que experimentaría la vía con el paso de las cargas dinámicas propias de la circulación de los vehículos, si no se efectuaran dichos trabajos. En efecto, la suma de la carga vertical y las vibraciones horizontales permite que los áridos que componen el balasto puedan adoptar una posición conjunta más compacta, lo que supone una reducción de volumen de la capa de balasto.

Ciertamente, las operaciones de bateo efectúan ya una compactación; sin embargo, esta compactación se circunscribe únicamente al balasto situado estrictamente debajo de las traviesas. Esta circunstancia conduce a un estado heterogéneo, quedando incluso algunas zonas con un elevado esponjamiento, especialmente donde se han introducido los bates. Esto presupone que las operaciones de bateo no sustituyen a las de estabilización dinámica, sino que ambas son complementarias. Es habitual, en las líneas de alta velocidad que, tras los trabajos de nivelación y alineación, circule inmediatamente un estabilizador dinámico que deje la vía en condiciones para poder circular sin ningún tipo de restricción.

La alteración resultante de la geometría de la vía en la operación de estabilización, especialmente en lo que concierne a la nivelación longitudinal, obliga a que el estabilizador dinámico disponga de un sistema de palpación (figura A-VIII.32) –semejante al de las bateadoras–, para controlar el estado final de la vía. De esta manera, la carga vertical que ejercen los cilindros de la máquina está controlada por el sistema de nivelación de la misma.

En la figura A-VIII.34, se recoge el resultado de unos ensayos efectuados por la ORE donde queda plasmada la reducción del asiento de la vía cuando se utiliza un estabilizador dinámico. Se puede comprobar que el efecto que supone la operación de estabilización equivale en este aspecto al paso de un tráfico de 140 000 toneladas brutas.

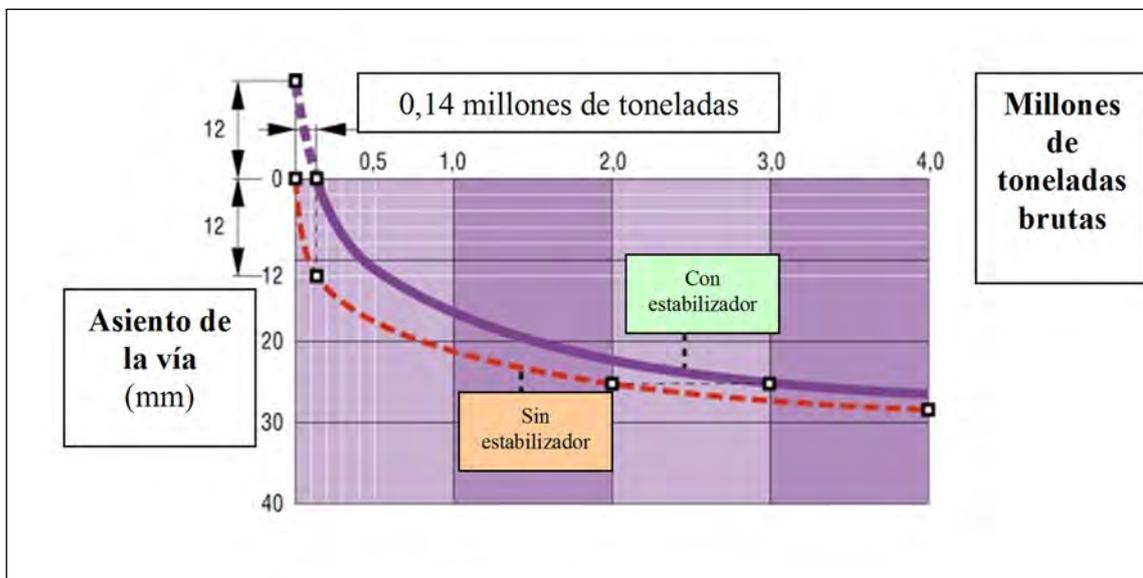


Figura A-VIII.34.- Evolución del asiento de vía en función del tráfico soportado. Fuente: Plasser & Theurer.

