

Índice

Resumen	
Abstract	
Agradecimientos	
Índice.....	<i>i</i>
Lista de tablas.....	<i>v</i>
Lista de figuras.....	<i>vii</i>
Capítulo 1	
INTRODUCCIÓN	1
Capítulo 2	
RESISTENCIA VERTICAL DE LA VÍA.....	5
2.1. Criterios de evaluación	6
2.1.1. Teoría del coeficiente de balasto.....	6
2.1.2. Teoría de Timoshenko, Saller y Hanker	8
2.1.3. Teoría del módulo de vía.....	9
2.1.4. Teoría del coeficiente de rigidez de apoyo	11
2.1.5. El parámetro rigidez vertical de la vía	12
2.2. Relación entre los coeficientes de rigidez vertical	13
2.3. Análisis crítico de los parámetros de resistencia vertical	16
2.3.1. Limitaciones del concepto de coeficiente de balasto.....	17
2.3.2. Sobre la medición de la resistencia vertical de la vía	21
2.3.3. La mayor utilidad del parámetro rigidez vertical de la vía.....	25
2.4. Magnitud habitual de la resistencia vertical de la vía.....	26
2.4.1. Líneas convencionales	26
2.4.2. Líneas de alta velocidad.....	27
Capítulo 3	
IMPORTANCIA DE LA RIGIDEZ VERTICAL DE LA VÍA	30
3.1. Solicitaciones dinámicas verticales sobre la vía	30
3.1.1. Evolución histórica de las formulaciones empíricas	30

3.1.2.	Formulación matemática de Prud'homme.....	34
3.1.3.	Solicitaciones dinámicas verticales a alta velocidad	37
3.2.	Incidencia de la rigidez vertical en los esfuerzos sobre la vía	41
3.2.1.	Sobrecargas dinámicas sobre el carril	41
3.2.2.	Flexión vertical del carril.....	42
3.2.3.	Esfuerzos verticales sobre traviesa y balasto.....	44

Capítulo 4

VALOR ÓPTIMO DE LA RIGIDEZ VERTICAL DE LA VÍA	46	
4.1. Sobre la necesidad de encontrar un valor óptimo.....	46	
4.2. Antecedentes y estado actual de conocimientos	48	
4.3. Identificación de la relación entre rigidez vertical y deterioro de la calidad geométrica de la vía	57	
4.3.1.	Sobre el deterioro de la calidad geométrica de la vía.....	57
4.3.2.	Relación entre esfuerzos verticales y deterioro de la calidad geométrica.....	60
4.3.2.1.	Estudios sobre la incidencia de los esfuerzos verticales en el asiento de vía.....	60
4.3.2.2.	Estudios sobre la incidencia de la carga por eje en las necesidades de mantenimiento.....	64
4.3.3.	Análisis crítico de los conocimientos disponibles	67
4.4. Metodología propuesta	71	
4.4.1.	Relación entre rigidez vertical y costes de mantenimiento.....	71
4.4.1.1.	Criterio de evolución del deterioro de la vía con la rigidez vertical.	71
4.4.1.2.	Criterio de evolución de los costes de mantenimiento con la rigidez vertical.....	75
4.4.1.3.	Comprobación práctica de la validez del criterio adoptado	82
4.4.2.	Relación rigidez vertical y costes energéticos	86
4.4.3.	Cuantificación de la rigidez vertical óptima de la vía	92
4.4.3.1.	Formulación matemática	92
4.4.3.2.	Rigidez vertical óptima de una vía de alta velocidad.....	94
4.4.3.3.	Desarrollo de una formulación aproximada.....	97
4.4.3.4.	Análisis cualitativo de la formulación simplificada	102
4.5. Análisis de sensibilidad	104	
4.5.1.	Frecuencia de circulaciones de ramas de alta velocidad	105
4.5.2.	Velocidad máxima de circulación	108
4.5.3.	Precio de la energía eléctrica	111
4.5.4.	Parámetros de referencia considerados.....	114

4.5.4.1. Frecuencia de circulaciones de referencia	115
4.5.4.2. Coste de mantenimiento de referencia	116
4.5.4.3. Rigidez vertical de referencia	117
4.5.4.4. Carga dinámica de referencia	119
4.5.4.5. Velocidad máxima de referencia	120
4.5.4.6. Sobre la variación de la velocidad máxima a lo largo de una línea	121
4.5.5. Variación en el criterio de evolución del deterioro	122
4.5.5.1. Formulación matemática	123
4.5.5.2. Rigidez vertical óptima según el volumen de tráfico previsto	126
4.6. Síntesis del estudio	127
4.6.1. Sobre la metodología propuesta	127
4.6.1.1. Limitaciones de los estudios anteriores	128
4.6.1.2. Premisas del modelo de evolución del deterioro empleado	129
4.6.2. Sobre los resultados del estudio	131
4.6.2.1. Aplicación de la metodología	131
4.6.2.2. Rigidez vertical óptima de la vía.....	132
4.6.2.3. Importancia económica de lograr una rigidez vertical óptima	133
 Capítulo 5	
DISEÑO PARA RIGIDEZ VERTICAL ÓPTIMA	135
5.1. Planteamiento general.....	135
5.1.1. Configuración estructural de las vías de alta velocidad.....	136
5.1.2. Evaluación aproximada de la rigidez vertical de la vía	138
5.1.2.1. Incidencia de la rigidez global del sistema balasto-plataforma	139
5.1.2.2. Incidencia de la rigidez vertical de la placa de asiento.....	141
5.1.3. Sobre la cuantificación teórica de la rigidez vertical del conjunto balasto-plataforma.....	144
5.1.3.1. Formulaciones aproximadas	145
5.1.3.2. Modelos basadas en la teoría de los sistemas elásticos multicapas	149
5.1.3.3. Cálculo de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma	151
5.1.3.4. Síntesis	155
5.2. Cuantificación teórica de la rigidez vertical de la vía	156
5.2.1. Aplicaciones del método de elementos finitos al ámbito ferroviario .	156
5.2.2. Proceso de modelado	158
5.2.2.1. Sobre la generación de la malla.....	158
5.2.2.2. Tipo de elementos.....	159
5.2.2.3. Discretización usual del dominio de análisis	160

5.2.2.4. Calibrado de la estructura de asiento.....	162
5.2.3. Calibrado del modelo adoptado.....	167
5.2.4. Análisis paramétrico	171
5.2.4.1. Incidencia de las propiedades de las capas de asiento	172
5.2.4.2. Incidencia del espesor de las capas de asiento	173
5.2.4.3. Capacidad portante de la plataforma	175
5.3. Diseño para rigidez vertical óptima	176
5.3.1. Elasticidad óptima de la superestructura ferroviaria.....	176
5.3.2. Sobre la variancia de la rigidez vertical de la vía.....	178
5.3.2.1. Dispersión de la capacidad portante y diseño óptimo de la superestructura	178
5.3.2.2. Valor máximo puntual de rigidez vertical.....	179
5.3.2.3. Sobre las transiciones entre tramos de diferente rigidez vertical .	182
5.4. Limitación de las variaciones de rigidez vertical de la vía.....	182
5.4.1. Origen de la variaciones de rigidez vertical de la vía	188
5.4.1.1. Variaciones en la capacidad portante de la infra-estructura	188
5.4.1.2. Heterogeneidades en la capa de balasto	190
5.4.1.3. Incidencia de las operaciones de mantenimiento.....	192
5.4.1.4. Incidencia de las condiciones climáticas.....	194
5.4.1.5. Defectos de danza de las traviesas	195
5.4.2. Análisis de los conocimientos disponibles.....	199
5.4.2.1. Importancia del fenómeno.....	199
5.4.2.2. Estudios anteriores	203
5.4.3. Síntesis y enfoque del estudio.....	206
5.4.4. Modelo de cálculo	208
5.4.5. Sobre el desarrollo de asientos diferenciales en el balasto.....	214
5.4.6. Influencia en los esfuerzos verticales máximos sobre el balasto	216
5.4.6.1. Formulación del análisis.....	216
5.4.6.2. Análisis de resultados	218
5.4.7. Propuesta de limitación de las variaciones de rigidez vertical.....	224
 Capítulo 6	
CONCLUSIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	229
6.1. Conclusiones	229
6.2. Líneas de investigación futuras	234
REFERENCIAS.....	236
ANEXOS.....	244

Lista de tablas

Capítulo 2

Cuadro 2.1:	Significado físico y relación entre los parámetros de rigidez vertical de una vía.	14
Cuadro 2.2:	Magnitud de la resistencia vertical de la vía en líneas convencionales.....	27
Cuadro 2.3:	Rigidez vertical del sistema balasto-plataforma en vías sobre una plataforma arcillosa de reducido espesor	28
Cuadro 2.4:	Rigidez vertical en las líneas de alta velocidad.	29

Capítulo 4

Cuadro 4.1:	Estudios sobre la incidencia de la rigidez vertical de la vía en los esfuerzos dinámicos en situaciones singulares.....	49
Cuadro 4.2:	Correlación estimada entre el módulo de deformación del suelo y su resistencia a compresión.....	50
Cuadro 4.3:	Influencia de las cargas verticales en el deterioro de la calidad geométrica de la vía, según diferentes autores.	68
Cuadro 4.4:	Ejemplo de relación entre rigidez vertical de la vía y esfuerzos máximos sobre el carril y sobre el balasto.	72
Cuadro 4.5:	Costes de mantenimiento de la línea Paris-Lyon.	77
Cuadro 4.6 :	Relación costes de mantenimiento-rigidez vertical adoptada como situación de referencia.	77
Cuadro 4.8 :	Influencia del tráfico en el asiento de vía según diferentes autores.	79
Cuadro 4.9:	Factor de corrección al coste de mantenimiento de referencia adoptado, según de la frecuencia de ramas de alta velocidad.	80
Cuadro 4.10:	Factor de corrección al coste de mantenimiento de referencia adoptado, según la velocidad máxima de ramas de alta velocidad.	81
Cuadro 4.11:	Comparación de resultados entre la solución exacta y la fórmula simplificada desarrollada.....	101

Capítulo 5

Cuadro 5.1:	Rigidez vertical de las placas de asiento del carril.	137
Cuadro 5.2:	Elementos elásticos actualmente disponibles para regularizar la rigidez vertical de vías sobre balasto.....	142

Cuadro 5.3: Ejemplos de modelos de elementos finitos desarrollados por algunos autores.....	157
Cuadro 5.4: Características mecánicas consideradas para las capas de asiento.....	168
Cuadro 5.5: Módulos de elasticidad de las capas de asiento considerados en el análisis.....	172
Cuadro 5.6: Espesores de materiales considerados en el análisis.....	174
Cuadro 5.7: Parámetros del suelo considerados en el análisis.....	175
Cuadro 5.8: Variación longitudinal de la rigidez vertical del sistema traviesa-balasto-plataforma en secciones españolas.....	184
Cuadro 5.9: Magnitud de los defectos de danza de las traviesas en la línea Pamplona-Castejon.....	196
Cuadro.5.10: Ejemplos de estructuras de transición propuestos por algunas administraciones ferroviarias.....	201
Cuadro 5.11: Registro de auscultaciones de aceleraciones en caja de grasa en la línea Madrid-Sevilla en el periodo Abril 1992-Marzo 2003.....	202
Cuadro 5.12: Velocidad de impacto de la traviesa sobre el balasto para un defecto de danza de 2mm.....	204
Cuadro 5.13: Parámetros de la estructura de vía adoptados en el análisis.....	218
Cuadro 5.14: Incidencia de los defectos múltiples de apoyo de la traviesa en las tensiones máximas transmitidas al balasto.....	222

Lista de figuras

Capítulo 2

Fig.2.1:	Modelo de Winkler para vías sobre largueros.....	7
Fig.2.2:	Transformación del apoyo sobre larguero a apoyo sobre traviesa, según Timoshenko.....	8
Fig.2.3:	Transformación del apoyo sobre larguero a apoyo sobre traviesa, según Saller y Hanker.....	9
Fig.2.4:	Método de viga sobre fundación elástica con base en el módulo de vía.....	10
Fig.2.5:	Coefficiente de reacción de la traviesa.....	11
Fig.2.6:	Representación esquemática del significado del coeficiente de rigidez de apoyo de la traviesa en el modelo de viga sobre apoyos discretos elásticos.....	12
Fig.2.7:	Rigidez vertical de la vía.....	13
Fig.2.8:	Distribución de tensiones bajo traviesas supuesto en el método de viga sobre fundación elástica basado en el coeficiente de balasto.....	17
Fig.2.9:	Distribución de tensiones y deformaciones sobre un medio continuo en el caso de cargas transmitidas mediante una placa flexible o rígida.....	17
Fig.2.10:	Método de las áreas para medir la resistencia vertical de la vía.....	22
Fig.2.11:	Diagrama típico de fuerza/deformación de la vía bajo una excitación cuasi-estática.....	24
Fig.2.12:	Influencia cualitativa de la incorporación de capas de sub-balasto, en la distribución de tensiones sobre la plataforma.....	27
Fig.2.13:	Sección transversal de una línea de alta velocidad.....	28

Capítulo 3

Fig.3.1:	Oscilación dinámica de la carga por rueda.....	32
Fig.3.2:	Resultados para el coeficiente de mayoración dinámico para diferentes criterios.....	33
Fig.3.3:	Coefficiente de mayoración dinámico calculado a través del criterio de Eisenmann para circulaciones de Alta Velocidad y para vehículos convencionales.....	34
Fig.3.4:	Modelo clásico de análisis del sistema vía-vehículo y modelos simplificados considerados por Prud'homme.....	35
Fig.3.5:	Evolución de las sobrecargas dinámicas con la velocidad, de acuerdo con la fórmula de Prud'homme (vehículo TGV).....	37

Fig.3.6:	Contribución de las sobrecargas dinámicas producidas por el peso suspendido y no suspendido (vehículo TGV) en las sobrecargas dinámicas totales.....	38
Fig.3.7:	Cargas dinámicas producidas por un TGV, según el criterio de Eisenmann y el de Prud'homme, para diferente grado de calidad geométrica de la vía.....	38
Fig.3.8:	Área de incidencia de la rigidez vertical de la vía en la carga dinámica por rueda y limitaciones de la fórmula de Eisenamann.	39
Fig.3.9:	Incidencia de los diferentes parámetros en las cargas dinámicas máximas transmitidas al carril.	39
Fig.3.10:	Incidencia de la rigidez vertical de la vía en las sobrecargas dinámicas, a diferentes velocidades.....	41
Fig.3.11:	Incidencia de la rigidez vertical de la vía en las sobrecargas dinámicas, según la calidad geométrica de la vía.	41
Fig.3.12:	Incidencia de la rigidez vertical de la vía en el momento flector máximo del carril.....	43
Fig.3.13:	Incidencia de la rigidez vertical de la vía en las tensiones transmitidas al balasto.....	45

Capítulo 4

Fig.4.1:	Influencia del módulo de vía y de la inercia del carril sobre la potencia disipada.....	47
Fig.4.2:	Relación entre las horas de mantenimiento y la calidad de la plataforma basada en datos de las principales líneas francesas.	49
Fig.4.3:	Relación entre el coeficiente de rigidez de apoyo (ρ) y el espesor de las capas de asiento, para diferentes tipos de palcas de asiento.....	51
Fig.4.4:	Optimización de la rigidez vertical.....	52
Fig. 4.5:	Relación entre la rigidez vertical de la infraestructura de la vía y el deterioro en una línea de alta velocidad.....	54
Fig. 4.6:	Relación entre la rigidez vertical de la infraestructura de la vía y el deterioro en una línea de alta velocidad.....	55
Fig.4.7:	Relación entre rigidez vertical y grado de deterioro de una vía.....	55
Fig.4.8:	Contribución de los diferentes estratos al asiento permanente de una vía de nueva construcción.	57
Fig.4.9:	Representación esquemática de la contribución de la infra-estructura y del balasto en el asiento de una vía ya consolidada.....	58
Fig.4.10:	Influencia de la rigidez vertical de la placa de asiento en la velocidad de vibración del balasto.....	59
Fig.4.11:	Asiento relativo del balasto y deterioro relativo de la calidad geométrica, según la magnitud de la carga dinámica por rueda, para diferentes criterios.....	69
Fig.4.12:	Deterioro relativo de la calidad geométrica con la magnitud de la rigidez vertical según diferentes criterios.....	73
Fig.4.13:	Evolución de los costes brutos anuales de mantenimiento de las líneas de Alta Velocidad Francesas.....	76

Fig.4.14a: Evolución de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica con la rigidez vertical de la vía, de acuerdo con el criterio utilizado.....	78
Fig.4.14b: Comparación entre el criterio de evolución de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica adoptado y datos de las líneas alemanas de alta velocidad.....	85
Fig.4.15: Valores aproximados de la influencia de la rigidez vertical en la potencia disipada por una rueda de 8,15 t circulando a 300 km/h, para un carril UIC60.	86
Fig.4.16: Estimación de los costes anuales de energía disipada en 1 km de vía.....	89
Fig.4.17: Ajuste matemático de la relación entre potencia disipada y rigidez vertical de la vía con carril UIC 60.	90
Fig.4.18: Costes anuales de energía disipada en 1 km de vía de alta velocidad según la frecuencia de la línea.	91
Fig.4.19: Evolución de los costes totales de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía y de energía disipada con la rigidez vertical de la vía.	96
Fig.4.20: Izq.- Comparación en términos absolutos entre la expresión aproximada C_{1A} y la expresión C_1 . Der- diferencia entre ambas expresiones.	99
Fig.4.21: Relación entre la fórmula simplificada y la solución exacta.	101
Fig.4.22: Relación entre la rigidez vertical de la vía y los costes anuales por km de vía según la frecuencia diaria de ramas de AV.	105
Fig.4.23: Rigidez vertical óptima de la vía según la frecuencia de circulaciones de alta velocidad por sentido y por día.....	106
Fig.4.24: Costes totales asociados a la rigidez vertical óptima de la vía, según la frecuencia de circulaciones: comparación con el caso de una vía estándar rígida.	107
Fig.4.25: Relación entre la rigidez vertical de la vía y los costes anuales por km de vía según la velocidad máxima de circulación de la línea.....	109
Fig.4.26: Rigidez vertical óptima de la vía según la velocidad máxima de circulación sobre la vía.....	110
Fig.4.27: Costes totales para la rigidez vertical óptima de la vía, según la velocidad de circulación considerada: comparación con el caso de una vía rígida.	110
Fig.4.28: Evolución del coste unitario de energía de tracción en RENFE.....	112
Fig.4.29: Rigidez vertical óptima de la vía según el precio de energía eléctrica de tracción considerado.	113
Fig.4.30: Costes totales para la rigidez vertical óptima de la vía, según el precio de energía eléctrica de tracción considerado: comparación con el caso de una vía rígida.	114
Fig.4.31: Rigidez vertical óptima de la vía -para una frecuencia de 100 ramas AV por sentido por día- según la frecuencia de circulación consideradas en el caso de referencia.	115
Fig.4.32: Rigidez vertical óptima de la vía según el coste de mantenimiento de referencia considerado.....	117
Fig.4.33: Rigidez vertical óptima de la vía según la rigidez vertical de referencia considerada.	118

Fig.4.34:	Rigidez vertical óptima de la vía según la velocidad máxima de referencia de la línea Paris-Lyon.....	120
Fig.4.35:	Rigidez vertical óptima de la vía según la velocidad de circulación máxima representativa de la línea.	122
Fig.4.36:	Evolución de los costes totales de mantenimiento de la calidad geométrica y de energía disipada con la rigidez vertical de la vía, para el criterio $\alpha=2$	125
Fig.4.37:	Umbral de rigidez vertical óptima de la vía, según el tráfico diario por vía.	126