Como se ha comentado, el paso del estabilizador dinámico supone una modificación de la nivelación geométrica de la vía que previamente se ha establecido en la operación de bateo. Para garantizar que el estado geométrico final sea el deseado, se han realizado estudios con la pretensión de determinar cómo se han de modificar los valores de nivelación que se introducen en la bateadora, de acuerdo con la acción posterior del

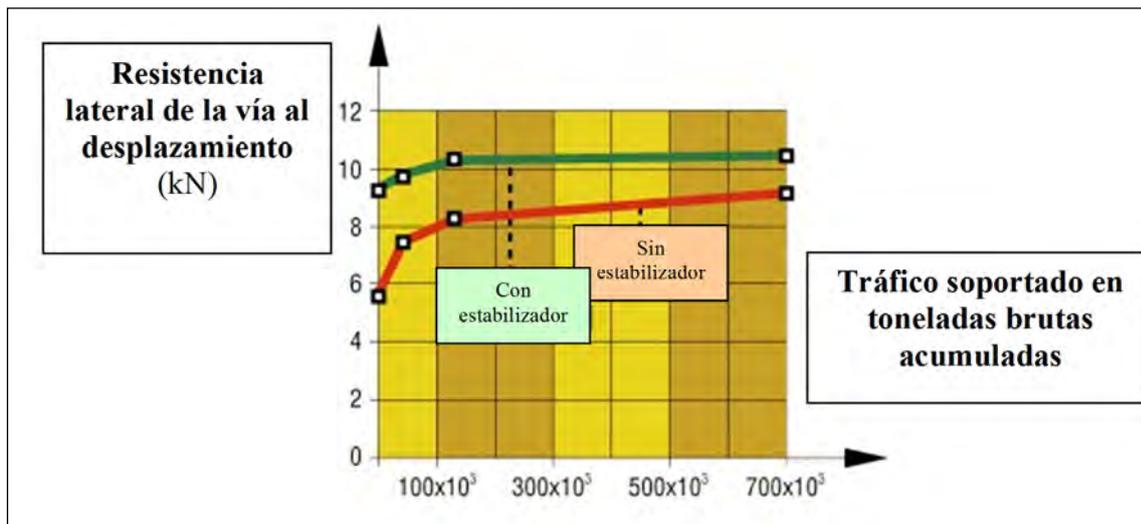
estabilizador dinámico. Concretamente, la empresa COMSA ha elaborado un criterio para modificar los valores de corrección referentes a la nivelación longitudinal, el cual se recoge en la **tabla A-VIII.3**. Puesto que el estabilizador asienta la vía, debe incrementarse la magnitud de los levantes en el proceso de bateo.

*Tabla A-VIII.3. Modificación de los valores de corrección de nivelación longitudinal. Fuente: COMSA.*

Levante original	Levante corregido
Levante entre 1 y 10 mm	Multiplicar por 2
Levante superior a 10 mm	Aumentar en 10 mm

#### A-VIII.3.4.3. Efectos sobre la resistencia lateral de la vía

En la **figura A-VIII.35** se cuantifica la mejora de la resistencia lateral de la vía que supone el uso de un estabilizador dinámico. En el caso de la línea del AVE Madrid – Sevilla las operaciones de estabilización permiten poder realizar operaciones de bateo durante todo el año (incluyendo las estaciones cálidas) y, a la vez, poder explotar la línea sin ningún tipo de restricción tras la ejecución de operaciones de mantenimiento en la vía.