Capítulo 5

Fig.5.1:	Estructura de vía en la línea de alta velocidad Hannover-Würzburg.	136
Fig.5.2:	Incidencia de la rigidez del sistema balasto-plataforma en la magnitud de la rigidez vertical de la vía.	140
Fig.5.3:	Incidencia de la elasticidad de la placa de asiento en la magnitud de la rigidez vertical de la vía.	141
Fig.5.4:	Ábaco para determinar la rigidez vertical de la placa de asiento según la rigidez vertical óptima de la vía y la rigidez vertical del sistema conjunto balasto-plataforma.	143
Fig.5.5:	Configuración de la vía considerada en el programa GEOTRACK.....	149
Fig.5.6:	Esquema del modelo de vía considerado en el programa KENTRACK.....	150
Fig.5.7:	Rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, según el espesor de balasto y la rigidez de la plataforma -sistema bi-capa-.....	152
Fig.5.8:	Análisis comparativo de la variación de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma según el espesor de la capa de balasto.....	153
Fig.5.9:	Análisis comparativo de la variación de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma según el módulo de deformación de la plataforma.....	154
Fig.5.10:	Análisis comparativo de la variación de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma según el módulo de elasticidad de la capa de sub-balasto... ..	154
Fig.5.11:	Análisis comparativo de la variación de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma según el espesor de la capa de sub-balasto.	155
Fig.5.12:	Modelo convencional de la estructura de vía férrea por elementos finitos.	161
Fig.5.13:	Comportamiento de los parámetros desplazamiento vertical máximo y tensión vertical máxima sobre el sub-balasto y la plataforma al variar el ancho y longitud del dominio.	163
Fig.5.14a:	Comportamiento de los parámetros desplazamiento vertical máxima y tensión vertical máxima sobre la plataforma al variar el espesor de la plataforma.....	163
Fig.5.14b:	Comportamiento de los parámetros desplazamiento vertical máximo y tensión vertical máxima sobre la plataforma al variar el espesor de la misma.....	163
Fig.5.15:	Comportamiento de los parámetros desplazamiento vertical y tensión vertical sobre el sub-balasto y la plataforma al variar las dimensiones del dominio en las tres direcciones.	164
Fig.5.16:	Comportamiento de los parámetros desplazamiento vertical y tensión vertical sobre el sub-balasto y la plataforma al variar la densidad de la malla.	165

Fig.5.17:	Malla de elementos finitos típica empleada en el análisis y ejemplo de resultados para desplazamientos verticales.	167
Fig.5.18:	Resultados para desplazamientos verticales y tensiones verticales según el tipo de elementos empleados.....	169
Fig.5.19:	Resultados de desplazamientos verticales y tensiones verticales según el tipo de suelo.....	170
Fig.5.20:	Rigidez vertical de la vía según el tipo de suelo.....	170
Fig.5.21:	Resultados de la O.R.E. en cuanto a la rigidez vertical de la vía: comparación con los resultados obtenidos.....	171
Fig.5.22:	Influencia del módulo de elasticidad de la capa de balasto.....	173
Fig.5.23:	Influencia del módulo de elasticidad de la capa superior de sub-balasto.....	173
Fig.5.24:	Influencia del espesor de las capas de asiento en la magnitud de la rigidez vertical de la vía.....	174
Fig.5.25:	Influencia del módulo de elasticidad de la plataforma en la rigidez vertical.	175
Fig.5.26:	Rigidez vertical de la vía según la capacidad portante de la plataforma, para diferentes tipos de placa de asiento.	177
Fig. 5.27:	Tensiones verticales medias sobre el balasto según la rigidez vertical de la vía y el área de apoyo de la traviesa.	181
Fig.5.28:	Esfuerzos verticales transmitidos por las masas no suspendidas del vehículo en diferentes puntos de un tramo de vía.	183
Fig.5.29:	Esfuerzos verticales transmitidos por las masas suspendidas del vehículo en diferentes puntos de un tramo de vía.....	183
Fig.5.30:	Variaciones de rigidez vertical de la vía y influencia de las operaciones de bateo.	183
Fig.5.31:	Variaciones de la deflexión vertical de la vía a lo largo de tramos de vía de buena y mala calidad.	184
Fig.5.32:	Evolución longitudinal de la rigidez vertical de la vía en infraestructuras de buena y mala capacidad portante.....	185
Fig.5.33:	Variaciones de rigidez vertical del apoyo de la traviesa en un tramo cerca de Elstree, Londres.....	185
Fig.5.34:	Medición de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma llevado a cabo por el proyecto ISERT en un tramo de vía localizado en Leominster.....	186
Fig.5.35:	Variaciones de rigidez vertical en traviesas consecutivas, según los resultados de ensayos realizados en Leominster..	186
Fig.5.36:	Medición continua de las deflexiones verticales del carril en una vía de reducida calidad.....	187
Fig. 5.37:	Variaciones longitudinales de rigidez vertical del sistema balasto-plataforma y nivelación longitudinal de una vía nueva de buena calidad..	187
Fig.5.38:	Variación longitudinal de la capacidad portante de la plataforma en la Línea Madrid-Barcelona.....	188
Fig. 5.39:	Variaciones longitudinales de rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, relacionadas con las características de la plataforma..	189
Fig.5.40:	Ejemplos de variaciones acentuadas de rigidez vertical de la vía.	189

Fig.5.41:	Variaciones de rigidez vertical de la vía producidas por las obras de drenaje transversales a la vía, según tamaño y profundidad.	190
Fig.5.42:	Densidades del balasto en el perfil transversal de la vía.	191
Fig.5.43:	Variaciones del espesor de balasto a lo largo de un tramo de vía.	191
Fig.5.44:	Variaciones del espesor del balasto y capas de asiento.	192
Fig.5.45:	Variaciones del coeficiente de balasto y influencia de las operaciones de bateo.	192
Fig.5.46:	Variaciones del coeficiente de balasto y influencia de la estabilización dinámica de la vía.	193
Fig.5.47:	Influencia de las operaciones de bateo en las dispersiones en torno al valor medio del módulo de vía de un dado tramo.	194
Fig.5.48:	Evolución con el tráfico y las operaciones de bateo de la deflexión media y de su dispersión a lo largo de un tramo de vía sobre plataforma arcillosa.	194
Fig.5.49:	Resultados de Eisenmann sobre la magnitud del coeficiente de balasto.	195
Fig.5.50:	Características de la relación carga aplicada-deflexión, en vías con o sin presencia de defectos de danza de las traviesas.	196
Fig.5.51:	Obtención del módulo de vía en base al método de las áreas.	197
Fig.5.52:	Deflexión elástica y de asiento en una sección de línea de transporte de carbón de Sudáfrica.	197
Fig.5.53:	Corrección de los defectos de danza con el bateo del balasto.	198
Fig.5.54:	Resultados de carga-deflexión efectuados en un tramo de reducida capacidad portante.	198
Fig.5.55:	Defectos de danza de las traviesas medidos en la línea de alta velocidad alemana Hannover-Würzburg.	199
Fig.5.56:	Defectos de danza de las traviesas en dos tramos consecutivos del corredor Nordeste de Amtrack, Estados Unidos.	199
Fig.5.57:	Efecto de las mantas elásticas en puentes de hormigón.	200
Fig.5.58:	Sección de transición terraplén-obra de fábrica de la línea Madrid-Sevilla.	201
Fig.5.59:	Valores máximos admisibles en la variación longitudinal de rigidez de apoyo del carril según el área de apoyo y la distancia entre traviesas.	203
Fig.5.60:	Evolución del perfil longitudinal de una vía inicialmente rectilíneo compuesto por una parte de plataforma rígida y otra flexible.	206
Fig.5.61:	Esquema del modelo de cálculo adoptado para el estudio.	210
Fig.5.62:	Ejemplos de definición de las características no-lineales del elemento representativo de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, k_{bp}	210
Fig.5.63.:	Resultados del modelo de cálculo propuesto en cuanto a reacción máxima bajo traviesa, según la rigidez vertical del apoyo del carril.	213
Fig.5.64:	Distribución de tensiones y deflexiones verticales de la traviesa a lo largo de una transición obra de fábrica-plataforma natural.	214
Fig.5.65:	Efecto de la elasticidad de la placa de asiento en una transición obra de fábrica-plataforma natural: reacción bajo traviesa y asiento después de 1.10^6 ciclos.	215
Fig.5.66:	Efecto de la elasticidad de la placa de asiento en las líneas de alta velocidad españolas en el caso de una transición obra de fábrica-plataforma natural.	216

Fig.5.67:	Influencia de la calidad geométrica inicial considerada en las tensiones verticales sobre el balasto en caso de variación de rigidez vertical del apoyo equivalente del carril.	217
Fig.5.68:	Influencia de las variaciones de rigidez vertical en el sistema balasto-plataforma en la reacción máxima bajo traviesa	219
Fig.5.69:	Influencia de las variaciones bruscas de rigidez en la reacción máxima bajo traviesa, en relación al caso de una sección homogénea.	219
Fig.5.70:	Influencia de la placa de asiento en casos de variaciones bruscas de rigidez del sistema balasto-plataforma.	220
Fig.5.71:	Influencia de la longitud de las variaciones puntuales de rigidez vertical.	221
Fig.5.72:	Influencia de un defecto de apoyo de la traviesa en la reacción vertical cuasi-estática en las traviesas contiguas.....	221
Fig.5.73:	Reacción máxima bajo traviesa a lo largo del tramo con defectos de danza de las traviesas de la línea de alta velocidad Hannover – Würzburg.	222
Fig.5.74:	Influencia de la presencia de defectos múltiples de danza de la traviesas, en los efectos provocados por las variaciones de rigidez.....	223
Fig.5.75:	Máxima variación de rigidez vertical equivalente del sistema balasto-plataforma, para una placa de asiento rígida y flexible.	225
Fig.5.76:	Máxima variación admisible de rigidez vertical equivalente de apoyo del carril y relación con la rigidez vertical de la vía.....	226
Fig.5.77:	Medición del parámetro rigidez vertical de la vía a lo largo de una transición.	227
Fig.5.78:	Máxima variación admisible del parámetro rigidez vertical de la vía, medido entre traviesas consecutivas.....	228

Capítulo

1

INTRODUCCIÓN

Después de casi dos siglos de existencia, el ferrocarril ha pasado por un periodo de vertiginosa expansión y afirmación como principal medio de transporte, hasta una gradual pérdida de protagonismo que lo llevó incluso al borde de la desaparición, sino hubiese sido por su imbatible competitividad en segmentos concretos, como los núcleos urbanos o los corredores densamente poblados. En la actualidad, el ferrocarril ocupa un lugar modesto en el mercado del transporte: en el ámbito europeo, su cuota no supera el 6% del tráfico total en servicios de pasajeros y el 8% en servicios de mercancías.

No obstante, la introducción de los primeros servicios de Alta Velocidad hace ya casi cuarenta años supuso un revulsivo muy significativo en la forma de entender el ferrocarril: de condenado al fracaso, pasó a ser sinónimo de progreso y vanguardia tecnológica. El importante éxito alcanzado por la Alta Velocidad ferroviaria desde sus primeros años de explotación comercial dio en cierto modo el lema para lo que debe constituir la “tercera vía” del ferrocarril, aplicada a todos los servicios: innovación y calidad que se expresan en criterios como la seguridad, velocidad, puntualidad, confort y comodidad, entre otros.

Naturalmente, este importante éxito de la Alta Velocidad no hubiese sido posible si el cumplimiento de estos criterios de calidad supusiese un considerable incremento de los costes de explotación, entre los cuales destacan los costes de conservación, que suponen unos gastos anuales de hasta 60.000 Euros por kilómetro de línea por año, dos tercios de los cuales exclusivamente destinados a la conservación de la vía férrea. En ese sentido se comprende el prioritario interés, para potenciar la rentabilidad de este medio de transporte, de lograr una minimización de los costes de mantenimiento de la vía férrea, principalmente en un momento en el que se plantea la elevación de las velocidades máximas de circulación hasta los 350 km/h, como es el caso en la nueva línea Madrid-Barcelona-Frontera Francesa. Las operaciones de conservación se hacen necesarias debido al deterioro de la calidad de la vía producido por el paso repetido de las circulaciones. Ese deterioro aumenta con la velocidad de circulación, con lo cual, para incrementar esa velocidad de circulación sin incrementar los costes de mantenimiento resulta necesario actuar en otros parámetros. A ese

respecto, cabe recordar las conclusiones del ingeniero francés André Prud'homme con ocasión del diseño de la primera línea de Alta Velocidad francesa, quién comprobó que para permitir un incremento de velocidades máximas de circulación sin conllevar un importante aumento de los esfuerzos verticales y consecuentemente del deterioro de la vía, se debería actuar fundamentalmente en la reducción de las magnitudes de dos parámetros: el peso no suspendido de los vehículos y la rigidez vertical de la vía.

La reducción del primer parámetro fue un hecho con la entrada en servicio de las primeras ramas de Alta Velocidad francesas, con pesos no suspendidos inferiores en cerca de 50% a los de las locomotoras convencionales. Este importante avance tecnológico en el material circulante constituye, sin lugar a dudas, una de las más importantes claves del éxito de la Alta Velocidad, al posibilitar un notable incremento de las velocidades de circulación sin conllevar incrementos proporcionales en los esfuerzos dinámicos verticales transmitidos a la vía.

Sin embargo, en el caso de la rigidez vertical de la vía, la tendencia seguida en las líneas de Alta Velocidad no fue la de una reducción de su magnitud. En efecto, la necesidad de aumentar la fiabilidad de la estructura de vía llevó a la incorporación de unos elevados requisitos a nivel de capacidad portante de la infraestructura, aumentando de este modo la rigidez vertical de la vía con relación a las vías convencionales. Los efectos negativos de ese incremento fueron comprobados por administraciones ferroviarias como la DB Alemana, que observó con un acentuado deterioro prematuro de la calidad geométrica de aquellas vías con mayor rigidez vertical. La experiencia fue poniendo de relieve que una excesiva rigidez de la estructura de asiento debe compensarse con una mayor elasticidad en la superestructura. Sin embargo no existe ningún criterio que estipule cual debe ser esa elasticidad y cómo evaluarla, sino apenas una convicción cualitativa basada en la experiencia acumulada en las líneas en explotación comercial. Este hecho se comprueba al verificar la gran disparidad de las soluciones estructurales adoptadas en las diferentes líneas de Alta Velocidad.

En ese ámbito, el presente estudio tratará de profundizar en el conocimiento sobre la incidencia de la rigidez vertical en los mecanismos de deterioro de la calidad geométrica de la vía. Pero cabe destacar que la rigidez vertical no solo influye en el deterioro de la vía sino que también tiene un papel relevante en la energía disipada por los vehículos al circular por la misma. Ese papel ha sido omitido en los estudios más recientes, aún cuando, como se comprobará posteriormente, puede tener una importante repercusión económica.

El objetivo de la tesis consiste en definir una metodología en base a los conocimientos disponibles que permita evaluar cual es la magnitud de la rigidez vertical de la vía que optimiza su relación con el deterioro de la calidad geométrica de la vía y las resistencias al avance de los vehículos. Se reflexionará también sobre como lograr esa magnitud desde el

punto de vista del diseño estructural de la vía y en concreto desde la perspectiva de la elasticidad adecuada de los elementos de la superestructura.

Por otra parte, se evaluarán las consecuencias de la dispersión de la rigidez vertical de la vía. En efecto, es sabido que las vías sobre balasto, debido a su propia naturaleza, presentan importantes variaciones de capacidad portante a lo largo de un trazado. Esas variaciones son en ocasiones muy pronunciadas, lo cual supone unas importantes fluctuaciones de los esfuerzos dinámicos verticales sobre el balasto que se traducen en un deterioro muy acelerado de la calidad geométrica en esas secciones. Este hecho ha sido objeto de numerosas publicaciones en los últimos años, sobretodo después de comprobarse que incluso en las líneas de alta velocidad estas heterogeneidades de la vía pueden ser muy significativas. En el ámbito de este estudio, el objetivo será el de reflexionar sobre la conveniencia de definir un criterio que limite las variaciones admisibles de la rigidez vertical entre traviesas consecutivas, para garantizar una evolución del asiento de la vía dentro de unos aceptables niveles para las líneas de alta velocidad.

La tesis se divide en 6 capítulos que se describen a continuación:

- El presente *capítulo 1*, que contiene el enfoque y los objetivos generales de la tesis.
- El *capítulo 2* se centra en los parámetros de resistencia vertical habitualmente empleados en la literatura ferroviaria, discutiendo su significado físico, su validez conceptual y su utilidad práctica.
- El *capítulo 3* discute la importancia del parámetro ‘rigidez vertical de la vía’ en los esfuerzos verticales transmitidos por los vehículos a alta velocidad.
- El *capítulo 4* analiza en profundidad la problemática de la rigidez vertical de la vía, los estudios anteriores de optimización y el conocimiento actual sobre la incidencia de este parámetro en el deterioro de las vías sobre balasto. En base a ello, se desarrolla una metodología de análisis económico de la relación de ese parámetro con los costes de mantenimiento de la calidad geométrica y los costes de energía disipada sobre la vía, la cual posibilita identificar un umbral de rigidez vertical óptima según las características de una línea de alta velocidad. Posteriormente se evalúa la sensibilidad de la metodología propuesta a las diferentes variables del modelo.
- En el *capítulo 5* se evalúa la rigidez vertical de las diferentes configuraciones estructural de las vías de alta velocidad, cuantificando, en base a un modelo por elementos finitos, la elasticidad de la placa de asiento del carril que permite lograr en cada caso un valor óptimo de la rigidez vertical de la vía definido en el anterior capítulo. A su vez, se reflexiona sobre las dispersiones habituales de rigidez vertical de la vía y se analiza su posible incidencia en el deterioro de la misma. En base a los resultados obtenidos se propone la consideración de un criterio de máxima variación de este

parámetro entre traviesas consecutivas, de tal modo que se minimice el deterioro y se garantice la validez de las consideraciones establecidas en el capítulo 4.

- Por último en el *capítulo 6* se recogen las principales conclusiones del estudio y se proponen las futuras líneas de investigación con relación a la optimización de las vías de alta velocidad sobre balasto.

Capítulo

2

RESISTENCIA VERTICAL DE LA VÍA

La introducción de la locomotora a vapor en el enlace Stockton-Darlington en 1825 supuso la consolidación del ferrocarril como medio de transporte, llevando a la construcción de numerosas líneas por todo el mundo, de tal modo que, apenas 50 años después de la inauguración de dicho enlace, la red ferroviaria mundial ya sobrepasaba los 250.000 kms. No obstante, la construcción de esas primeras líneas no se hacía en base a ningún criterio científico concreto, ya que fue solamente a partir de finales del siglo XIX cuando se empezaron a desarrollar los primeros estudios para evaluar los esfuerzos producidos por los vehículos sobre las vías.

Las primeras aportaciones de relieve se atribuyen a autores como Winkler (1867), Schwedler (1882) y Zimmermann (1888), cuyas formulaciones basadas en un modelo de viga sobre fundación elástica para vías sobre largueros fueron posteriormente adaptadas a vías sobre traviesas, y constituyen hasta hoy, todavía la metodología convencional de cálculo de los esfuerzos producidos por flexión del conjunto carril-traviesa sobre el sistema balasto-plataforma. En esta referida metodología de análisis, la resistencia vertical de la vía viene definida a través de un parámetro global de resistencia vertical, el coeficiente de balasto o el módulo de vía, según se adopte la teoría de Winkler (1867) o la de Talbot (1918).

Otra metodología de análisis de los esfuerzos sobre la vía, más acorde con las características de una estructura de vía sobre traviesas, consiste en considerar el carril como una viga continua sobre apoyos discretos elásticos. También en este caso, la resistencia vertical del apoyo del carril se evalúa considerando un parámetro global: el coeficiente de rigidez de apoyo.

Así, en ambas metodologías de análisis, las características resistentes de la vía en el sentido vertical se reducen en cada caso a un solo parámetro, lo cual simplifica el cálculo de esfuerzos sobre la vía. No obstante, la validez de estos métodos depende de una correcta estimación de la magnitud de estos parámetros globales, los cuales en realidad deben

representar la compleja interacción entre los diferentes elementos que constituyen el apoyo de las traviesas. En ese sentido, existe aún una cierta ambigüedad en cuanto a los métodos de cuantificación de estos parámetros de resistencia, así como en cuanto al significado físico de los resultados obtenidos.

Se comprueba que, para que las mediciones obtenidas en ensayos experimentales correspondan a la situación real, esos parámetros no pueden cuantificarse directamente por sí mismos, sino que deben deducirse de mediciones efectuadas sobre el carril. De este modo, el parámetro “rigidez vertical de la vía”, definido como la relación entre una carga puntual aplicada sobre el carril y el asiento elástico provocado por la misma, es en realidad el parámetro conceptualmente más adecuado para caracterizar la resistencia vertical de una vía, conforme se expondrá a continuación.

2.1. Criterios de evaluación

2.1.1. Teoría del coeficiente de balasto

Los primeros estudios de relieve sobre el comportamiento mecánico de una vía se atribuyen a Winkler (1867), quien, para el caso de vías sobre largueros, planteó el análisis en base a la asimilación del conjunto carril-larguero como una viga continua apoyada uniformemente sobre un medio compresible (fig.2.1), partiendo de la conocida ecuación diferencial de equilibrio a flexión:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p(x) = q(x) \quad (2.1)$$

Donde,

$y(x)$: flexión vertical en punto x ;

EI : rigidez efectiva a flexión, en el sentido vertical, del conjunto carril-larguero;

$q(x)$: carga vertical ejercida por las ruedas;

$p(x)$: presión de contacto continuo entre el larguero y la plataforma;

Para caracterizar la resistencia vertical del apoyo del sistema carril-larguero, el autor alemán propuso la consideración de una relación de proporcionalidad entre asientos y presiones del tipo:

$$p^*(x) = C \cdot y(x) \quad (2.2)$$

Donde,

$p^*(x)$: presión por unidad de superficie;
 C: constante;

La constante C, con dimensiones de densidad, quedaría posteriormente conocida como constante de Winkler o coeficiente de balasto.

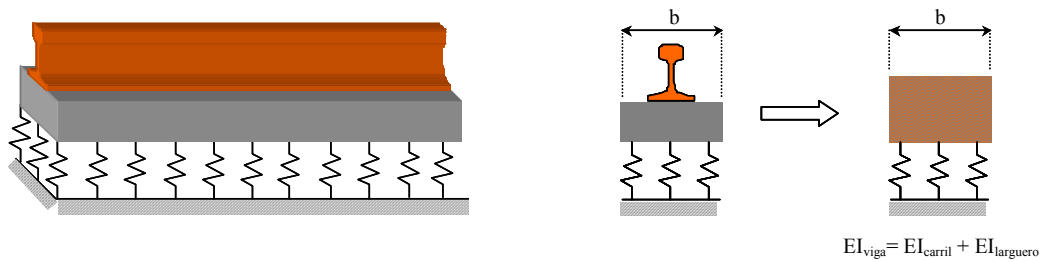


Fig.2.1: Modelo de Winkler para vías sobre largueros.

Así, considerando un larguero de ancho b:

$$p(x) = b \cdot p^*(x) = b \cdot C \cdot y(x) \quad (2.3)$$

con lo que, sustituyendo en (2.1) se obtiene:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + b \cdot C \cdot y(x) = q(x) \quad (2.4)$$

ecuación que representa la reacción de la viga carril-larguero reposando sobre un medio elástico definido por el coeficiente de balasto C, bajo la acción de una carga uniformemente distribuida $q(x)$.

Winkler (1875) desarrolló las soluciones para el caso de cargas concentradas equidistantes y posteriormente, primero Schwedler (1882) y luego Zimmermann (1888) publicaron las conocidas soluciones para el caso de una sola carga Q aplicada en un punto $x=0$:

$$y(x) = \frac{Q}{2 \cdot b \cdot C} \cdot \frac{1}{L} \cdot e^{-\frac{x}{L}} \cdot \left[\cos \frac{x}{L} + \sin \frac{x}{L} \right] \quad (2.5)$$

$$M(x) = \frac{Q}{4} \cdot L \cdot e^{-\frac{x}{L}} \cdot \left[\cos \frac{x}{L} - \sin \frac{x}{L} \right] \quad (2.6)$$

Donde,

- Q: carga aplicada en el punto $x=0$, N
- EI: rigidez a flexión en el sentido vertical del conjunto carril-larguero, N/mm^2
- C: coeficiente de balasto, N/mm^3
- b: ancho del larguero, mm
- L: longitud elástica, definida por

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{b \cdot C}} \tag{2.7}$$

La buena correlación entre los resultados calculados con esta metodología y las mediciones de las flexiones del carril obtenidas en ensayos con un vagón de dos ejes, llevaron a Zimmermann (1888) a afirmar como suficiente, el empleo de las referidas fórmulas para el cálculo de esfuerzos verticales en vías sobre largueros.

2.1.2. Teoría de Timoshenko, Saller y Hanker

La teoría de viga sobre fundación elástica expuesta anteriormente para el coeficiente de balasto corresponde al caso de un apoyo continuo del carril. La aplicación del método de Winkler a vías sobre traviesas fue propuesta primero por Flamache (1904) y luego Timoshenko (1915), suponiendo que el soporte que ofrece una traviesa al carril es equivalente al que ofrecería el área de larguero entre dos traviesas consecutivas (fig.2.2), o sea:

$$b = \frac{A_t}{d} \tag{2.8}$$

- Con, A_t : área de apoyo de la traviesa, mm^2
- b: ancho equivalente del larguero, mm
- d: distancia entre traviesas, mm

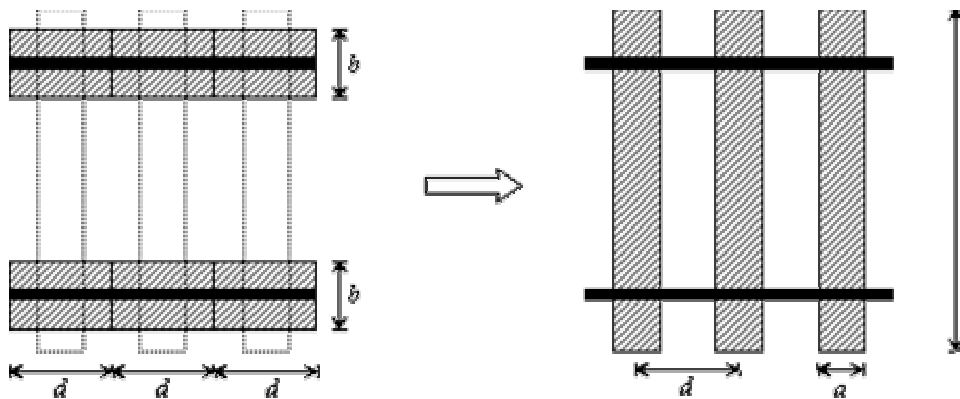


Fig.2.2: Transformación del apoyo sobre larguero a apoyo sobre traviesa, según Timoshenko (1915).

Cabe señalar que la relación (2.8) parte de la admisión de una cierta proximidad de los soportes elásticos, por lo que desde un punto de vista conceptual dicha relación no sería válida para apoyos muy distantes.

Más tarde Saller (1932) y Hanker (1935) plantearían la adopción de un área útil de apoyo conforme se puede observar en el esquema de la fig. 2.3, consideración más representativa de lo que ocurre en la realidad, dada la reducida influencia de la zona central de la vía en la resistencia vertical de la misma.

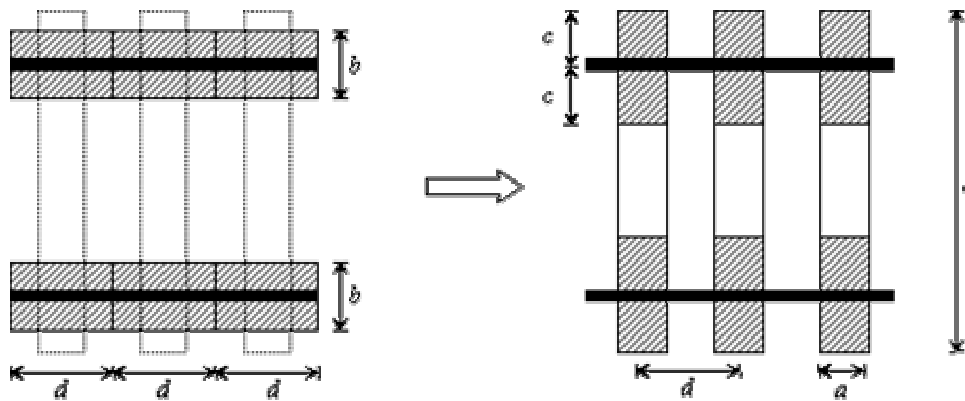


Fig.2.3: Transformación del apoyo sobre larguero a apoyo sobre traviesa, según Saller (1932) y Hanker (1935).

2.1.3. Teoría del módulo de vía

A inicios del siglo XX y en el marco de los importantes trabajos del “Comitee AREA-ASCE on stresses in Track”, Talbot aplicó la formulación de viga continua sobre apoyos elásticos propuesta por Winkler (1867) y Schwedler (1882), utilizando un parámetro ‘módulo de vía’ para caracterizar la rigidez del apoyo del carril por unidad de longitud de este, matemáticamente:

$$p(x) = u \cdot y(x) \tag{2.9}$$

Donde,

- p(x): fuerza de soporte por unidad de longitud de carril, N/mm
- y(x): asiento vertical del carril, mm
- u: módulo de vía, N/mm²

El significado práctico del módulo de vía se describe como la carga uniformemente aplicada sobre el carril que produce en éste un asiento unitario (kg/cm²). No obstante, dado que en la realidad las cargas transmitidas por los vehículos pueden ser consideradas como

puntuales, resulta más adecuado definir el módulo de vía en términos de reacción del apoyo del carril, por unidad de longitud y por unidad de deflexión del mismo, conforme se ejemplifica en la fig.2.4.

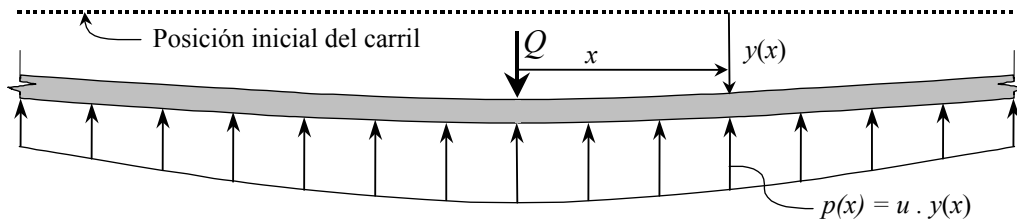


Fig.2.4: Método de viga sobre fundación elástica con base en el módulo de vía.

Así, la conocida ecuación diferencial del modelo de viga sobre fundación elástica toma en este caso la forma siguiente:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + u \cdot y = 0 \quad (2.10)$$

cuyas soluciones para la deflexión del carril y el momento flector del mismo son:

$$y(x) = \frac{Q}{2 \cdot u} \cdot \frac{1}{L} \cdot e^{-\frac{x}{L}} \cdot \left[\cos \frac{x}{L} + \sin \frac{x}{L} \right] \quad (2.11)$$

$$M(x) = \frac{Q}{4} \cdot L \cdot e^{-\frac{x}{L}} \cdot \left[\cos \frac{x}{L} - \sin \frac{x}{L} \right] \quad (2.12)$$

con,

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{u}} \quad (2.13)$$

Cabe destacar que, por definición, el módulo de vía representa la resistencia vertical de la vía por unidad de longitud del carril, por lo que la distancia entre traviesas y su área de apoyo no intervienen explícitamente en el cálculo de los esfuerzos sobre el carril.

2.1.4. Teoría del coeficiente de rigidez de apoyo

Otro parámetro utilizado para caracterizar la elasticidad de la vía es el coeficiente de rigidez de apoyo, que define la relación entre la carga transmitida a una traviesa y el respectivo asiento producido, conforme se puede apreciar en la fig.2.5.

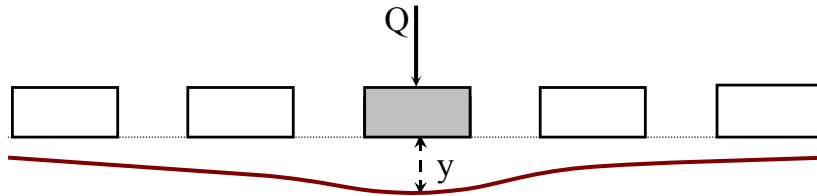


Fig.2.5: Coeficiente de reacción de la traviesa (o de rigidez de apoyo de la traviesa).

El concepto de coeficiente de rigidez surge en el ámbito de las teorías de análisis de la vía como viga sobre apoyos discretos elásticos, en las cuales se considera el carril apoyado sobre muelles de constante lineal, que representan el efecto de la resistencia vertical conferida por cada traviesa. Con relación a este grupo de teorías, cabe destacar los métodos propuestos entre otros, por autores como Zimmermann (1888), Schwedler (1889) y Engesser (1890), que llevaron a la definición de un criterio de dimensionamiento de las vías sobre traviesas, con ocasión del congreso de San Petersburgo en 1892. Sin embargo, el método de apoyos discretos elásticos implicaba la resolución de un gran número de ecuaciones algebraicas, lo que suponía una gran labor para la época, llevando a la investigación ferroviaria a buscar una metodología más cómoda, con la ya mencionada adaptación, con posteridad, del modelo de viga continuamente apoyada de Winkler en las vías sobre traviesas.

Hutter (1955) comprobaría la equivalencia de resultados a que conducía esta metodología con relación a la de viga sobre fundación elástica, definiendo el coeficiente de reacción como un muelle cuya rigidez (k_{eq}) representa de forma indirecta la rigidez vertical del conjunto de los componentes de la vía en el sentido vertical, calculado de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_b} + \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_{pa}} + \frac{1}{k_{trav.}} \quad (2.14)$$

Donde, k_{eq} : rigidez vertical equivalente del soporte del carril, t/mm (kN/mm)

k_b : rigidez vertical del balasto, t/mm (kN/mm)

k_p : rigidez vertical de la plataforma, t/mm (kN/mm)

k_{pa} : rigidez vertical de la placa de asiento, t/mm (kN/mm)

$k_{trav.}$: rigidez vertical de la traviesa, t/mm (kN/mm).

Autores como Luber (1962), Birmann (1968), Alias (1971) y Melentiev (1973), entre otros, se han encargado de cuantificar experimentalmente la magnitud de la rigidez de los diferentes componentes mencionados.

Sin embargo, dada la elevada rigidez de las traviesas de hormigón y su consecuente pequeña influencia en la magnitud de k_{eq} , así como las dificultades en determinar de forma separada la rigidez del balasto y de la plataforma, la ecuación (2.14) adopta corrientemente la siguiente forma (véase en la fig.2.6):

$$\frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_{bp}} + \frac{1}{k_{pa}} \tag{2.15}$$

Donde, k_{eq} : rigidez vertical equivalente del soporte del carril, t/mm (kN/mm)

k_{bp} : rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, t/mm (kN/mm)

k_{pa} : rigidez vertical de la placa de asiento, t/mm (kN/mm)

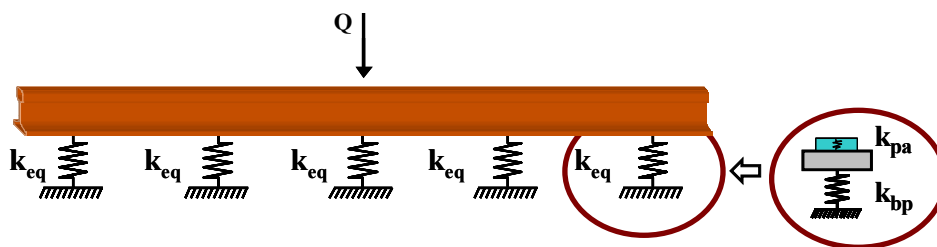


Fig.2.6: Representación esquemática del significado del coeficiente de rigidez de apoyo de la traviesa en el modelo de viga sobre apoyos discretos elásticos.

2.1.5. El parámetro rigidez vertical de la vía

Conforme se expuso con anterioridad, el coeficiente de balasto, el módulo de vía y el coeficiente de rigidez de apoyo de la traviesa fueron durante muchos años los parámetros más frecuentemente utilizados para caracterizar la resistencia vertical del apoyo del carril, para de esa forma evaluar los esfuerzos verticales producidos por los vehículos sobre la vía. No obstante, a partir de la década de los 50 se empezó a constatar el gran interés por emplear un parámetro que cuantificase, de forma global, la elasticidad de la vía tal como es percibida por el paso de los vehículos sobre la misma.

En un análisis estático, ese parámetro es la rigidez vertical de la vía, que se define como el cociente entre la carga puntual aplicada sobre la superficie del carril y el asiento máximo producido en el conjunto de la vía (fig.2.7), matemáticamente:

$$K = \frac{Q}{y_m} \tag{2.16}$$

Donde, K : rigidez vertical de la vía, t/mm (kN/mm)

Q : carga aplicada por rueda, t (kN)

y_m : asiento máximo producido en el carril, mm

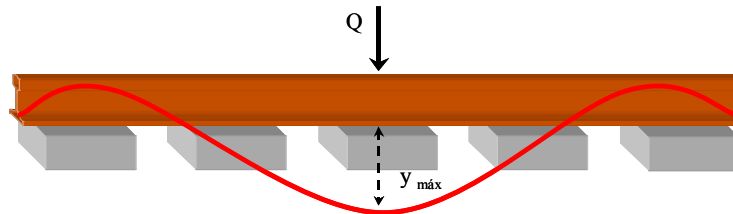


Fig.2.7: Rigidez vertical de la vía.

A su vez, la rigidez vertical dinámica consiste en la respuesta del conjunto de la vía a los movimientos (oscilaciones) verticales dinámicos transmitidos por las ruedas de los vehículos al circular por la misma. En el caso de un estudio en el dominio de la frecuencia, resulta preferible el empleo de su inversa, la receptancia de la vía (R, α), número complejo cuya parte real (R) corresponde a la inversa de la rigidez vertical estática de la vía, mientras que la parte imaginaria (α) indica el desfase entre la onda de desplazamiento y la onda de la fuerza aplicada:

$$\alpha = \frac{y(f)}{Q(f)} \quad (2.17)$$

Cabe señalar que, por propia definición, la rigidez vertical estática de la vía es el parámetro que menos dificultades presenta para su cuantificación, siendo preciso para ello únicamente medir la deflexión máxima producida por una rueda en un punto dado para así obtener su magnitud.

2.2. Relación entre los coeficientes de rigidez vertical

Como se describió, las metodologías tradicionales de análisis mecánico de la vía consideran la resistencia vertical de la misma representada a través de un único parámetro global: el coeficiente de balasto o el módulo de vía para el método de viga continua sobre fundación elástica, y el coeficiente de rigidez de apoyo para el método de viga sobre apoyos elásticos. Estos parámetros consisten en constantes de proporcionalidad entre esfuerzos transmitidos por el carril y los respectivos asientos verticales producidos, admitiendo por lo tanto un comportamiento lineal del apoyo del carril. El cuadro 2.1 resume, el significado físico de

los parámetros mencionados, a partir de los cuales se deduce la relación lógica entre los mismos.

PARÁMETRO	ESQUEMA DE ANÁLISIS	REACCIÓN DE APOYO	RELACIÓN CON LA RIGIDEZ VERTICAL DE LA VÍA – K
COEFICIENTE DE BALASTO $C \text{ (N/mm}^3\text{)}$	<p>Reacción tridimensional</p>	$p^*(x) \text{ [KN/m}^2\text{]}$ $b = \frac{A_t}{d}$	$C = \sqrt[3]{\frac{K^4}{64 \cdot EI} \cdot \frac{d}{A_t}}$ <p>(2.18)</p>
MÓDULO DE VÍA $u \text{ (N/mm}^2\text{)}$	<p>Reacción bidimensional</p>	$p(x) \text{ [KN/m]}$ $p(x) = p^*(x) \cdot b$	$u = \sqrt[3]{\frac{K^4}{64 \cdot EI}}$ <p>(2.19)</p>
COEFICIENTE DE RIGIDEZ DE APOYO $k_{eq} \text{ (N/mm)}$	<p>Reacción unidimensional</p>	$R(x) \text{ [KN]}$ $R(x) = p(x) \cdot d$	$k_{eq} = \sqrt[3]{\frac{K^4}{64 \cdot EI} \cdot d}$ <p>(2.20)</p>

Cuadro 2.1: Significado físico y relación entre los parámetros de rigidez vertical de una vía.

Matemáticamente, y en base a las metodologías expuestas de viga sobre fundación elástica, la relación entre el módulo de vía (u) y el coeficiente de balasto (C) se puede deducir de la siguiente expresión:

$$p^*(x) = \frac{p(x)}{b} = \frac{u \cdot y(x)}{\frac{A_t}{d}} = u \cdot \frac{d}{A_t} \cdot y(x)$$

Por lo que, sustituyendo en

$$(2.2) \quad p^*(x) = C \cdot y(x)$$

se obtiene

$$u = C \cdot \frac{A_t}{d} \quad (2.21)$$

Por otro lado, de acuerdo con la transformación del modelo de viga continua sobre largueros para el caso de vías sobre traviesas propuesto por Timoshenko (1915), la relación entre un coeficiente de reacción de apoyo (k_{eq}) y el módulo de vía (u) viene dado por:

$$k_{eq} = u \cdot d \quad (2.22)$$

La relación entre el coeficiente de reacción de apoyo (k_{eq}) y el coeficiente de balasto (C) se obtiene a partir de las ecuaciones (2.18) y (2.19), resultando:

$$k_{eq} = C \cdot A_t \quad (2.23)$$

En cuanto a la relación entre los parámetros de rigidez de apoyo del carril y la rigidez vertical global de la vía (K), esta se puede obtener a partir de las formulaciones del método de viga continua sobre fundación elástica. Así, por definición, la rigidez vertical de la vía consiste en la relación entre la carga aplicada y la deflexión máxima producida (y_0), por lo que, sabiendo que esta última viene dada por:

$$y_0 = \frac{Q}{2 \cdot u} \cdot \frac{1}{L} = \frac{Q}{2 \cdot u} \cdot \sqrt[4]{\frac{u}{4 \cdot EI}} = Q \cdot \sqrt[4]{\frac{1}{64 \cdot EI} \cdot \frac{1}{u^3}} \quad (2.24)$$

se obtiene la relación entre la rigidez vertical la vía (K) y el módulo de vía (u):

$$K = \frac{Q}{y_0} = \sqrt[4]{64 \cdot EI \cdot u^3} \quad (2.25)$$

La relación entre la rigidez vertical de la vía (K) y el coeficiente de balasto (C) pueden deducirse de las ecuaciones (2.21) y (2.25), obteniendo:

$$K = \sqrt[4]{\frac{64 \cdot EI \cdot A_t^3}{d^3} \cdot C^3} \quad (2.26)$$

Del mismo modo se obtiene en base a (2.22) y (2.25):

$$K = \sqrt[4]{\frac{64 \cdot EI}{d^3} \cdot k_{eq}^3} \quad (2.27)$$

relación entre la rigidez vertical la vía (K) y el coeficiente de reacción (k_{eq}).