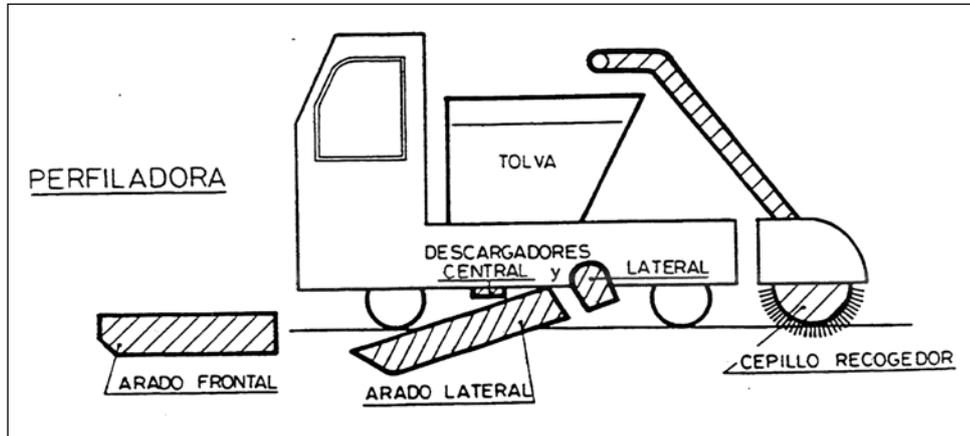
*Figura A-VIII.35.- Evolución de la resistencia lateral de la vía en función del tráfico soportado. Fuente: Plasser & Theurer.*

#### A-VIII.3.5. Operaciones de extendido de balasto y perfilado de la banqueta de la vía

Las operaciones de bateo y estabilización dinámica de la vía requieren en algunos casos, especialmente cuando se han de efectuar levantes importantes, incorporar balasto nuevo sobre el emparrillado de la vía. Esta tarea se lleva a cabo mediante composiciones de tolvas que trasladan el balasto hasta los tramos que lo requieren, y lo vierten en el lado exterior de cada uno de los carriles.

Para repartir ese balasto y dotar a la banqueta de la vía de su sección correcta, se precisa la labor de una “**perfiladora**”. Esta máquina recoge mediante unos arados exteriores el balasto vertido y lo reparte convenientemente en todo el ancho de la vía.

Suele disponer de un elemento de cepillado que recoge el balasto dispuesto sobre la traviesa o el carril, pudiéndolo almacenar en una tolva propia. Debe destacarse, sobre todo en líneas de alta velocidad, la importancia que tiene la limpieza de la vía, de manera que no queden piedras sueltas que puedan impactar con los vehículos. En la **figura A-VIII.36** se muestra un esquema de este tipo de máquina de mantenimiento de vía.



*Figura A-VIII.36.- Esquema básico de una perfiladora. Fuente: García Díaz de Villegas (2000).*

### **A-VIII.3.6. Otros trabajos de mantenimiento de vía relacionados con su geometría**

El desgaste ondulatorio de los carriles, más acentuado en aquellas líneas de ferrocarril por las que circulan trenes con un mismo régimen de marcha –como sucede en muchas líneas de alta velocidad–, obliga a que con cierta regularidad se deban practicar trabajos de esmerilado de la vía. Para ello se utilizan unas máquinas especiales que frota la cabeza del carril con unas piedras esmeriladoras, sometidas a una carga vertical determinada. Mediante varias pasadas, se restablece la geometría requerida de la zona de contacto de los carriles.

Otros desgastes o defectos que pueden aparecer en los carriles obligan a trabajos de reperfilado, que consisten en recortar adecuadamente la sección superior del carril mediante un grupo de cuchillas. De esta manera se eliminan por ejemplo las rebabas debidas a las soldaduras o a los aplastamientos que pueda experimentar la cabeza del carril.

Tanto los trabajos de esmerilado como los de reperfilado se realizan con una frecuencia muy reducida, lo que conduce a que la maquinaria que atiende estos trabajos no forme parte de los recursos existentes en las bases de mantenimiento, a diferencia de lo que sucede con las bateadoras, los estabilizadores dinámicos y las perfiladoras, anteriormente descritas. No obstante, sí suelen ser frecuentes los trabajos de corrección puntual de elementos de la vía (especialmente, sustitución de traviesas y sujeciones en lo que se refiere a la superestructura). Estas intervenciones se llevan a término mediante los recursos propios de las mismas bases de mantenimiento, que deben contar con personal especializado y una dresina dotada de grúa polivalente. Precisamente, en la **figura A-VIII.37** se muestra un ejemplo de sustitución de una traviesa en la línea del AVE Madrid – Sevilla.



Figura A-VIII.37.- Trabajo nocturno de sustitución de una traviesa en la línea del AVE Madrid – Sevilla, utilizando la grúa de una dresina. Fuente: fotografía realizada por el autor.