2.3. Análisis crítico de los parámetros de resistencia vertical

El conocimiento adquirido a lo largo de más de un siglo de investigaciones sobre el comportamiento mecánico de la vía ha permitido comprobar la razonable aproximación que proporciona el empleo de la teoría de apoyo continuo del carril sobre una fundación elástica mediante la resolución de la ecuación diferencial (2.1):

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p(x) = q(x)$$

Conocidas las cargas aplicadas sobre la vía $-q(x)$ - así como la rigidez a flexión del carril $-EI$ - se trata de correlacionar la magnitud de la presión de contacto entre el carril y su apoyo supuestamente continuo $-p(x)$ - con las características resistentes de ese apoyo.

En esta metodología, existen dos grupos de teorías para caracterizar la resistencia de ese apoyo del carril, ambas basadas en la definición de un parámetro global: el coeficiente de balasto y la del módulo de vía, desarrolladas respectivamente en Europa (y más concretamente por la Escuela Alemana) y en Estados Unidos.

En primer lugar, cabría cuestionarse sobre la validez de definir la resistencia vertical del apoyo del carril mediante un solo parámetro global, dado que en realidad la vía está compuesta por diferentes elementos de rigidez muy dispar que interactúan entre sí. No obstante, la dificultad práctica de, por un lado, evaluar experimentalmente las características resistentes de cada elemento de la infraestructura, y por otro, correlacionar las mismas en una formulación que permita calcular los esfuerzos sobre el carril y las traviesas, llevaron a la investigación ferroviaria a preferir efectuar el proceso de modo inverso: primero caracterizar empíricamente la resistencia global del apoyo del carril y posteriormente tratar de valorar como se reparte esa resistencia por los distintos elementos (o como las características de los elementos influyen en la magnitud del coeficiente global). Idéntico razonamiento fue seguido también en las teorías de viga sobre apoyos discretos elásticos, en el que el apoyo del carril viene definido por un parámetro global (rigidez equivalente de apoyo de la traviesa), que se trata de correlacionar con las características resistentes de la estructura de vía. En síntesis, la adopción de los parámetros globales de resistencia vertical descritos anteriormente se traduce en una simplificación necesaria del análisis de los esfuerzos sobre la vía

Sin embargo, la problemática de estas metodologías reside en la cuantificación (experimental y teórica) de esos parámetros y en la interpretación del significado físico de los resultados. Esa complejidad proviene del hecho de que, en realidad, el apoyo del carril no es continuo sino discreto, sobre traviesas que a su vez también trabajan a flexión. A continuación se reflexiona sobre los métodos propuestos por diferentes autores para

calcular la magnitud de la resistencia vertical de la vía, discutiendo las limitaciones de cada uno de los diferentes parámetros.

2.3.1. Limitaciones del concepto de coeficiente de balasto

El concepto de coeficiente de balasto fue introducido por Winckler (1867) para el caso de vías sobre largueros, siendo adaptado con posterioridad al caso de vías sobre traviesas mediante la aplicación de la teoría de Timoshenko-Saller y Hanker descrita anteriormente. Cabe destacar que el concepto de coeficiente de balasto se basa originalmente en una condición de distribución uniforme de presiones bajo la sección transversal de la viga rígida equivalente formada por el conjunto carril-larguero. Así, en el caso de la transformación a vías sobre traviesas, el coeficiente de balasto (parámetro C) presupone una distribución de tensiones homogénea bajo el área de la traviesa (o el área útil de apoyo), cuya magnitud es proporcional al asiento medio, conforme se puede apreciar en el esquema de la fig.2.8.

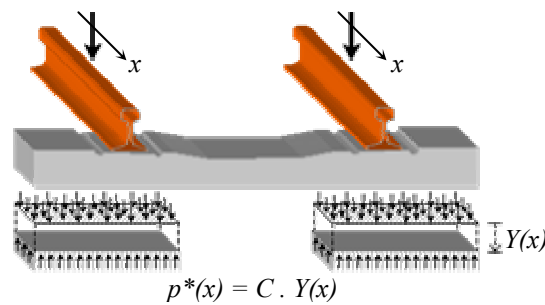


Fig.2.8: Distribución de tensiones bajo traviesas - $p^*(x)$ - supuesto en el método de viga sobre fundación elástica basado en el coeficiente de balasto (C).

Esta consideración es válida si se admite que el apoyo continuo del larguero se efectúa sobre una plataforma formada por muelles no conectados entre sí: en ese caso la distribución de tensiones es constante bajo el larguero (o traviesa). Sin embargo, esta hipótesis no es físicamente válida en el caso de una viga (o placa) apoyada sobre un medio continuo (fig.2.9).

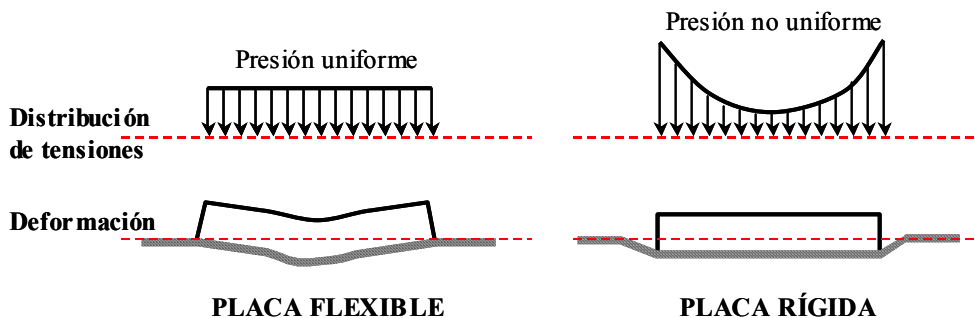


Fig.2.9: Distribución de tensiones y deformaciones sobre un medio continuo en el caso de cargas transmitidas mediante una placa flexible o rígida.

En efecto, si se admite que las cargas se transmiten al sistema balasto-plataforma por un elemento rígido, el asiento del mismo puede considerarse uniforme pero no la distribución de tensiones en su sección transversal, debido a la presencia de tensiones de corte en las paredes laterales del elemento que transmite las cargas al medio supuesto continuo (fig.2.9). A su vez, si se admite que el elemento que transmite las cargas es flexible, la distribución de tensiones será uniforme pero la deformación ya no lo será.

Esta limitación del significado físico del coeficiente de balasto podría obviarse mediante la consideración de un coeficiente de balasto “ficticio”, definido en base a la medición de la deformación producida por ejemplo en un ensayo de placa de carga: en ese caso el coeficiente de balasto “ficticio” vendría definido por la relación entre la presión equivalente uniforme sobre la placa (p^*) -función de la carga aplicada y del área respectiva de la placa- y la deformación (y) producida por esa presión:

$$C = \frac{p^*}{y} = \frac{\left(\frac{P}{A}\right)}{y} \quad (2.28)$$

En el que:

C : coeficiente de balasto “ficticio”, N/mm^3

p^* : presión equivalente uniforme bajo la placa, N/mm^2

P : carga aplicada sobre la placa, N

A : Área de la placa, mm^2

y : asiento vertical producido por la carga P , mm

Cabe recordar que el coeficiente de balasto (C) se considera como un parámetro constante para unas determinadas características de la plataforma (o del sistema balasto-plataforma). De este modo, para que este concepto de coeficiente de balasto “ficticio” sea válido, se debe suponer que el asiento vertical (y) se mantiene proporcional a la presión equivalente (p^*) independientemente de cómo se distribuya la misma a través de la relación $\left(\frac{P}{A}\right)$. Sin

embargo, esta consideración es falsa dado que el asiento vertical depende también del área de apoyo, conforme se deduce de la conocida ecuación del asiento vertical (y) de una placa circular rígida apoyada en un semi-espacio indefinido de Boussinesq con constantes elásticas (E, ν):

$$y = \frac{(1-\nu^2) \cdot P}{2 \cdot E \cdot r} \quad (2.29)$$

Donde, y : asiento producido por la aplicación de una carga puntual P ;

r : radio de la placa circular;

Esta limitación se demuestra mediante un ejemplo sencillo. Sean dos placas con radio r_1 y r_2 , de tal modo que ambas placas producen idéntica presión equivalente (p^*), o sea:

$$p^* = \frac{P_1}{\pi \cdot r_1^2} = \frac{P_2}{\pi \cdot r_2^2} \quad (2.30)$$

En el que P_1 y P_2 son respectivamente las cargas aplicadas sobre las placas de radio r_1 y r_2 . Si ahora se considera que $r_1 = 2 \cdot r_2$ viene,

$$p^* = \frac{P_1}{\pi \cdot 4 \cdot r_2^2} = \frac{P_2}{\pi \cdot r_2^2} \quad \text{o sea,} \quad P_2 = \frac{P_1}{4}$$

sustituyendo en (2.29), se obtiene:

$$y_1 = \left[\frac{(1-\nu^2)}{2 \cdot E} \right] \cdot \frac{P_1}{r_1} = \left[\frac{(1-\nu^2)}{2 \cdot E} \right] \cdot \frac{P_1}{2 \cdot r_2}$$

o sea $y_1 \neq y_2$

$$y_2 = \left[\frac{(1-\nu^2)}{2 \cdot E} \right] \cdot \frac{P_2}{r_2} = \left[\frac{(1-\nu^2)}{2 \cdot E} \right] \cdot \frac{P_1}{4 \cdot r_2}$$

Lo cual pone de relieve que el coeficiente de balasto “ficticio” no un parámetro constante sino que depende del área de apoyo considerado. En efecto, dado que

$P = A \cdot p^* = \pi \cdot r^2 \cdot p^*$ y, $p^* = C \cdot y$, resulta sustituyendo en (2.29):

$$C = \frac{2 \cdot E}{(1-\nu^2) \cdot \pi \cdot r} \quad (2.31)$$

ecuación en la que queda patente de forma explícita la incidencia del área de apoyo (radio r de una placa circular) en la magnitud del coeficiente de balasto (C).

La explicación lógica de este fenómeno es que las cargas transmitidas por la placa se encuentran soportadas por la materia inmediatamente bajo la misma así como por la materia circundante movilizadas por las tensiones de corte en la vertical de las paredes de la placa: cuanto más ancha es la placa menos contribuye la materia circundante a resistir a la carga aplicada (Kerr, 1987).

Así, en el caso de las vías sobre traviesas, la problemática a la hora de cuantificar el coeficiente de balasto (C) resulta de la dificultad en determinar el área afectada por las presiones transmitidas por las traviesas. Por otra parte, la traviesa (principalmente cuando

es monobloc) no se comporta como una placa rígida, sino que la misma trabaja también a flexión, lo cual inviabiliza aún más la cuantificación experimental del coeficiente de balasto mediante ensayos de placa de carga.

Para salvar esa dificultad, se podría determinar la magnitud de un coeficiente de balasto (o más correctamente de un coeficiente del sistema balasto-plataforma C_{bp} ficticio) mediante mediciones de la deformación vertical de una traviesa bajo carga, dado que en este caso el problema del área de apoyo equivalente no se colocaría. Sin embargo, cabe recordar los resultados obtenidos en una extensa investigación experimental llevada a cabo por el VMEV¹ precisamente basada en la medición de la deflexión de traviesas desolidarizadas del carril y la posterior deducción del coeficiente de balasto. El referido organismo concluyó que las magnitudes obtenidas en ensayos sobre traviesas aisladas conducen a coeficientes sumamente diferentes de los que corresponderían al considerar la carga repartida sobre varias traviesas, conforme ocurre en la realidad. En este caso, el error provenía una vez más de la dependencia entre el coeficiente de balasto y el área de aplicación de la carga. El valor de este coeficiente obtenido mediante un ensayo sobre una sola traviesa no es el mismo que si se aplican cargas sobre varias traviesas muy próximas unas de otras, conforme ocurre en la realidad (debido a la continuidad propiciada por el carril).

De lo expuesto, se concluye que el empleo del coeficiente de balasto como parámetro para caracterizar la resistencia vertical del sistema de apoyo de las traviesas es muy cuestionable: en realidad no se puede cuantificar experimentalmente de forma directa.

A pesar de esta limitación, este coeficiente sigue siendo empleado en algunos países europeos y en especial en la literatura Alemana. La explicación es que, en la práctica, se puede deducir un coeficiente de balasto “equivalente” a partir de mediciones sobre el carril, conforme propondría Eisenmann. En efecto, el autor alemán dedujo la magnitud del coeficiente de balasto a partir de mediciones de factores como la deflexión máxima del carril, las tensiones en el patín o la longitud de onda producida por una carga puntual. El procedimiento consistía en emplear las formulaciones que proporciona la teoría de viga sobre fundación elástica, en concreto:

- Coeficiente de balasto (C) a partir del hundimiento elástico del carril (y) en el punto de aplicación de la carga (P),

$$C = \frac{P}{4b \cdot y} \cdot \sqrt[3]{\frac{P}{EI \cdot y}} \quad (2.32)$$

¹ Unión de las Administraciones Ferroviarias de Europa Central (iniciales en alemán).

- Coeficiente de balasto (C) a partir de la tensión media sobre el patín del carril (σ_m),

$$C = \frac{4EI}{b} \left(\frac{P}{4 \cdot W \cdot \sigma_m} \right)^4 \quad (2.33)$$

- Coeficiente de balasto (C) a partir de la longitud elástica (L),

$$C = \frac{4EI}{b} \cdot \frac{1}{L^4} \quad (2.34)$$

En el que EI representa la rigidez a flexión del carril, W su módulo resistente y b es el ancho ficticio del larguero en la ecuación original de Winckler: conforme se vió, en el caso de una vía sobre traviesas este coeficiente b viene dado por la relación entre el área de apoyo equivalente de la traviesa (A_t) y la distancia entre traviesas (d).

Sin embargo, el empleo de este coeficiente de balasto “equivalente” presenta las siguientes limitaciones:

- Por un lado el significado físico no es claro: en efecto, al ser un coeficiente deducido de mediciones sobre el carril el coeficiente de balasto “equivalente” hace intervenir en su magnitud también la rigidez de la traviesa así como principalmente la rigidez vertical de las placas de asiento;
- Por otro lado, su cálculo a partir de las mediciones experimentales necesita definir un área de apoyo equivalente en la que (hipotéticamente) las tensiones se reparten de forma uniforme;

De este modo, el coeficiente de balasto así obtenido no es aclaratorio en si mismo como parámetro característico de una vía, dado que está condicionado a unas consideraciones efectuadas “a priori” sobre el área de apoyo equivalente. En cualquier caso, su aplicación es válida en cuanto a análisis comparativos entre la resistencia vertical de dos secciones de vía cuyas características de las traviesas sean similares (en realidad lo que se está comparando son las mediciones sobre el carril), pero su generalización a estructuras con diferentes emparrillados de vía es muy cuestionable, conforme se trató de demostrar.

2.3.2. Sobre la medición de la resistencia vertical de la vía

Conforme se viene comentando, la medición de la resistencia vertical del la vía debe preferiblemente llevarse a cabo mediante mediciones directas sobre el carril. Es ahora de interés repasar las diferentes metodologías posibles para esa cuantificación, reflexionando sobre su validez, aplicabilidad, bien como sobre cuales son los parámetros de rigidez vertical asociados a las diferentes mediciones.

Una de las metodologías más precisas para cuantificar la resistencia vertical de la vía, es el denominado “método de las áreas”, propuesto por el comité AREA-ASCE bajo la dirección de Talbot (1918), para determinar la magnitud del parámetro módulo de vía. Este método consiste en dividir las cargas transmitidas sobre el carril por el área barrida en la flexión del mismo (fig. 2.10).

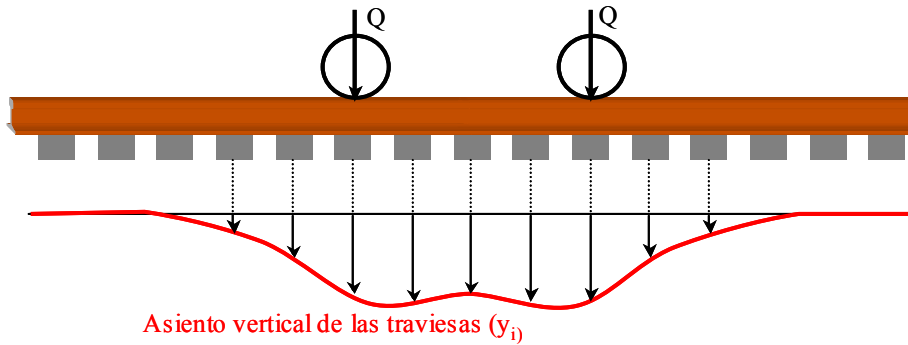


Fig.2.10: Método de las áreas para medir la resistencia vertical de la vía.

La ecuación de equilibrio vertical que permite obtener el módulo de vía (u) es la siguiente:

$$\Sigma Q_i = \int_{-\infty}^{+\infty} p(x) dx \quad (2.35)$$

donde, ΣQ : Suma de las fuerzas verticales transmitidas por la rueda;
 $p(x)$: fuerza de soporte por unidad de longitud de carril;

sustituyendo en base a (2.9) se obtiene:

$$\Sigma Q_i = u \cdot \int_{-\infty}^{+\infty} y(x) dx \quad (2.36)$$

donde,

$$u = \frac{\Sigma Q_i}{\int_{-\infty}^{+\infty} y(x) dx} \quad (2.37)$$

ecuación cuyo denominador representa el área definida por el eje del carril en reposo y la deformada producida en este por las cargas ΣQ .

Este método también es empleado para evaluar el valor medio del coeficiente de rigidez equivalente de apoyo de la traviesa (k_{eq}) en una sección dada. En este caso, dado que se trata de un coeficiente de reacción unidimensional, la ecuación de equilibrio será:

$$k_{eq} = \frac{\sum Q_i}{\sum y_i} \quad (2.38)$$

A pesar de ser un procedimiento muy preciso, esta metodología es poco empleada en virtud de necesitar un elevado número de mediciones de la flexión de los carriles. Así, la investigación ferroviaria se ha centrado en la medición de forma directa de la deflexión producida por una carga puntual aplicada sobre el carril: en definitiva esta metodología viene a ser la medición del parámetro rigidez vertical de la vía.

Conforme se señaló este es el parámetro que menos dificultades presenta para su cuantificación, necesitándose únicamente medir la deflexión máxima producida por una rueda en un punto dado para obtener su magnitud. No obstante, la realización del ensayo para obtener esa deflexión debe efectuarse con un equipamiento especial, ya que una medición con un vehículo convencional no resulta correcta debido al efecto perturbador de las ruedas contiguas. Para ello, sería necesario incluir el efecto de las otras ruedas en las ecuaciones de la teoría de viga sobre fundación elástica, lo cual resulta en formulaciones sin solución explícita. En el caso de vías americanas Kerr (1987) desarrolló un conjunto de ábacos basados en la resolución de esas ecuaciones, lo cual permite determinar la resistencia vertical de la vía a partir de la medición de la deflexión de una rueda de un vehículo convencional. Algunos otros métodos corrientemente empleados para deducir las deflexiones producidas por una carga cuasi-estática son:

- La medición de la línea elástica del carril mediante el empleo de una viga tipo Benkleman;
- La aplicación de sistemas de referencia que miden directamente los desplazamientos;
- La medición de tensiones en el patín del carril mediante la colocación de galgas extensométricas.

A su vez, también se pueden obtener las deflexiones producidas por el paso de un vehículo colocando acelerómetros en el carril o en la traviesa: en ese caso las deflexiones se deducen mediante una doble integración de las aceleraciones resultantes. Otro procedimiento desarrollado recientemente y de gran utilidad consiste en dispositivos que, acoplados a vehículos, permiten medir en continuo (y en marcha) la rigidez vertical de la vía. Entre los principales prototipos desarrollados destacan el “High-speed deflectograph” empleado en Holanda y Dinamarca (con sensores de láser que miden la velocidad de deflexión de la vía bajo las ruedas), el TVL (“Track Loading Vehicle”) en Estados Unidos o el TVL de la Banverket usado en Suecia, Alemania y Francia.