### **A-VIII.3.7. Rendimiento de los trabajos de mantenimiento de vía**

Los trabajos de mantenimiento de vía obligan a disponer de la línea sin explotación durante un cierto intervalo de tiempo. La elección de la franja horaria nocturna entre la medianoche y las 4 ó las 5 de la madrugada permite una afectación mínima sobre el tráfico. Sin embargo, no es nada despreciable la limitación que imponen estos trabajos al propósito de extender el servicio de trenes de largo recorrido de carácter nocturno o a trenes de mercancías en líneas de alta velocidad de tráfico mixto. En estos casos, la apuesta por una vía en placa puede ser la alternativa adecuada, ya que entonces desaparecen por completo los trabajos de bateo, estabilizado y perfilado de la vía.

En una vía sobre balasto, uno de los trabajos que precisa de más tiempo es el de bateo, asociado a la alineación y nivelación de los carriles. La propia operación de insertar y vibrar los bates en el balasto comporta que el rendimiento de las bateadoras sea el factor limitante cuando se realiza conjuntamente una operación de bateo, estabilización y perfilado de la vía.

Aparte del rendimiento de las bateadoras, debe tenerse en cuenta que los tramos en los que se debe intervenir se pueden encontrar alejados de las bases de trabajo donde está emplazada la maquinaria. De hecho pueden darse distancias entre ambos puntos de hasta 150 km o incluso más, lo que reporta un tiempo considerable de desplazamiento. La maquinaria pesada de vía (bateadora, estabilizador, perfiladora y dresina) suele circular a una velocidad máxima de 90 ó 100 km/h en las líneas de alta velocidad.

Si se considera que en una jornada de trabajo la maquinaria de vía corrige un solo tramo de la línea, partiendo y regresando de la base de mantenimiento, el rendimiento teórico  $Rt_i$  asignado a los trabajos de mantenimiento que se realizan en el tramo  $i$  de la línea se puede aproximar por la expresión matemática:

$$Rt_i = \frac{L_m}{t} = \frac{L_m}{\frac{1}{\alpha} \left( 2 \cdot \frac{d_i}{V_m} + t_{\text{inicio}} + t_{\text{final}} + \frac{L_m}{V'_m} + \frac{L_m}{V_m} \right)} \quad (\text{e-A-VIII.21})$$

donde:

$L_m$  es la longitud del tramo que es objeto de los trabajos de mantenimiento;

$t$  es el tiempo total empleado por la maquinaria;

$d_i$  es la distancia entre el tramo  $i$  y la base de mantenimiento;

$t_{inicio}$  es el tiempo necesario para preparar y posicionar la máquina para la operación de nivelación, alineación, bateo, estabilizado o perfilado (1 min);