Por último, cabe destacar que la definición de la rigidez vertical de la vía como una constante es una aproximación, dada la no-linealidad de las curvas de fuerza/deformación de la vía y la existencia de un factor de amortiguamiento, conforme se expone en la fig.2.11.

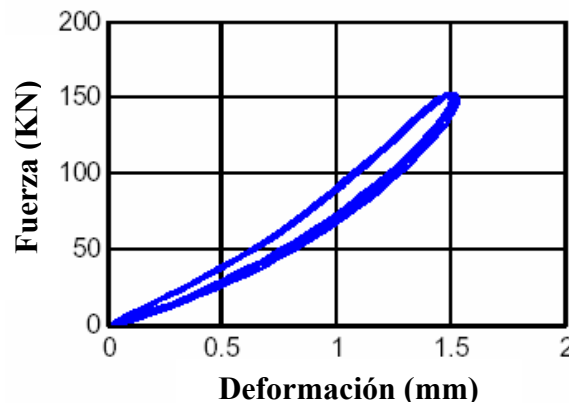


Fig.2.11: Diagrama típico de fuerza/deformación de la vía bajo una excitación cuasi-estática. Fuente: Bergreen et al. (2002)

Esa no-linealidad se debe en buena parte a la existencia frecuente de defectos de apoyo de la traviesa (defectos de “danza”), fenómeno cuyas implicaciones en el comportamiento mecánico de la vía serán discutidas en el capítulo 6. Así mismo, los métodos empleados para la obtención de la magnitud de la rigidez vertical de la vía deben tratar de descontar el efecto de la presencia de esos defectos. En estos casos, resulta esencial considerar más de un valor de carga aplicada para la definición de la curva fuerza-deflexión mediante una medición estática. Concretamente, se recomienda la realización de mediciones con sucesivos incrementos de carga, con un mínimo de dos puntos (considerado suficiente en vías sobre plataformas de buena calidad), mientras que para plataformas muy flexibles se recomiendan cuatro puntos de medida (Selig y Waters, 1994).

El primer punto de medida, de reducida magnitud, permite caracterizar la deflexión de asiento de la traviesa sobre el balasto. Una relación fuerza-deformación marcadamente bi-lineal evidencia de este modo la presencia de defectos de danza de las traviesas. A su vez, el último punto debe corresponder al máximo nivel de carga cuasi-estática esperada sobre la vía. La resistencia vertical de la vía descontando el defecto de danza, se deduce con razonable precisión a partir de la relación entre el asiento producido por la carga máxima aplicada y la carga inicial (en el caso de dos puntos de medida en vías lo suficientemente rígidas):

$$K = \frac{Q_f - Q_i}{\delta_f - \delta_i} \quad (2.39)$$

donde,

K : rigidez vertical de la vía por carril, kN/mm

Q_f : carga final por carril, kN

Q_i : carga inicial por carril, kN

δ_f : deflexión del carril bajo la carga final, mm

δ_i : deflexión del carril bajo la carga inicial, mm

2.3.3. La mayor utilidad del parámetro rigidez vertical de la vía

Conforme se viene discutiendo, una de las metodologías más prácticas y correctas para evaluar experimentalmente la resistencia vertical de una vía consiste en medir la deformación vertical producida por una carga puntual aplicada sobre el carril, o sea consiste en calcular la magnitud del parámetro rigidez vertical de la vía. Aún cuando diferentes autores hacen alusión a mediciones experimentales de parámetros como el coeficiente de balasto, el coeficiente de rigidez de apoyo o el módulo de vía, lo que en realidad se está evaluando es el comportamiento global de la estructura, dado que las mediciones se efectúan siempre sobre el carril (en caso contrario, conforme se demostró, los resultados obtenidos no son válidos). Así, el cálculo de los parámetros de resistencia vertical mencionados se hacen de forma indirecta, mediante la aplicación de las relaciones proporcionadas por la teoría de viga sobre fundación elástica. En otras palabras, se puede decir que en la práctica, estos parámetros se deducen del parámetro ‘rigidez vertical de la vía’.

Por otra parte, el parámetro ‘rigidez vertical de la vía’ es también el que presenta un significado físico más claro, dado que:

- La aplicación de un parámetro como el coeficiente de balasto es en realidad artificial: conforme se vio, la consideración de una distribución uniforme de tensiones bajo un área de apoyo equivalente de la traviesa no corresponde a la realidad. A su vez, el coeficiente de balasto obtenido mediante mediciones sobre el carril es en realidad un coeficiente de balasto equivalente, dado que incluye también la elasticidad de la placa de asiento y traviesa: de este modo el propio significado físico de coeficiente de balasto (con unidades de densidad) es poco claro.
- El coeficiente de rigidez de apoyo es más correcto que el coeficiente de balasto, al ser un parámetro unidimensional que no toma en consideración la forma como se distribuyen los esfuerzos por las traviesas. No obstante presenta una cierta ambigüedad en su significado físico: en teoría representa la relación entre la carga recibida por la traviesa (admitiendo la misma como una fuerza vertical) y la deformación vertical de la misma. Sin embargo, la fuerza que recibe la traviesa depende de la elasticidad de la placa de asiento entre la traviesa y el carril. Ahora bien, el coeficiente de rigidez vertical de apoyo que se deduce de la teoría de viga sobre fundación elástica es en realidad un coeficiente de rigidez vertical de apoyo equivalente, el cual incorpora a su vez la rigidez vertical de la placa de asiento y de la traviesa. De este modo, este coeficiente correspondería en términos físicos a la carga puntual que, aplicada sobre la placa de asiento, produce una deformación unitaria de la misma. Pero en la práctica, una medición de esta deformación de forma aislada no correspondería tampoco a la magnitud deducida de la medición sobre el carril a partir de la teoría de viga sobre

fundación elástica, debido al efecto de la continuidad del carril que distribuye esfuerzos sobre las traviesas contiguas.

- En el caso del módulo de vía, su significado físico definido como la carga uniformemente repartida sobre el carril que produce sobre éste una deformación unitaria no resulta muy entendible en el caso de la vía férrea en el que las cargas son puntuales y los apoyos discretos.

Por último, dado que representa la resistencia sentida por las ruedas del vehículo al circular por la vía, la rigidez vertical de la vía es también el parámetro matemáticamente más útil a la hora de evaluar los fenómenos de interacción vía-vehículo y en particular la incidencia del diseño de la vía en la magnitud de los esfuerzos dinámicos, conforme se verá en el capítulo 3.

2.4. Magnitud habitual de la resistencia vertical de la vía

2.4.1. Líneas convencionales

A continuación se expone el orden de magnitud de la resistencia vertical de las líneas convencionales. En concreto, el cuadro 2.2 recoge los valores obtenidos experimentalmente por diferentes autores relativos al coeficiente de balasto, el módulo de vía y la rigidez vertical de la vía. Los resultados del coeficiente de balasto aquí presentados fueron deducidos de mediciones sobre el carril, por lo que se trata del coeficiente de balasto equivalente discutido anteriormente. En cuanto a las unidades de los diferentes parámetros, cabe destacar que, hasta hace pocos años, la literatura ferroviaria se refería a $[\text{kg}/\text{cm}^3]$ para los valores de coeficiente de balasto y $[\text{t}/\text{mm}]$ para la rigidez vertical de la vía o para la rigidez vertical equivalente de apoyo del balasto. En la actualidad es usual referirse a esos parámetros en $[\text{N}/\text{mm}^3]$ y $[\text{kN}/\text{mm}]$ respectivamente, por lo que en el cuadro 2.1 se convirtieron los valores publicados a dichas unidades, las cuales se emplearán de ahora en adelante en este estudio.

PARÁMETRO (Unidades)	AUTOR (AÑO)	CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA	VALOR MEDIO
COEFICIENTE DE BALASTO C (N/mm³)	Eisenmann (1969)	Suelo muy malo	0,02
		Suelo malo	0,05
		Suelo bueno	0,10
	López Pita (1976)	E plataforma = 13 MPa	0,03
	E plataforma = 30 MPa	0,06	
	E plataforma = 70 MPa	0,09	
Eisenmann y Rump (1997)	Suelo mala capacidad portante	0,05	
	Suelo buena capacidad portante	0,15	
Esveld (2001)	Fundación mala calidad	0,02	
	Fundación buena calidad	0,2	

PARÁMETRO (Unidades)	AUTOR (AÑO)	CARACTERÍSTICAS DE LA VÍA	VALOR MEDIO
MÓDULO DE VÍA u (MN/m ²)	Ahlf (1975)	Suelo mala calidad Suelo mediana calidad Suelo buena calidad	< 14 14 a 28 > 28
	López Pita (1976)	E plataforma = 13 MPa E plataforma = 30 MPa E plataforma = 70 MPa	12 20 32
	Raymond (1985)	Plataforma buena calidad (vía óptima capacidad portante)	35 a 70
	Esveld (2001)	Fundación mala calidad Fundación buena calidad	9 90
RIGIDEZ VERTICAL DE LA VÍA K (kN/mm)	BIRMANN (1966)	Plataforma blanda Plataforma arcillosa Plataforma de grava Plataforma de roca Balasto y plataforma heladas Valor medio más frecuente	5 a 25 15 a 20 20 a 60 30 a 40 80 a 160 30
	ALIAS (1971)	Plataforma margosa Plataforma arcillosa Plataforma de grava y roca Balasto y plataforma helados	5 a 15 15 a 20 20 a 80 80 a 100

Cuadro 2.2: Magnitud de la resistencia vertical de la vía en líneas convencionales.

2.4.2. Líneas de alta velocidad

La construcción de las primeras líneas de Alta Velocidad en Europa trajo consigo algunas importantes modificaciones en el diseño estructural de las vías, debido en parte al incremento de cargas que este nuevo servicio suponía, así como a las mayores exigencias en términos de fiabilidad. El reconocimiento del cualitativo efecto del incremento de los espesores de sub-balasto en la disminución de las tensiones transmitidas a la plataforma, conforme se ejemplifica en la fig.2.12, condujo a la elaboración de estructuras de vía con mayores espesores de capas granulares, para prevenir eventuales fallos de la plataforma.

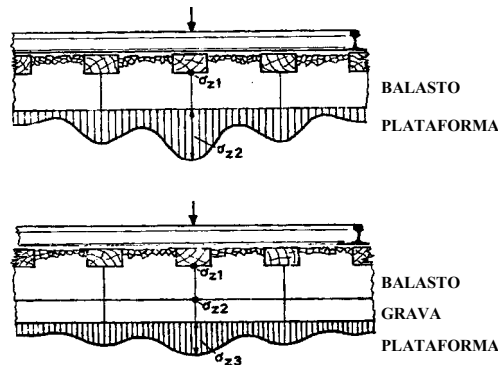


Fig.2.12: Influencia cualitativa de la incorporación de capas de sub-balasto, en la distribución de tensiones sobre la plataforma. Fuente: Eisenmann (1974)

Así, la infraestructura típica de una vía de alta velocidad balastada (fig.2.13) está constituida en general por una capa de forma y una o dos capas granulares de sub-balasto de espesor variable, sobre las cuales asienta la superestructura ferroviaria en general constante a lo largo de la misma.

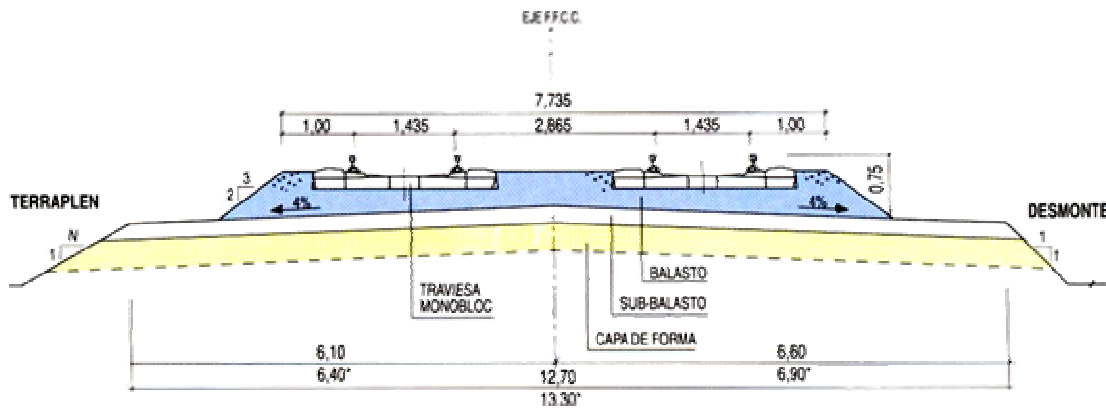


Fig.2.13: Sección transversal de una línea de alta velocidad.

Los referidos incrementos de espesores se traducen en la práctica en elevados incrementos en la rigidez del sistema balasto-plataforma y, consecuentemente, en la magnitud de la rigidez vertical de la vía. En el caso de la línea de Alta Velocidad Paris-Lyon, Sauvage y Larible (1982) pusieron de manifiesto que según la solución estructural adoptada en casos de plataforma arcillosa la rigidez equivalente del sistema balasto-plataforma (k_{bp}) puede llegar a duplicarse (cuadro 2.3).

	TIPO DE MATERIAL			RIGIDEZ VERTICAL EQUIVALENTE (kN/mm)
	BALASTO	GRAVA	ARENA	
ESPESOR DE CADA MATERIAL (cm)	25	40	15	107
	25	30	15	96
	25	15	15	68
	25	-	15	46

Cuadro 2.3: Rigidez vertical del sistema balasto-plataforma en vías sobre una plataforma arcillosa de reducido espesor -70cm- (capa de grava muy rígida).

Fuente: Sauvage y Larible (1982)

En términos prácticos, los resultados de ensayos realizados en la referida línea Paris-Lyon, por Alias y Prud'homme (1981) o por Sauvage y Fortin (1982) ponen de manifiesto unos incrementos del orden de 80% en la rigidez vertical de la vía comparada con las líneas convencionales, aún cuando en la nueva línea se emplearon placas de asiento de elevada elasticidad (90 KN/mm).

Pero los incrementos de rigidez vertical de la vía se hicieron principalmente visibles en las nuevas líneas de alta velocidad alemanas, donde según los datos comparativos publicados por Eisenmann y Rump (1997), la magnitud de la rigidez del sistema balasto-plataforma se incrementó entre dos y tres veces con relación a las líneas convencionales modernizadas, conforme se sintetiza en el cuadro 2.4.

PAÍS (Líneas AV)	FUENTE: AUTOR (año)	PARÁMETRO DE RIGIDEZ VERTICAL	VALOR MEDIO EN LÍNEAS DE ALTA VELOCIDAD	FACTOR MULTIPLICADOR (con relación a líneas convencionales)
FRANCIA (Paris-Lyon)	Alias y Prud'homme (1981)	Rigidez vertical de la vía K (kN/mm)	81	x 1,6
	Sauvage y Fortín (1982)	Módulo de vía u (MN/m ²)	48	
ALEMANIA (Hannover- Würzburg y Mannheim – Stuttgart)	Eisenmann y Rump (1997)	Coefficiente de balasto C (N/mm ³)	0,30 a 0,40	x 2 a 2,7

Cuadro 2.4: Rigidez vertical en las líneas de alta velocidad.

Capítulo

3

IMPORTANCIA DE LA RIGIDEZ VERTICAL DE LA VÍA

3.1. Solicitaciones dinámicas verticales sobre la vía

3.1.1. Evolución histórica de las formulaciones empíricas

A semejanza de lo que sucede en la mayoría de las estructuras de ingeniería civil, el cálculo de esfuerzos verticales sobre las vías de ferrocarril se determina tradicionalmente a partir de un análisis estático. En ese análisis, las cargas aplicadas correspondían inicialmente al peso propio del vehículo considerado. Sin embargo, la constatación experimental de un aumento, con la velocidad, de las cargas transmitidas a la vía, rápidamente llevó la investigación ferroviaria a proponer el empleo de un coeficiente de mayoración dinámico (C_d).

Entre las primeras expresiones empíricas propuestas para cuantificar la magnitud de este coeficiente destacan las siguientes:

- Fórmula de Winkler y Pihera (1915):

$$C_d = \frac{1}{1 - \frac{V^2}{35.000}} \quad (3.1)$$

Esta formulación se adaptaba a la mayoría de los resultados empíricos obtenidos por otros autores de la época a bajas velocidades, pero conducía a resultados demasiado elevados para velocidades superiores a 100 km/h.

- Fórmula de Driessen(1936):

$$C_d = \frac{V^2}{30.000} \quad \text{para } V \leq 120 \text{ km/h} \quad (3.2)$$

$$C_d = \frac{V^2}{45.000} \quad \text{para } V > 120 \text{ km/h} \quad (3.3)$$

Esta formulación sería empleada por los Ferrocarriles de Centro-Europa (Central European Railways).

- Fórmula de Schramm (1955):

$$C_d = 1 + \frac{4,5 \cdot V^2}{100.000} - \frac{1,5 \cdot V^3}{10.000.000} \quad (3.4)$$

Las formulaciones anteriores relacionan las sobrecargas dinámicas con la velocidad de los vehículos. No obstante, desde el punto de vista teórico, se demuestra que en el caso de una vía y vehículos con geometría perfecta, la mayoración dinámica de las cargas transmitidas sería prácticamente nula, concretamente (López Pita, 1982):

$$C_d = 1 + 0,00062(V - 10) \quad (3.5)$$

Así, las sobrecargas dinámicas transmitidas a la vía por acción del incremento de velocidad, se deben casi exclusivamente a la presencia de irregularidades en el perfil de rodadura.

La influencia concreta de estos factores solamente sufrió un importante avance a partir de la década de los 60 en Alemania con ocasión de una extensa campaña de ensayos realizados por la DB. Los resultados obtenidos evidenciaban un incremento, con la velocidad, de las dispersiones de las cargas dinámicas en torno a su valor medio. A su vez la magnitud de esas dispersiones estaba directamente relacionada con la calidad de la vía y del vehículo. Esos importantes resultados llevaron a Birman (1966) a proponer, en el marco del comité D-71 de la O.R.E., la siguiente formulación para el cálculo del coeficiente de mayoración dinámico (C_d):

$$C_d = 1 + 0,04 \cdot \left(\frac{V}{100} \right)^3 + a \cdot b \cdot \left(0,1 + 0,01 \cdot \left(\frac{V}{100} \right)^3 \right) \quad (3.6)$$

donde: a: factor de dispersión relacionado con la calidad geométrica de la vía

a=1,3 para $V \leq 140$ km/h

a=1,2 para $V > 140$ km/h

b: factor de dispersión relacionado con la calidad del perfil de las ruedas

b=2,0 para $V \leq 140$ km/h

b=1,5 para $V > 140$ km/h

Más tarde Eisenmann (1969) comprobaría que esas dispersiones se ajustan a una distribución normal, conforme se aprecia en la fig. 3.1

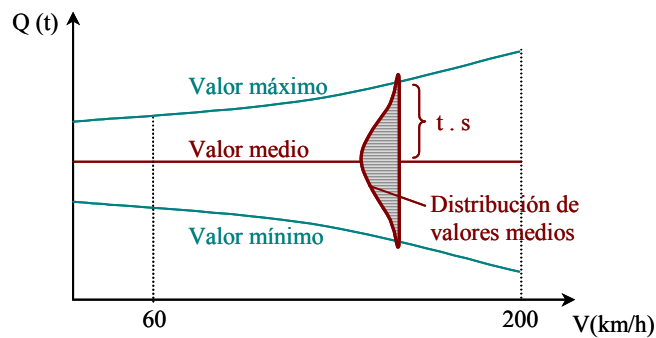


Fig.3.1: Oscilación dinámica de la carga por rueda. Fuente: Eisenmann (1970)

Partiendo de ese supuesto y de los resultados experimentales, Eisenmann (1970) propondría el empleo de una nueva formulación empírica para determinar el coeficiente de mayoración dinámico (C_d), concretamente:

$$C_d = 1 + t \cdot s \cdot \varphi \tag{3.7}$$

Donde,

t: factor de seguridad estadística,

- t = 1 - 68,3 % de los valores;
- t = 2 - 95,5 % de los valores;
- t = 3 - 99,7 % de los valores;

s: factor dependiente del estado de la infraestructura,

- s = 0,1 - muy buen estado;
- s = 0,2 - buen estado;
- s = 0,3 - mal estado;

φ : factor dependiente de la velocidad de circulación ,

$$\varphi = 1 \quad \text{para } V \leq 60 \text{ km/h}$$

$$\varphi = 1 + \frac{V - 60}{140} \quad \text{para } V > 60 \text{ km/h} \tag{3.8}$$

La fórmula de Eisenmann permitía, por primera vez, considerar de forma explícita el estado de la calidad de una vía, así como el intervalo de confianza. La bondad de este criterio está ampliamente comprobada para velocidades de hasta 200 km/h, de tal modo que sigue

siendo empleado para estimar la magnitud de las sobrecargas dinámicas de diseño en líneas convencionales cuyos trenes no superan la velocidad de 200 km/h.

En la fig.3.2 se expone una comparación entre los resultados a que conducen las diferentes formulaciones expuestas para cuantificar la magnitud del coeficiente de mayoración dinámico de las cargas con la velocidad. En el caso de la formulación de Eisenmann (1969) se representa el umbral a que conduce la consideración de una vía en buen estado ($s = 0,2$).

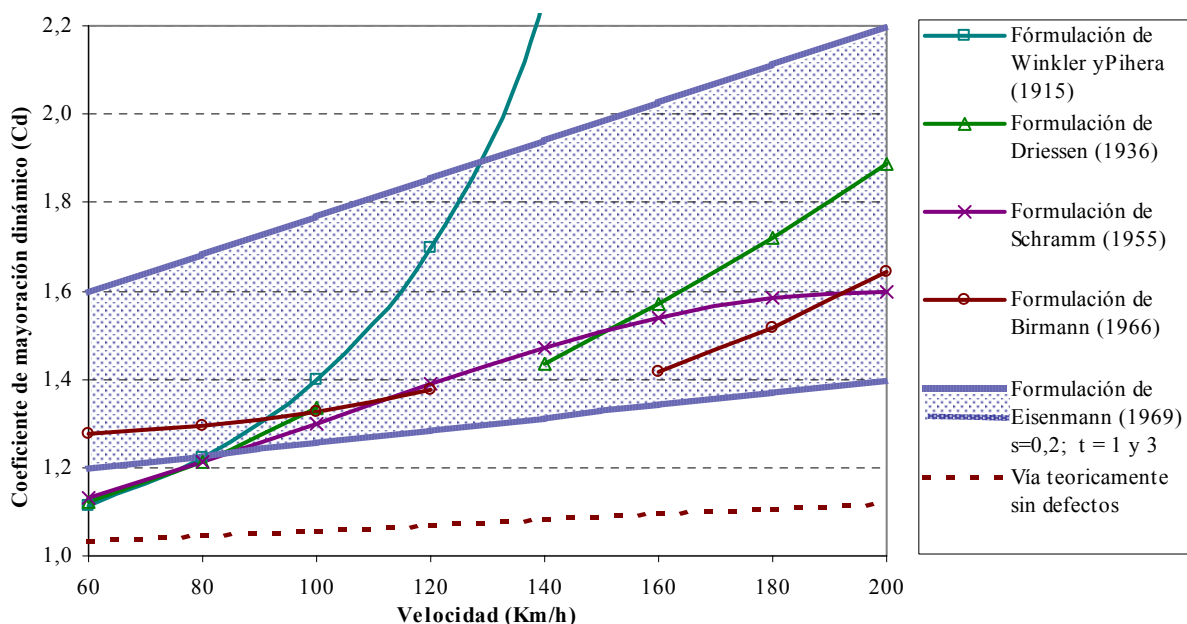


Fig.3.2: Resultados para el coeficiente de mayoración dinámico para diferentes criterios.

A partir de la década de los 80, la implantación de la Alta Velocidad en Europa llevó al desarrollo de vehículos ferroviarios de nueva generación cuyas cargas transmitidas a la vía son sustancialmente inferiores a los vehículos convencionales, así como a la construcción de nuevas vías con mayores niveles de calidad. De este modo, la formulación de Eisenmann (1969), elaborada a partir de datos con vehículos convencionales sobre líneas también convencionales, no tiene validez para determinar los esfuerzos sobre la vía producidos por ejemplo por un TGV.

Eisenmann (1993) propuso una alteración a la formulación (3.8) de forma que se adaptase al caso de vehículos y líneas de alta velocidad, definiendo que para velocidades superiores a 200 km/h, el parámetro (φ) dependiente de la velocidad de circulación se determina mediante la siguiente expresión:

$$\varphi = 1 + \frac{V - 60}{380} \tag{3.9}$$

La fig.3.3 ejemplifica los valores del coeficiente de mayoración dinámica a que conduce este nuevo criterio de Eisenmann para vías y material de Alta Velocidad (1993) en comparación con el anterior criterio del autor para líneas y material convencional. Los valores expuestos, para diferentes magnitudes del parámetro de fiabilidad estadística (t), se refieren al caso de una vía en muy buen estado ($s = 0,1$), como es corriente en la mayoría de los nuevos trazados para alta velocidad. Es notoria la muy inferior agresividad del material de Alta Velocidad con relación a una extrapolación de las formulaciones obtenidas con base en material convencional.

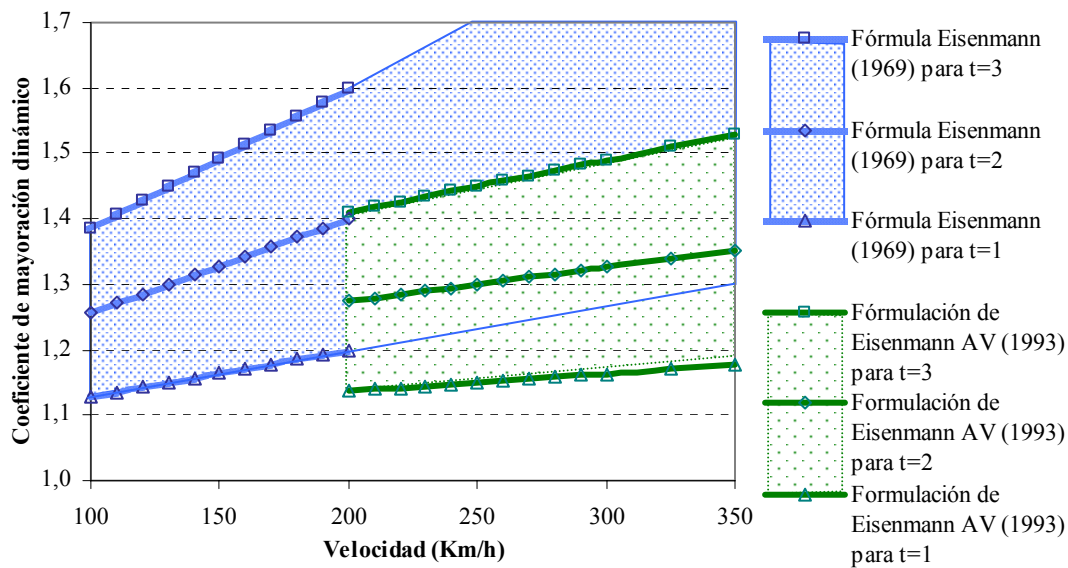


Fig.3.3: Coeficiente de mayoración dinámica calculado a través del criterio de Eisenmann para circulaciones de Alta Velocidad y para vehículos convencionales.

3.1.2. Formulación matemática de Prud'homme

Las importantes dispersiones en las mediciones experimentales de las sobrecargas dinámicas, reflejadas en formulaciones empíricas como la de Eisenmann (1969), llevaron a la SNCF a desarrollar una importante línea de investigación teórica y experimental, con el objetivo de analizar de forma precisa la influencia de las características de la vía y del vehículo en las referidas dispersiones. Estos importantes estudios se llevaron a cabo en las décadas de 60 y 70 bajo la dirección del ingeniero francés André Prud'homme.

La complejidad del estudio teórico de la interacción dinámica vía-vehículo bajo las excitaciones producidas por las irregularidades de la vía, llevó el autor a considerar algunas simplificaciones: separar los movimientos verticales de los horizontales y admitir que las distintas uniones son elásticas y los amortiguamientos de tipo viscoso. Por otra parte, la frecuencia propia del sistema oscilante rueda-carril es sustancialmente superior (decenas de hertzios) a la frecuencia propia de las masas suspendidas y semi-suspendidas (unidades de

hertzios), lo que permite considerar el estudio de los esfuerzos producidos por su oscilación de forma separada, sumando a posteriori sus medias cuadráticas (fig.3.4.).

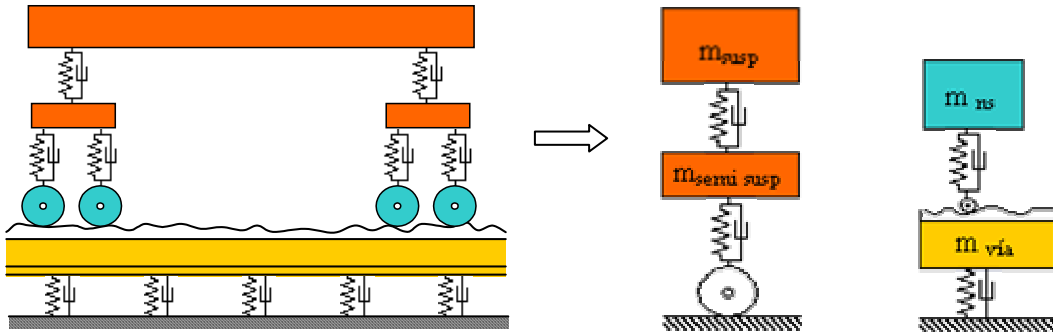


Fig.3.4: Modelo clásico de análisis del sistema vía-vehículo y modelos simplificados considerados por Prud’homme

En el caso de las solicitaciones debido a la oscilación de las masas no suspendidas, la excitación del sistema proviene fundamentalmente de los defectos de nivelación longitudinal. A ese respecto, un análisis del espectro continuo de los defectos aleatorios de nivelación y alineación en las líneas francesas, había puesto de manifiesto que los mismos se ajustan con muy buena aproximación a una relación del tipo:

$$S(\Omega) = \frac{A}{(B + \Omega)^3} \tag{3.10}$$

Donde,

- S(Ω): espectro espacial de los defectos;
- A: parámetro relativo a los defectos de corta longitud de onda ($\lambda < 3m$) -valor considerado en el estudio $A= 2 \cdot 10^6$;
- B: parámetro relativo a los defectos de gran longitud de onda (despreciable en el estudio de las masas no suspendidas);
- Ω: pulsación espacial de los defectos - $\Omega = \frac{2 \cdot \pi}{\lambda}$ (λ - longitud de onda)

Aplicando la teoría de las vibraciones aleatorias, Prud’homme (1970) desarrolló la conocida formulación para el cálculo de las sobrecargas dinámicas producidas por las masas no suspendidas del vehículo:

$$\sigma_{(\Delta QNS)} = 0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{m_{NS} \cdot k \cdot \gamma(\varepsilon)} \tag{3.11}$$

Siendo:

- $\sigma_{(\Delta QNS)}$: desviación típica de las sobrecargas dinámicas debidas a las masas no suspendidas del material circulante;
 V : velocidad de circulación del vehículo, km/h
 b : variable relacionada con los defectos de la vía y del vehículo,
 m_{NS} : masa no suspendida del vehículo, t
 k : rigidez vertical de la vía, t/mm
 $\gamma(\varepsilon)$: amortiguación de la vía.

En el caso de las masas suspendidas, el estudio es análogo salvo que, en este caso, el espectro de excitación, no corresponde a los defectos de nivelación, sino al movimiento de la rueda. El respectivo desarrollo matemático permitió a Prud'homme(1970) reflexionar sobre características del diseño de los vehículos ferroviarios de alta velocidad para minimizar los esfuerzos transmitidos. No obstante, dada la laboriosidad de cálculo a que conduce la resolución de las expresiones obtenidas, Prud'homme y Eriau (1976) propondrían el empleo de una relación empírica, únicamente dependiente del peso por eje, para la estimación de la magnitud de la desviación típica de las sobrecargas dinámicas producidas por las oscilaciones de las masas suspendidas:

$$\sigma_{(\Delta QS)} = \alpha \cdot Q_n \quad (3.12)$$

Donde:

- $\sigma_{(\Delta QS)}$: desviación típica de las sobrecargas dinámicas debidas a las masas suspendidas del vehículo;
 α : coeficiente que varía entre 0,11 (material remolcado) y 0,16 (material motor convencional);
 Q_n : carga estática por eje.

De este modo se puede obtener la desviación típica de las sobrecargas dinámicas totales $\sigma_{(\Delta Q)}$ a través de la relación:

$$\sigma_{(\Delta Q)} = \sqrt{\sigma_{(\Delta QNS)}^2 + \sigma_{(\Delta QS)}^2} \quad (3.13)$$

Prud'homme comprobó el ajuste de las sobrecargas dinámicas totales a una distribución normal, considerando como suficiente el empleo de un coeficiente de seguridad estadístico de 2, correspondiente a 95,5% de los valores, para la obtención de la carga dinámica máxima de diseño, concretamente:

$$Q_{total} = Q_n + Q_{din} \quad (3.14)$$

$$Q_{din} = 2 \cdot \sigma_{(\Delta Q)} = 2 \cdot \sqrt{\sigma_{(\Delta QNS)}^2 + \sigma_{(\Delta QS)}^2} \quad (3.15)$$

Con:

Q_{total} : carga máxima total de cálculo;

Q_n : carga estática por eje;

Q_{din} : sobrecarga dinámica;

La validez de este criterio para calcular la magnitud de los esfuerzos verticales sobre la vía fue comprobada para velocidades de hasta 300 km/h en múltiples ensayos de la SNCF con ocasión de la puesta a punto de la primera línea de alta velocidad francesa entre Paris y Lyon.

3.1.3. Solicitaciones dinámicas verticales a alta velocidad

La formulación de Prud'homme pone en evidencia algunos aspectos de gran interés para la comprensión de la evolución de las dispersiones en los esfuerzos con el incremento de la velocidad, principalmente en cuanto a la contribución de parámetros como el peso no suspendido del vehículo, los defectos de corta longitud de onda y la rigidez vertical de la vía. Las magnitudes de sobrecargas dinámicas a que conduce la aplicación de esta formulación se exponen en la fig.3.5, para una rama de alta velocidad en una vía de excelente ($b=0,5$) y buena calidad ($b=1$).

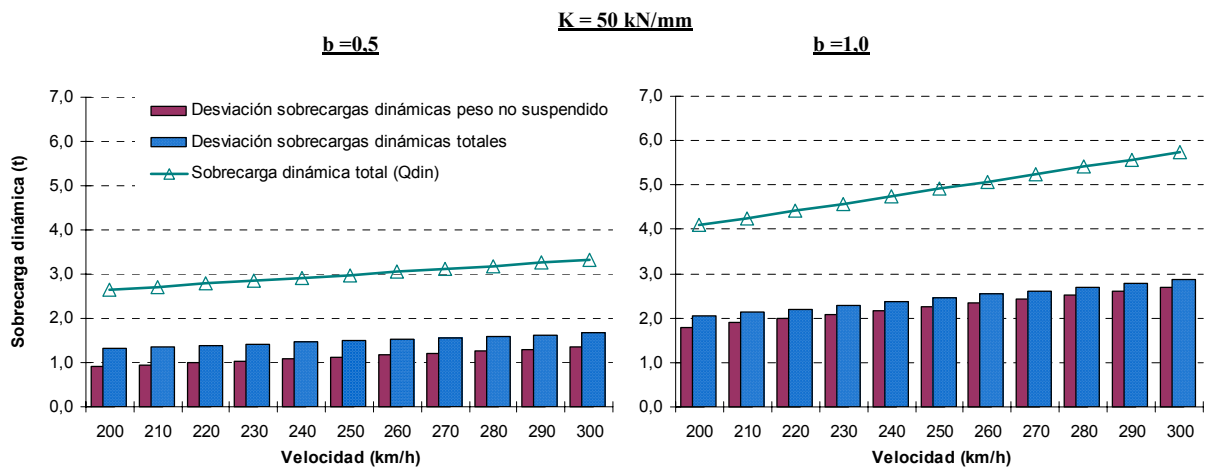


Fig.3.5: Evolución de las sobrecargas dinámicas con la velocidad, de acuerdo con la fórmula de Prud'homme (vehículo TGV).

Las sobrecargas producidas por las oscilaciones de las masas no suspendidas del vehículo representan la mayor porción de las sobrecargas dinámicas a elevadas velocidades (fig.3.6). Este factor es muy relevante incluso en las cargas transmitidas por las ramas de alta velocidad, en que estas masas representan apenas un 10% del peso total por eje.

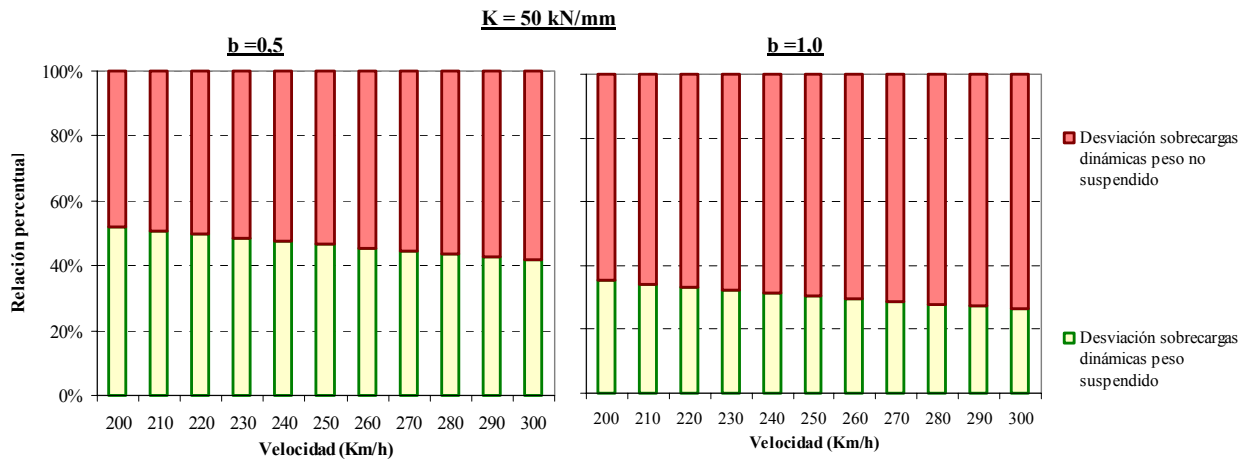


Fig.3.6: Contribución de las sobrecargas dinámicas producidas por el peso suspendido y no suspendido (vehículo TGV) en las sobrecargas dinámicas totales.

Conforme se aprecia en las figuras anteriores, el parámetro relacionado con los defectos de la vía juega un papel de gran importancia en la magnitud de las sobrecargas producidas por las masas no suspendidas. Este hecho queda patente en la fig.3.7. donde se comparan los resultados a que conduce la fórmula de Prud'homme con la de Eisenmann para alta velocidad (1993). En el caso de esta última formulación, considerando una fiabilidad estadística del 99,7% ($t=3$), los resultados para una calidad geométrica de la vía (y ruedas) buena y excelente se aproximan razonablemente a los que resultan de la aplicación del criterio de Prud'homme, en el caso de la estructura de vía de la línea Paris-Lyon, para un parámetro $b=1,0$ y $b=0,5$ respectivamente.

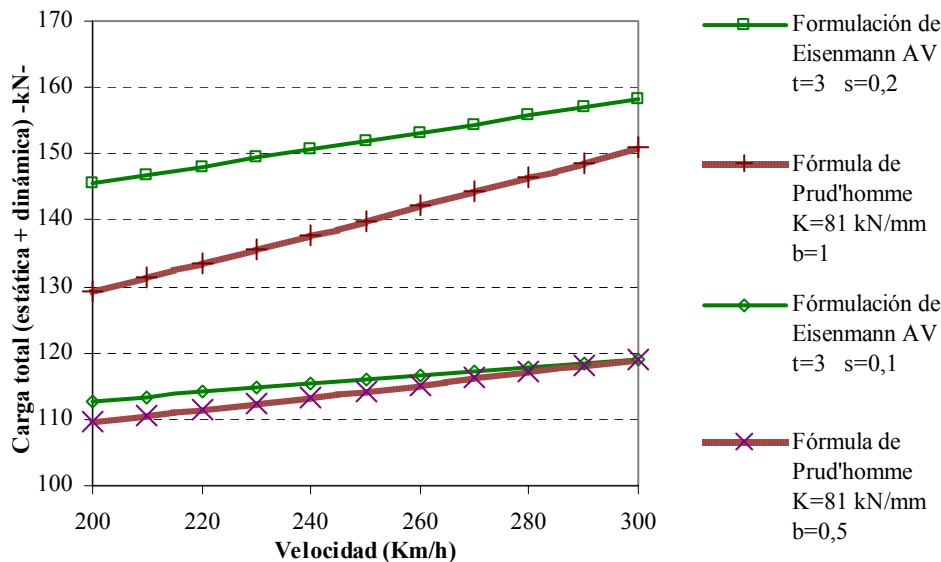


Fig.3.7: Cargas dinámicas producidas por un TGV, según el criterio de Eisenmann y el de Prud'homme, para diferente grado de calidad geométrica de la vía.

Las sobrecargas dinámicas también se ven influenciadas por la estructura de la vía, pudiendo las mismas variar de forma muy acentuada según el vehículo circule por una vía

flexible o más rígida, conforme se aprecia en la fig.3.8. La referida figura pone de manifiesto las limitaciones de la aplicación del criterio de Eisenmann (1993) al no considerar ningún parámetro relativo a las características resistentes de la vía.