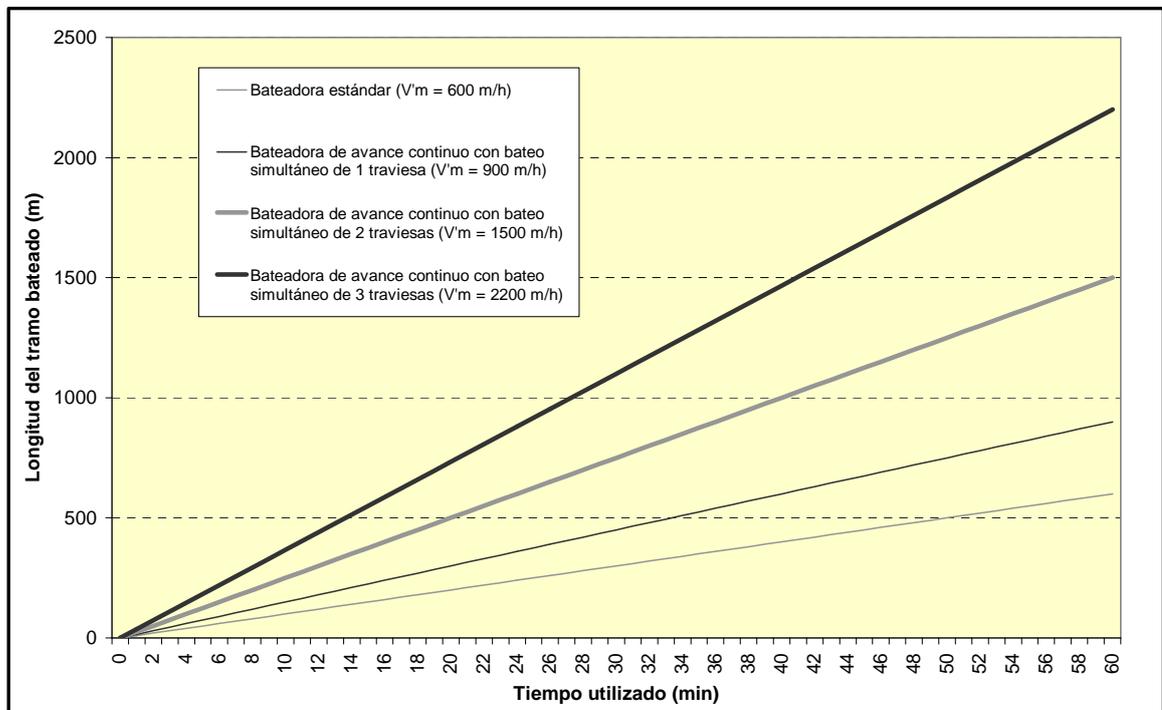
$t_{final}$  es el tiempo necesario para recoger los elementos auxiliares de la máquina (palpadores, grupos de bateo, cepillos, etc.) y prepararla para circular (1 min);

$V_m$  es la velocidad a la que se desplazan los equipos de mantenimiento a lo largo de la vía;

$V'_m$  es la velocidad con que se realizan los trabajos de mantenimiento; y

$\alpha$  es el índice de disponibilidad de la máquina, que se define como el cociente entre el tiempo en que la máquina se encuentra disponible para operar y el tiempo total del periodo considerado –suele estar comprendido entre un 90 y un 95%–.

La introducción de bateadoras de avance continuo capaces de batear varias traviesas a la vez ha permitido aumentar el rendimiento de los trabajos de mantenimiento (los valores de referencia de la velocidad de trabajo se recogen en la **figura A-VIII.38**). Estas máquinas disponen de un bastidor principal que avanza sin interrupción durante el trabajo, y de un bastidor con los grupos de bateo que realiza movimientos cíclicos de avance y retroceso relativos a la propia máquina. Este sistema reporta ventajas no solamente en cuanto al rendimiento de los trabajos, sino también en lo que se refiere a la ergonomía de los operadores y el mantenimiento de la máquina al evitarse las aceleraciones continuas que se producen en una bateadora convencional. Ésta debe detenerse cada vez que se insertan los bates en la vía.



*Figura A-VIII.38.- Velocidades de trabajo de distintas bateadoras y su repercusión.  
Fuente: elaboración propia a partir de datos de Plasser&Theurer.*

Para facilitar las labores de coordinación y reducir el tiempo necesario para posicionar cada máquina, se ha optado en algunos casos por agrupar en una misma máquina distintas funciones, que de forma habitual se realizan de forma separada. En la **figura A-VIII.39** se muestra una bateadora de alto rendimiento que incorpora en su estructura un grupo estabilizador dinámico.

El proceso de mecanización de los trabajos de mantenimiento, aparte de mejorar el rendimiento, ha permitido reducir considerablemente la mano de obra y consecuentemente los costes de mantenimiento. De acuerdo con Lichtberger (1992), el personal de los trabajos de vía se redujo en un 75% entre 1950 y 1982.

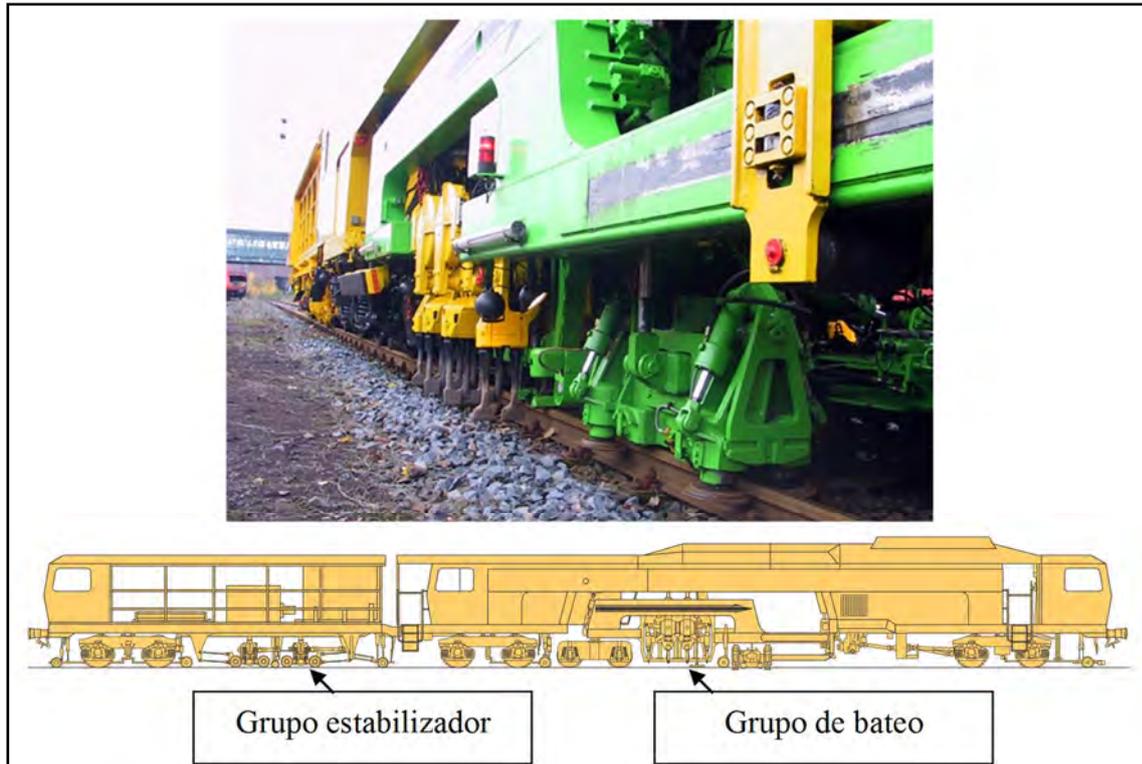


Figura A-VIII.39.- Bateadora 09-3X de trabajo continuo para el bateo simultáneo de 3 traviesas. Fuente: Plasser&Theurer.

#### A-VIII.4. INCIDENCIA ECONÓMICA DE LOS TRABAJOS DE MANTENIMIENTO

Ciertamente, la repercusión económica de las actividades de mantenimiento en una línea ferroviaria supone una magnitud en absoluto despreciable. De forma general, de acuerdo con datos de la UIC, el coste de construcción de una línea de alta velocidad se sitúa dentro del intervalo de 10 a 25 millones de euros por km. El coste de mantenimiento de vía a su vez se estima en una banda definida por 9000 y 15000 euros anuales por km de vía, correspondiendo el primer valor a las líneas francesas de alta velocidad y el segundo a las alemanas (López Pita y Robusté, 2002). En una situación intermedia se sitúan los costes de mantenimiento de vía de la línea del AVE Madrid – Sevilla (alrededor de los 12000 euros anuales por km de vía). Si se considera entonces un periodo de 15 años –periodo de tiempo usual entre dos renovaciones de vía–, ocurre que el coste de mantenimiento global acumulado comporta entre el 1,1% y el 4,5% del coste de construcción de la línea.

De forma más pormenorizada, en la **tabla A-VIII.4** se muestran algunas de las partidas más relevantes dentro del ámbito de mantenimiento de la superestructura de la vía, correspondientes a las líneas de alta velocidad del AVE Madrid – Sevilla y la LGV París – Lyon. Se puede comprobar cómo, en cualquiera de los dos casos, los trabajos de mantenimiento mecanizado mediante maquinaria pesada para el restablecimiento de la geometría de la vía constituyen uno de los capítulos más costosos del mantenimiento de la superestructura, lo que sin duda motiva que se le otorgue una importancia insoslayable en el dimensionamiento y diseño de las bases de mantenimiento.