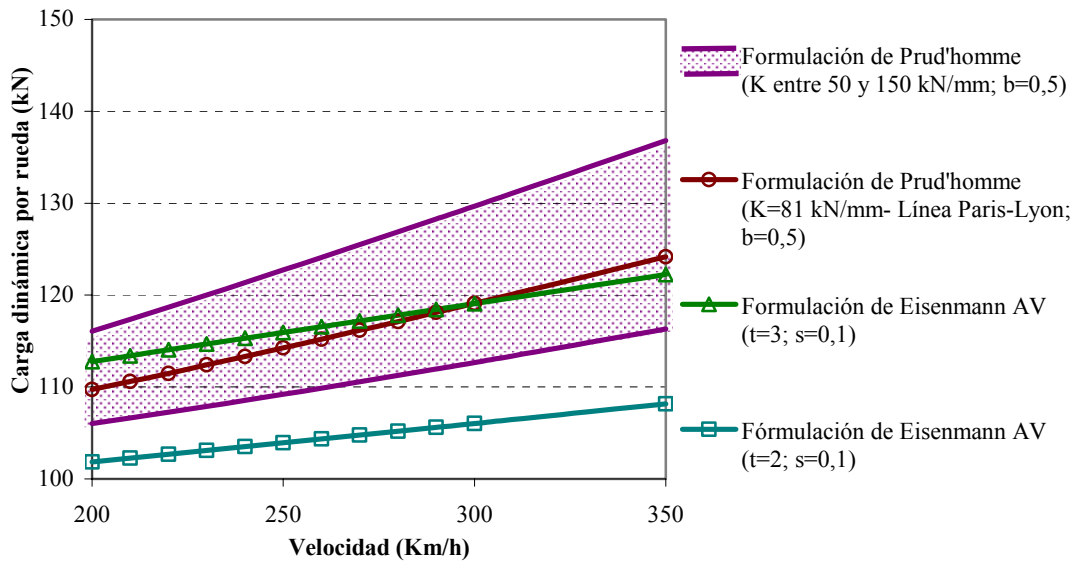


Fig.3.8: Área de incidencia de la rigidez vertical de la vía en la carga dinámica por rueda y limitaciones de la fórmula de Eisenmann (1993).

Para terminar, resulta ahora interesante comparar la importancia relativa de cada uno de los principales parámetros considerados en la metodología de Prud'homme, en la magnitud de las cargas dinámicas máximas transmitidas sobre la vía. En la fig.3.9 se exponen los resultados del análisis paramétrico efectuado, siempre considerando un umbral de variación de los parámetros dentro de las magnitudes susceptibles de ocurrir en casos de líneas de altas prestaciones: a su vez se comparan con una situación de referencia, la cual corresponde a las características de una vía y vehículo de alta velocidad francesa.

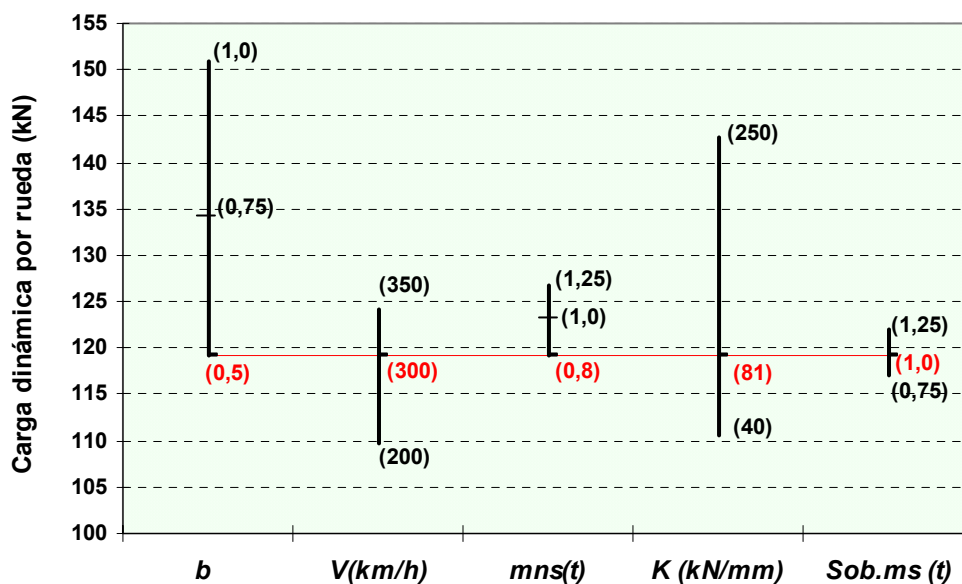


Fig.3.9: Incidencia de los diferentes parámetros en las cargas dinámicas máximas transmitidas al carril.

Los resultados de la referida figura permiten extraer importantes conclusiones, en concreto:

- Los parámetros asociados a los vehículos de alta velocidad, sea la masa no suspendida (m_{ns}) o las sobrecargas debido a las masas suspendidas (sob.ms en la figura) no suponen variaciones muy significativas en las sobrecargas dinámicas, hecho que se explica por el reducido umbral de variación habitual de estos parámetros en las diferentes líneas de alta velocidad;
- La velocidad de circulación dentro del umbral considerado (de 200 a 350km/h) introduce modificaciones tenues en la magnitud de las cargas dinámicas;
- La calidad geométrica de la vía y de las ruedas (parámetro b) así como la rigidez vertical de la vía (K) son, con gran diferencia, los parámetros cuya variación dentro de los umbrales habituales más incide en la magnitud de las cargas dinámicas.

Cabe señalar que estas consideraciones se refieren a una situación de referencia en la que las sobrecargas dinámicas producidas por las masas no suspendidas son muy moderadas: en virtud de considerar en la situación de referencia una calidad geométrica de la vía y ruedas del vehículo en excelente estado y una vía relativamente flexible. Sin embargo, en el caso de que se considere un valor diferente para estos parámetros de referencia, el papel de las sobrecargas debido a las masas no suspendidas en las sobrecargas totales aumenta considerablemente (conforme se demostró anteriormente) y de este modo la incidencia relativa de los restantes parámetros de los cuales dependen esas sobrecargas sería naturalmente más importante. Así, en el caso por ejemplo de una vía más rígida, una reducción del parámetro (b) sería aún más relevante: la misma consideración se hace a la inversa, en el caso de una vía con una calidad geométrica ligeramente inferior, el papel de la rigidez vertical en las cargas dinámicas máximas sería considerablemente mayor. A su vez, también la velocidad y el peso no suspendido supondrían modificaciones más importantes.

Si se tiene en cuenta que las nuevas líneas de alta velocidad se realizan con elevadas exigencias en cuanto al enderezado en fábrica de los carriles y los defectos de corta longitud de onda (con tareas de amolado preventivo periódicas) se puede suponer que la calidad geométrica de las mismas se mantendrá en niveles excelentes como los alcanzados en las líneas de alta velocidad francesas. De este modo, se deduce que el único parámetro cuyo umbral de variación habitual introduce modificaciones significativas en los esfuerzos dinámicos de una vía es la rigidez vertical de la vía.

3.2. Incidencia de la rigidez vertical en los esfuerzos sobre la vía

3.2.1. Sobrecargas dinámicas sobre el carril

La formulación de Prud'homme permite considerar, además de la velocidad y de la calidad geométrica de la vía, la influencia directa de las características estructurales de la misma, a través del parámetro rigidez vertical de la vía, para el cálculo de las sobrecargas dinámicas de los vehículos. Conforme se vio, este parámetro es, juntamente con los defectos de corta longitud y de las ruedas del vehículo, el factor que mayores variaciones puede suponer en la magnitud de los esfuerzos verticales sobre una línea de alta velocidad. En las fig.3.10 y 3.11 se expone de forma más explícita la incidencia de este parámetro en la magnitud de los esfuerzos máximos recibidos por el carril al paso de una circulación de alta velocidad: se consideraron diferentes magnitudes de los restantes parámetros con mayor incidencia también en esos esfuerzos (parámetros V y b).

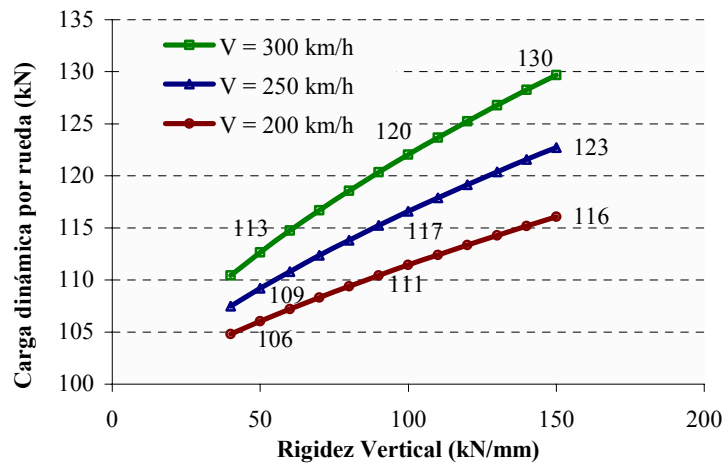


Fig.3.10: Incidencia de la rigidez vertical de la vía en las sobrecargas dinámicas, a diferentes velocidades (vehículo TGV; vía en excelente estado: $b=0,50$).

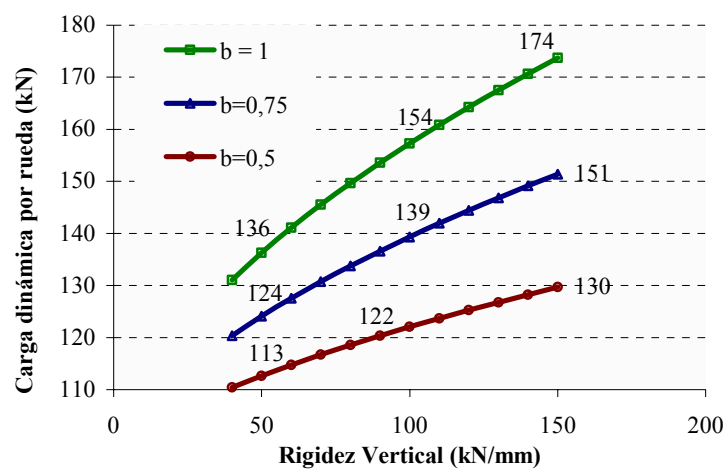


Fig.3.11: Incidencia de la rigidez vertical de la vía en las sobrecargas dinámicas, según la calidad geométrica de la vía (vehículo TGV; $V=300$ km/h).

Así, en una vía de excelente calidad, pasar de una rigidez vertical de 50 kN/mm a 70 kN/mm supone un incremento de esfuerzo vertical producido por un TGV equivalente al de aumentar la velocidad de 250 km/h a 300 km/h. A su vez, pasar de 50 kN/mm a 110 kN/mm tiene el mismo efecto en el esfuerzo máximo vertical transmitido por el vehículo que el de aumentar la velocidad de 200 km/h a 300 km/h para esa rigidez vertical de 110 kN/mm. A su vez, conforme se expuso con anterioridad, se visualiza que si la calidad geométrica del carril (o rueda del vehículo) no es excelente, las sobrecargas dinámicas alcanzan fácilmente más del doble de la estática cuando la rigidez vertical es elevada.

3.2.2. Flexión vertical del carril

La repercusión de la magnitud de la rigidez vertical de la vía en el momento flector máximo sobre el carril puede deducirse a partir de la formulación de Zimmermann, concretamente:

$$(2.6) \quad M(x) = \frac{Q}{4} \cdot L \cdot e^{-\frac{x}{L}} \cdot \left[\cos \frac{x}{L} - \sin \frac{x}{L} \right], \quad \text{con}$$

$$(2.7) \quad L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{b \cdot C}}$$

para el momento flector en el punto de aplicación de la carga, $x=0$ viene:

$$M_{\text{máx}} = \frac{Q}{4} \cdot \sqrt[4]{\frac{4 \cdot EI}{b \cdot C}} \quad (3.16)$$

Sustituyendo (2.8) $b = \frac{A_t}{d}$

y (2.25) $C = \sqrt[3]{\frac{K^4}{64 \cdot EI} \cdot \frac{d}{A_t}}$

se obtiene

$$M_{\text{máx}} = \frac{Q}{2} \cdot \sqrt[3]{\frac{EI}{K}} \quad (3.17)$$

Con:

$M_{\text{máx}}$: momento flector máximo en el punto de aplicación de la carga;

Q: carga por rueda considerada (estática o dinámica);

EI: rigidez a flexión del carril;

K: rigidez vertical de la vía;

En la fig.3.12 se representan los resultados para el momento flector máximo de un carril UIC60 según la magnitud de la rigidez vertical de una vía, en el caso de una carga estática de un TGV (8,15t por rueda). Se observa el positivo efecto de incrementar la rigidez vertical de la vía, con una reducción de 21% y 31% al pasar de una rigidez vertical de la vía de 40 kN/mm para 80 kN/mm o 120 kN/mm respectivamente.

No obstante, si se tiene en cuenta el incremento de la carga máxima aplicada sobre el carril debido al aumento de la rigidez vertical de la vía, aplicando la formulación de Prud'homme, se puede observar como las ventajas relativas de una mayor rigidez en la disminución del momento flector máximo del carril se minimizan: una reducción de 15% a 21% en los incrementos de rigidez vertical anteriormente mencionados.

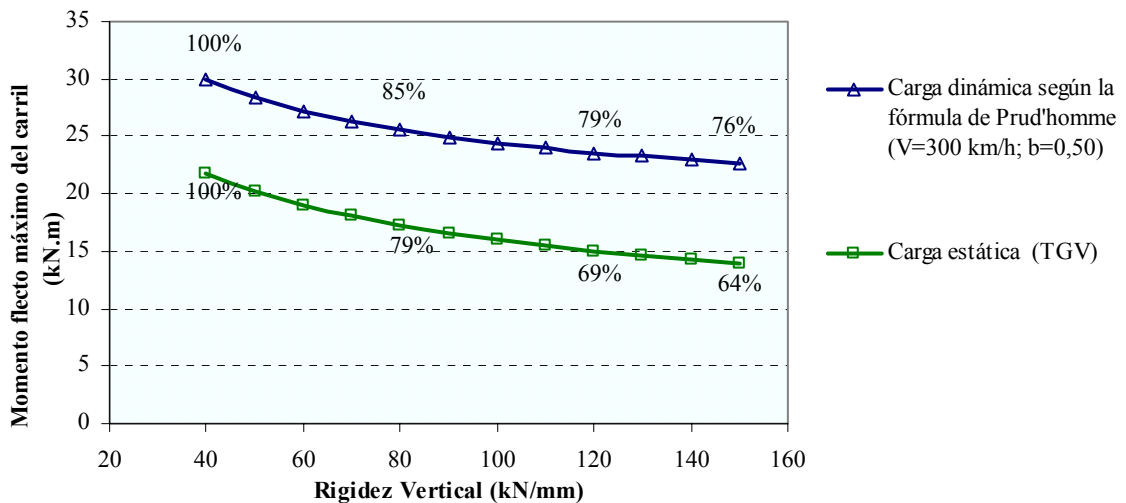


Fig.3.12: Incidencia de la rigidez vertical de la vía en el momento flector máximo del carril.

Sin embargo, en términos prácticos las ventajas de una mayor rigidez vertical en la reducción de la flexión del carril y consecuentemente en la fatiga de ese elemento son poco significativos, en virtud de los elevados coeficientes de seguridad empleados en su diseño. Por otra parte, el desgaste del carril es particularmente sensible a los esfuerzos dinámicos verticales, por lo que un aumento de la rigidez vertical de la vía resulta perjudicial desde esa óptica.

3.2.3. Esfuerzos verticales sobre traviesa y balasto

La relación entre el parámetro rigidez vertical de la vía y los esfuerzos verticales transmitidos al balasto también se puede deducir a partir de la formulación de Zimmermann basada en la teoría de Winkler, concretamente:

$$(2.5) \quad y(x) = \frac{Q}{2 \cdot b \cdot C} \cdot \frac{1}{L} \cdot e^{-\frac{x}{L}} \cdot \left[\cos \frac{x}{L} + \sin \frac{x}{L} \right],$$

El desplazamiento vertical en el punto de aplicación de la carga, $x=0$ viene dado por:

$$y_{m\acute{a}x} = \frac{Q}{2 \cdot b \cdot C} \cdot \sqrt[4]{\frac{b \cdot C}{4 \cdot EI}} \quad (3.18)$$

sustituyendo en (2.8) y (2.20)

$$\text{viene:} \quad y_{m\acute{a}x} = \frac{Q}{2 \cdot \sqrt{2}} \cdot \sqrt[4]{\frac{d^3}{EI \cdot k_{eq}^3}} \quad (3.19)$$

$$\text{y,} \quad R_{m\acute{a}x} = y_{m\acute{a}x} \cdot k_{eq} = \frac{Q}{2 \cdot \sqrt{2}} \cdot \sqrt[4]{\frac{d^3}{EI}} \cdot k_{eq} \quad (3.20)$$

$$\text{Sustituyendo (2.27) } k_{eq} = \sqrt[3]{\frac{K^4}{64 \cdot EI}} \cdot d$$

$$\text{se obtiene} \quad R_{m\acute{a}x} = \frac{Q \cdot d}{4} \cdot \sqrt[3]{\frac{K}{EI}} \quad (3.21)$$

Donde:

- $R_{m\acute{a}x}$: reacción vertical máxima de la traviesa;
- Q: carga por rueda considerada (estática o dinámica);
- d: distancia entre traviesas;
- EI: rigidez a flexión del carril;
- K: rigidez vertical de la vía;

Esta relación pone de manifiesto un incremento de los esfuerzos verticales sobre traviesa y balasto con la raíz cúbica de la rigidez vertical de la vía.

En términos concretos en el caso de una carga estática de un TGV (8,15t por rueda), se puede apreciar en la fig.3.13 las correspondientes variaciones porcentuales en las tensiones transmitidas sobre el balasto según la magnitud de la rigidez vertical de una vía de alta velocidad (carril UIC60 sobre traviesas espaciadas 60cm). Cabe destacar que un aumento de la rigidez vertical de la vía de 40 kN/mm a 80 kN/mm o 120 kN/mm supone un incremento de 26% y 44% respectivamente en la carga transmitida al balasto.

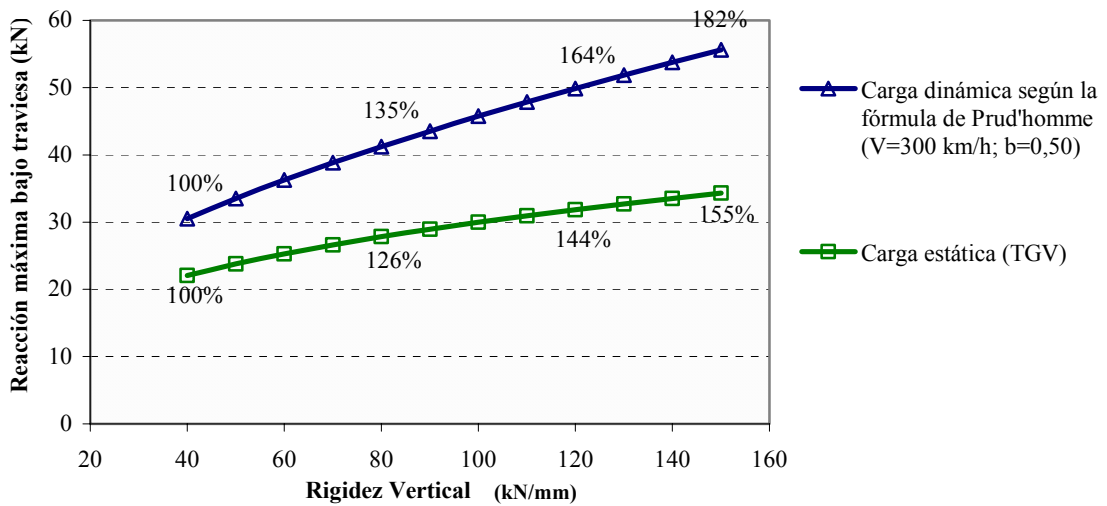


Fig.3.13: Incidencia de la rigidez vertical de la vía en las tensiones transmitidas al balasto.

Si además se considera el efecto de la rigidez vertical en la sobrecarga dinámica máxima transmitida por el vehículo, aplicando la formulación de Prud'homme, se observa en la referida figura que dicho aumento en la rigidez vertical de la vía produce incrementos en las tensiones medias recibidas por el balasto del orden de 35% al 64%.