*Tabla A-VIII.4. Coste medio de mantenimiento en algunas líneas de alta velocidad correspondiente a los trabajos más relevantes practicados a la superestructura.*

*Fuente: Miarnau (1999).*

Descripción de los trabajos	Coste* de mantenimiento anual (€/km de vía)	
	<i>En cursiva se indica el porcentaje respecto al total</i>	
	Línea Madrid/Sevilla	Línea París/Lyon
Abastecimiento y mantenimiento del material y de las herramientas	360,60 <i>3%</i>	835,78 <i>11%</i>
Mantenimiento de la geometría: bateo, estabilizado, perfilado.	4657,84 <i>41%</i>	2047,20 <i>26%</i>
Amolado	126,21 <i>1%</i>	723,09 <i>9%</i>
Mantenimiento de aparatos de vía	2488,19 <i>22%</i>	2375,87 <i>31%</i>
Personal de dirección, de control y de vigilancia	901,52 <i>8%</i>	572,84 <i>7%</i>
Mantenimiento de cercados, taludes y desherbización	768,69 <i>7%</i>	525,89 <i>7%</i>
Reparaciones excepcionales	1971,32 <i>17%</i>	647,96 <i>8%</i>
<b>TOTAL</b>	<b>11274,37</b> <b><i>100%</i></b>	<b>7728,63</b> <b><i>100%</i></b>

\*Euros constantes de 1997.

En la tabla precedente, no se han contemplado los costes de renovación de vía, que contribuyen de forma notable al aumento de los costes globales de mantenimiento a lo largo de la vida útil de una línea de ferrocarril. Es, sin duda, imprescindible en este aspecto el estimar, aunque sea de una forma muy aproximada, el tráfico que pueden soportar los distintos elementos pertenecientes a la superestructura antes de ser necesaria su sustitución. En la **tabla A-VIII.5**, se pone de relieve un distinto ritmo de envejecimiento, y por consiguiente ciclos de vida útil diferentes, para los componentes de mayor relevancia de la vía. Esta circunstancia motiva que la renovación de la superestructura se pueda hacer de forma completa (sustituyendo todos los elementos)

o parcialmente, manteniendo en uso los materiales que no se hayan deteriorado excesivamente.

Este último caso es el correspondiente a la línea LGV Sud – Est. En efecto, entre 1996 y 2001 se ha procedido a renovar el balasto, que se hallaba fragmentado y en un estado avanzado de desgaste, debido a las sollicitaciones dinámicas y a los propios trabajos de bateo, para colocar uno de mejor calidad. Sin embargo, la renovación de los carriles no se va a realizar, de acuerdo con la planificación realizada a medio plazo, hasta el 2008, momento en que se prevé alcanzar un tráfico acumulado de 500 millones de toneladas.

Tabla A-VIII.5. Vida útil aproximada de los componentes de la superestructura de la vía. Fuente: RENFE en Martínez Jorba (1999).

Componente	Vida útil en millones de toneladas brutas	Vida útil en años para un tráfico aproximado de 35000 t/día
Carril UIC-60	500	40
Traviesas de hormigón	500	40
Balasto	250	20

De acuerdo con la UIC (1992), los factores que inciden en el coste de mantenimiento de la vía son los siguientes:

- ❖ Superestructura de la vía (tipo de carril, soldadura, tipo de traviesa, separación entre traviesas, sujeción, profundidad del balasto, calidad del balasto).
- ❖ Características de la plataforma.
- ❖ Condiciones climatológicas.
- ❖ Trazado, especialmente en lo que se refiere a la presencia de curvas.
- ❖ Métodos de mantenimiento (tipo y frecuencia de las renovaciones, materiales utilizados en las renovaciones, mecanización de los trabajos, modernización de la vía favoreciendo mantenibilidad).
- ❖ Características del tráfico en cuanto a velocidad, carga por eje y proporción entre tráfico de mercancías y de viajeros.

No debe pasar desapercibido que la realización de un mantenimiento insuficiente o de mala calidad no solamente repercute en la seguridad ofrecida o en el compromiso adquirido en relación con la calidad de servicio, sino que también implica una serie de sobrecostes, que pueden alcanzar valores elevados. Estos sobrecostes se pueden desglosar en los siguientes conceptos como sintetiza Martínez Jorba (1999):

(a) *Sobrecostes de mantenimiento*, que son debidos, por una parte, a la necesidad de trabajos de carácter urgente (imposibles de ser programados) y, por otra parte, a la exigencia de una auscultación más intensa.

(b) *Sobrecostes de explotación*, que a su vez se pueden descomponer en:

- *Costes directos*, que incluyen:
  - Costes suplementarios en personal de explotación (horas extras, emergencias, etc.).
  - Costes energéticos debidos a la ralentización de las circulaciones y al menor rendimiento de los trabajos de mantenimiento.

- Reembolso de la tarifa o parte de la tarifa del billete a los clientes por incumplimiento de la regularidad garantizada (si existe tal garantía).
- Reembolso a otros contratantes (red y otros organismos) en razón del perjuicio sufrido.
- *Costes indirectos*, que incluyen:
  - Pérdida de clientes y, por consiguiente, disminución de ingresos.
  - Deterioro de la imagen de la empresa explotadora.
  - Aumento de gastos administrativos.
  - Mayores molestias sociales.

Realmente, la evitación de estos sobrecostes reviste un especial interés desde la perspectiva de la aplicación de la Directiva 2001/12. Efectivamente, en el nuevo contexto que define esta Directiva, el “Operador” deberá pagar un canon por el uso de la infraestructura ferroviaria, mientras que el “Administrador de la Infraestructura” estará obligado a satisfacer las sanciones que le imponga el “Organismo Regulador”, si incumple los compromisos adquiridos en el mantenimiento de la vía.

Bajo estos condicionantes se entiende la creación de nuevas líneas de investigación centradas en la evaluación de los costes de mantenimiento de la vía y de su optimización, reduciendo a la vez la afectación al servicio y la probabilidad de aparición de fallos. Dentro de este ámbito cabe citar como trabajos significativos los estudios que se están realizando en la Delft University of Technology en relación con el coste asociado a un ciclo de la vida de la superestructura ferroviaria (“*Track Life Cycle Cost*”). El método que se plantea para proceder a la valoración económica contempla desde los costes directos de mantenimiento y renovación de vía, hasta los costes derivados de las afectaciones al servicio o las sanciones que se estima que se apliquen al “Administrador de la Infraestructura” (Zoeteman, 2001).

Para tener en consideración todas las posibles incidencias y los trabajos de carácter urgente fuera de programación, se ha recurrido además al análisis de modos de fallos, concretamente en este caso a la metodología FMEA (“*Failure Mode, Effects and Criticality Analysis*”).

No obstante, la implementación real de estos métodos reviste de cierta dificultad, que se debe a la indisponibilidad de bases de datos completas y en soporte informático, acerca de las tareas de mantenimiento realizadas y de los valores registrados en las auscultaciones. En muchos casos, esta información se encuentra dispersa dentro de la misma administración ferroviaria o, incluso, es almacenada bajo parámetros definidos de forma distinta, siendo óbice para un análisis conjunto y comparativo. Por ello, es sumamente importante el desarrollo de los Sistemas de Gestión de Activos (“*Asset Management System*”), como son las herramientas de software TIMON, ECOTRACK y TOSMA, capaces además de ofrecer previsiones del deterioro de la superestructura y una planificación de los trabajos de mantenimiento.

Precisamente, la SNCF utiliza el sistema TIMON para procesar los registros de auscultación (nivelación, alineación, peralte, alabeo y ancho de vía), el cómputo de trabajos de vía (bateo, estabilizado, amolado, etc.) y los datos correspondientes a la propia vía (características de sus componentes, antigüedad, trazado, clasificación según la UIC, etc.). Mediante este programa, se puede representar la historia de la calidad de un tramo cualquiera de vía y determinar la fecha de las siguientes intervenciones, realizando una simple extrapolación acorde con la tendencia percibida (Josse y Billet, 1999).



FUNDACIÓN DE LOS  
FERROCARRILES  
ESPAÑOLES