Sabiendo que el deterioro de la calidad geométrica está directamente vinculado al nivel de esfuerzos verticales sobre el balasto, las diferencias verificadas de esos esfuerzos según una u otra magnitud de la rigidez vertical de la vía ponen de relieve la importancia que este parámetro puede tener en los costes de mantenimiento, conforme se discutirá en el próximo capítulo.

Capítulo

4

VALOR ÓPTIMO DE LA RIGIDEZ VERTICAL DE LA VÍA

4.1. Sobre la necesidad de encontrar un valor óptimo

Las crecientes exigencias de rentabilidad de las líneas de ferrocarril hacen cada vez más prioritario obtener un conocimiento claro sobre cuales son los parámetros o elementos estructurales sobre los que se puede actuar para minimizar los costes totales de inversión, conservación y explotación comercial. En el caso de los costes de conservación, la investigación ferroviaria en las últimas décadas comprobó la elevada importancia del parámetro rigidez vertical de la vía. Conforme se expuso en el capítulo anterior, ese parámetro juega un importante papel en la magnitud de los esfuerzos verticales transmitidos a los diferentes componentes de la estructura de la vía, estando por ello directamente asociado a su respectivo proceso de deterioro.

La rigidez vertical de la vía depende de la rigidez de sus componentes: carril, placa de asiento, fijaciones, balasto, sub-balasto y plataforma. Una magnitud de rigidez vertical global dada, según como se distribuya por los diferentes elementos estructurales, podrá incidir de forma muy diversa en diferentes tipos de deterioro de la vía. Debido a la extrema complejidad de esa interacción resulta preferible abordar en primer lugar la influencia de la rigidez vertical global sin considerar de forma explícita la rigidez individual de cada componente. A posteriori se reflexionará sobre como se debe distribuir esa magnitud para que las consideraciones efectuadas en base al valor global sean válidas.

Así, a la hora de cuantificar su incidencia en el deterioro de la vía, tanto el conocimiento teórico como la experiencia práctica han evidenciado que:

- en infraestructuras demasiado flexibles se puede producir un hundimiento de la plataforma, se genera un mayor asiento del balasto así como importantes tensiones de flexión en el carril;

- en vías demasiado rígidas se generan unas elevadas fuerzas de contacto en el carril, un incremento de las tensiones verticales y de las aceleraciones sobre el balasto y consecuentemente un mayor asiento del mismo.

Por otra parte, la incidencia de la rigidez vertical de la vía no se limita a los costes de mantenimiento de la misma. En efecto, importantes estudios teóricos sobre el fenómeno de la deformada dinámica de la vía, conducidos por Fortin (1982) en la línea de alta velocidad francesa entre Paris y Lyon, evidenciaron la influencia de la rigidez vertical de la vía en la resistencia al avance de los vehículos. Las consideraciones teóricas fueron confirmadas dentro de las pruebas “TGV 100”, cuyos resultados (fig.4.1) evidenciaban las ventajas de un aumento de la rigidez para disminuir la energía disipada por los vehículos.

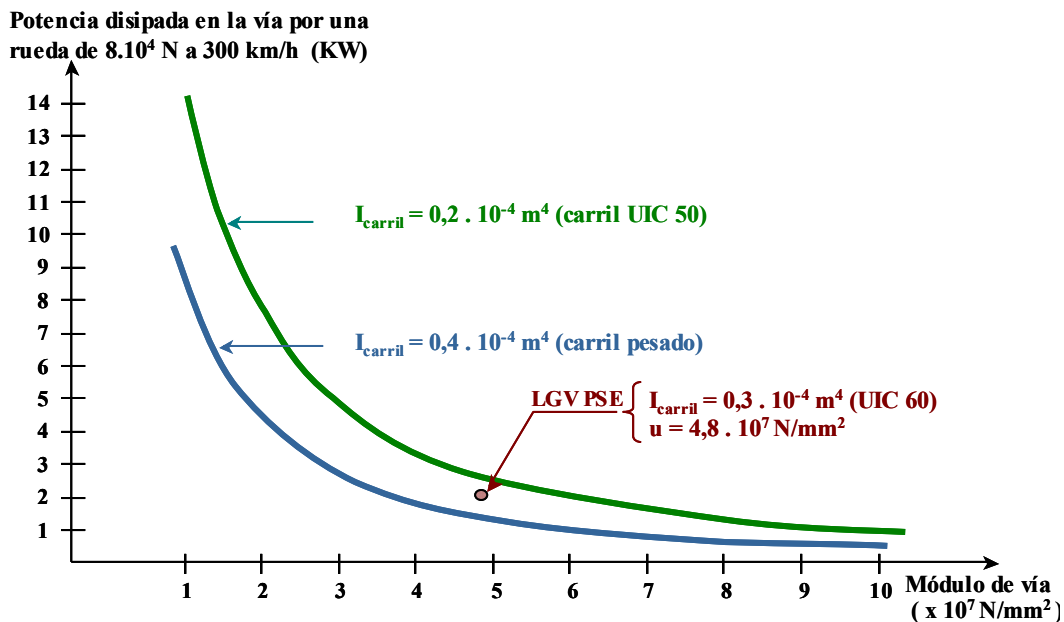


Fig.4.1: Influencia del módulo de vía y de la inercia del carril sobre la potencia disipada. Fuente: Sauvage y Fortin (1982)

En la figura anterior se puede observar como la magnitud de energía disipada en una vía con un módulo de vía de 20 MN/m² es del orden de 4 veces superior a la energía disipada en vías con un módulo de vía de 60 MN/m². Esta importante variación en la energía disipada, considerando valores habituales del módulo de vía en líneas de alta velocidad, pone de manifiesto la necesidad de tener también en cuenta este factor a la hora de diseñar la estructura de una vía, debido a su repercusión en los costes energéticos, o sea en los costes de explotación comercial.

De este modo se puede deducir el interés de encontrar, si es posible, un umbral de magnitud de la rigidez vertical de una vía que minimice los costes totales de conservación y de

explotación. Para ello, a continuación se revisará el estado actual de conocimientos en cuanto al valor óptimo de la rigidez vertical. Posteriormente se analizará en profundidad la incidencia de este parámetro en los costes relacionados con el deterioro de la calidad geométrica y con la energía disipada por los vehículos, proponiendo la adopción de una metodología que facilite la definición de un umbral óptimo bajo la perspectiva dual señalada. En el capítulo 5 se reflexionará sobre cómo se reparte dicho umbral óptimo por los diferentes elementos estructurales que componen la vía así como sobre el interés de acotar la variancia de este parámetro a lo largo de un trazado.

4.2. Antecedentes y estado actual de conocimientos

Aún cuando la importancia de la rigidez vertical de la vía fue puesta de manifiesto por diversos autores en los últimos 30 años, los antecedentes presentes en la bibliografía en cuanto a la conveniencia de alcanzar un valor óptimo son escasos. La mayoría de los estudios relacionados con la magnitud recomendable de este parámetro abordan su incidencia en el deterioro de la vía de una forma parcial sin considerar una visión sistémica del problema.

Tradicionalmente y al igual que en otros campos de la ingeniería civil, el razonamiento clásico de diseño de las vías de ferrocarril consideraba que los costes de conservación disminuyen con un incremento de la resistencia estructural de la vía. De este modo la adopción de elevados coeficientes de seguridad en el diseño era entendido también como benéfico para los costes de conservación. A su vez, los costes de explotación se consideran generalmente como independientes de las características estructurales de la vía. En síntesis, el diseño estructural de la vía se centraba inicialmente en la optimización del binomio costes de inversión-costes de conservación, considerando estos últimos en general como inversamente proporcionales a la resistencia vertical de la vía.

Solamente a partir de las conclusiones de los estudios llevados a cabo por Prud'homme en la década de los 70 se planteó por primera vez la necesidad de no incrementar excesivamente la resistencia vertical en las vías de forma que no se incrementasen las sollicitaciones dinámicas verticales transmitidas por los vehículos. Posteriores investigaciones desarrolladas en la misma década en países como Japón, Gran Bretaña y Rusia (sintetizadas en el cuadro 4.1), confirmarían las ventajas de una vía lo más flexible posible para disminuir los esfuerzos verticales transmitidos en algunas situaciones específicas susceptibles de ocurrir en las vías sobre balasto.

AUTOR (AÑO)	ÁMBITO DE INFLUENCIA DE LA RIGIDEZ VERTICAL DE LA VÍA	REPRESENTACIÓN GRÁFICA DE FORMA ESQUEMÁTICA
Prud'homme (1970)	Solicitaciones verticales ejercidas sobre la vía por el peso no suspendido de los vehículos	Defectos aleatorios Apoyo uniforme
Hirano (1972)	Deformación sinusoidal de la vía	
Kuroda (1973)	Deformación sinusoidal en el carril	
Jenkins (1974)	Sobrecargas verticales en juntas	
Amielin (1974)	Interacción infraestructura natura y obra de fábrica.	

Cuadro 4.1: Estudios sobre la incidencia de la rigidez vertical de la vía en los esfuerzos dinámicos en situaciones singulares. Fuente: López Pita y Fonseca Teixeira (2001)

Naturalmente, esa reducción de la rigidez vertical de la vía en ningún caso debe suponer la existencia de esfuerzos máximos superiores a los admisibles en cualquier elemento de la estructura de la vía y en especial en su elemento más débil: la plataforma. Con ese propósito la experiencia acumulada por la SNCF en los años 70 permitió a la UIC establecer el gráfico de la fig.4.2 donde se ilustra el acelerado incremento de los recursos necesarios para el mantenimiento de la calidad geométrica de una vía al superarse las tensiones admisibles en ese elemento.

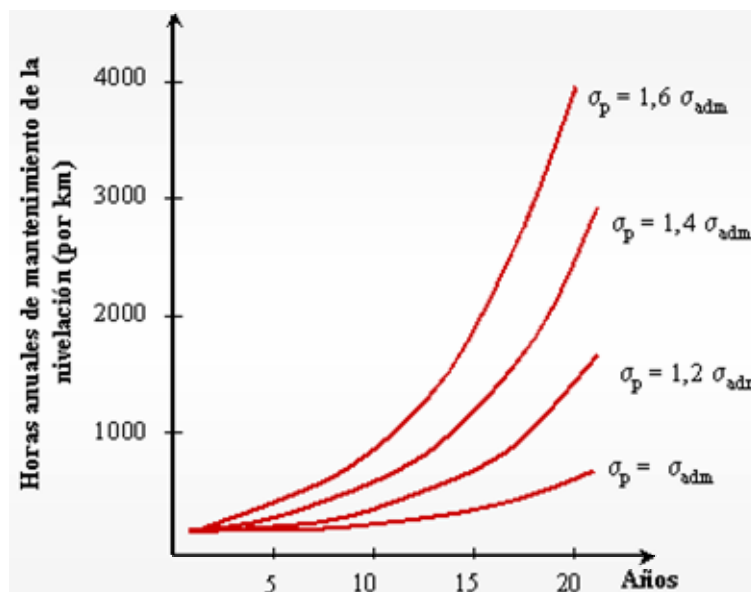


Fig.4.2: Relación entre las horas de mantenimiento y la calidad de la plataforma (UIC) basada en datos de las principales líneas francesas (años 70). Fuente: López Pita (1984).

Investigaciones más recientes sobre líneas convencionales en explotación confirman el importante agravamiento de los costes de mantenimiento en aquellos tramos cuya capacidad resistente de la infraestructura es débil con relación a los esfuerzos sometidos. Un estudio en las principales líneas austriacas publicado por Veit (1999) pone de relieve que los tramos sobre plataforma deficiente suponen costes de mantenimiento hasta 8 veces superiores a los relativos a tramos de vía sobre plataforma de buena calidad: cabe destacar que una importante porción de esos costes se atribuyen a las perturbaciones provocadas en la explotación comercial de la línea (restricciones de velocidad, etc.). Otro estudio publicado por Sussmann et al. (2001) confirma la existencia de una velocidad de degradación de la calidad geométrica de la vía hasta 5 veces superior en aquellos tramos sobre plataforma deficiente comparada con tramos sobre plataforma de buena calidad.

Esta importancia económica directamente perceptible motivó que una buena parte de la investigación reciente sobre la magnitud adecuada de la rigidez vertical de las vías se centre en la definición de valores mínimos de resistencia vertical que eviten este tipo de deterioro excesivo de la calidad de la vía por hundimiento de la plataforma. A título de ejemplo, Raymond (1985) sugiere que una magnitud óptima del módulo de vía debe ser siempre superior a 35 MPa, mientras que Selig y Li (1994) proponen un valor mínimo de 28 MPa para ese parámetro. Estos últimos autores norte-americanos evidenciaban que, si es posible, un incremento de rigidez de la plataforma es siempre favorable, dado que, conforme ejemplificaban en el cuadro 4.2, el incremento de la tensión admisible en este elemento estructural aumenta más rápidamente que el nivel de tensiones motivado por una mayor concentración de esfuerzos bajo la traviesa más solicitada.

SUELO DE PLATAFORMA	MÓDULO DE DEFORMACIÓN (MPa)	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (KPa)
Blando	7 – 28	34 – 103
Medio	28 – 69	103 – 207
Rígido	69 – 138	207 – 345

Cuadro 4.2: Correlación estimada entre el módulo de deformación del suelo y su resistencia a compresión . Fuente: Selig y Li (1994)

No obstante, el incremento indiscriminado de la capacidad portante de la plataforma no se traduce solamente en resultados positivos para el deterioro de las vías. De hecho, un ligero incremento de la capacidad portante de la plataforma supone un importante aumento de la rigidez vertical global de la vía, que a su vez repercute directamente en las sobrecargas dinámicas transmitidas por los vehículos a la estructura de vía, factor no contemplado en los mencionados estudios de Selig y Li (1994). Por otra parte estos razonamientos enfocados exclusivamente al deterioro por hundimiento de la plataforma pierden de vista la incidencia de estos incrementos de rigidez vertical en el estado de tensión en la capa de balasto, factor que está directamente relacionado a su asiento medio, que a su vez

representa la mayor porción del asiento total de una vía sobre una plataforma de buena calidad.

Precisamente con el fin de no aumentar excesivamente estos esfuerzos verticales sobre el balasto y consecuentemente los costes de mantenimiento, la preocupación de los Ferrocarriles Franceses (SNCF) a la hora de diseñar sus primeras líneas de Alta Velocidad Francesa, fue la de no aumentar la rigidez vertical de las vías de nueva construcción con relación a las líneas convencionales, buscando una equivalencia mediante una mayor elasticidad de las placas de asiento, conforme explicaban Sauvage y Larible (véase la fig.4.3).

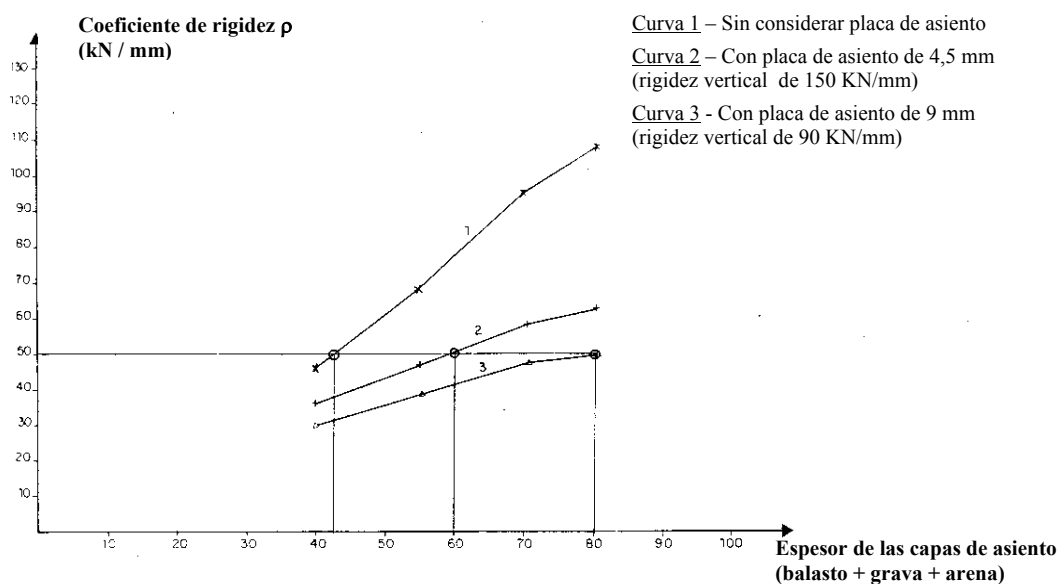


Fig.4.3: Relación entre el coeficiente de rigidez de apoyo (ρ) y el espesor de las capas de asiento, para diferentes tipos de palcas de asiento. Fuente: Sauvage y Larible (1982)

En el caso español, la conveniencia de limitar la magnitud de la rigidez vertical de la vía fue también tomada en consideración en el desarrollo del catálogo de secciones estructurales desarrollado por RENFE a finales de la década de los 70. Los estudios conducidos por López Pita (1978) llevaron a la definición de secciones estructurales de vía con la mínima rigidez vertical posible, mientras se garantizasen unos esfuerzos en todos los elementos inferiores a sus máximos admisibles.

Sintetizando, hasta mediados de los años 80, la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía no era discutida más que de una forma cualitativa:

- desde la perspectiva de lograr una elevada rigidez de la infra-estructura sin preocuparse por el incremento de las cargas dinámicas en algunos casos,
- o bien en otros casos desde la perspectiva opuesta de no aumentar excesivamente la rigidez vertical, sin por ello reflexionar sobre el valor concreto más recomendable según la tipología de la línea.

La primera reflexión importante sobre el interés en definir un umbral de magnitud óptimo para la rigidez vertical de la vía fue planteada por López Pita (1984). Basándose en los resultados publicados por Sauvage y Fortín (1982), el autor formuló que la magnitud óptima de rigidez vertical de una vía debería ser tal que se optimizase el binomio solicitaciones dinámicas verticales-energía disipada en la vía, conforme se visualiza en la representación esquemática de la fig.4.4.

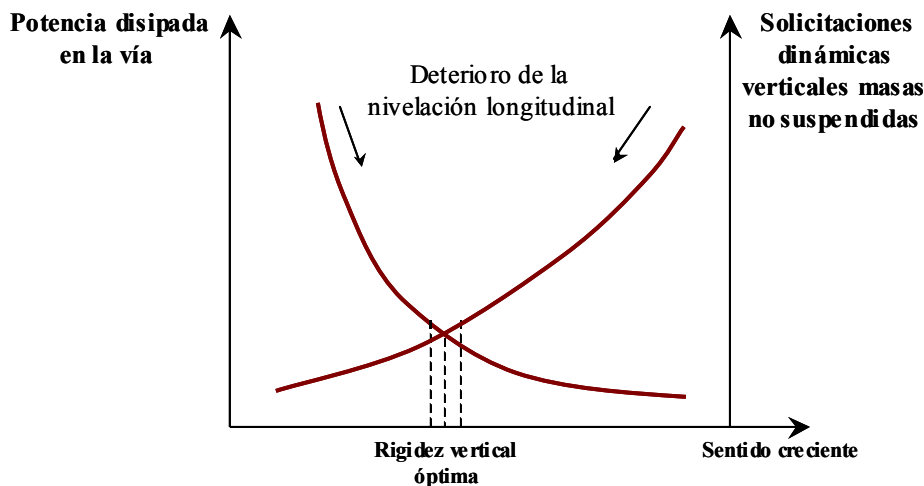


Fig.4.4: Optimización de la rigidez vertical. Fuente: López Pita (1984)

En base a estas consideraciones, el autor indicaba como primera aproximación, que para una vía con circulaciones a 200 km/h la rigidez vertical óptima debería situarse en torno a 5 t/mm, mientras que para una velocidad de 300 km/h esa magnitud subiría hasta 7,8 t/mm. Sin embargo, este primer análisis no tuvo seguimiento con posterioridad. Los estudios más recientes presentes en la bibliografía se centran en la incidencia de la rigidez vertical en el deterioro de la vía, sin plantear en ningún momento el efecto que su influencia en la energía disipada puede jugar en la definición de una magnitud óptima.

Sharpe (1996) sintetizó algunos trabajos realizados en Gran Bretaña para tratar de correlacionar la magnitud de una rigidez vertical dada con la calidad geométrica de la vía. Según el autor, investigaciones dirigidas por Jenkins y Wiseman en 1990 trataron de encontrar una relación entre la calidad geométrica de diferentes tramos de una línea y las propiedades geológicas del suelo por el que transcurre. Los resultados obtenidos evidenciaron una peor calidad geométrica en tramos sobre plataforma muy blanda (suelos arcillosos), sin embargo para los restantes tramos no encontraron ninguna correlación, aún cuando existían significativas variaciones en la geología del terreno. Este hecho se debe según el autor a no haber considerado los diferentes mecanismos de deterioro en los que interviene la rigidez vertical de la vía, en concreto: las sobrecargas dinámicas, la repartición de cargas sobre la traviesa más cargada, el asiento del balasto y las fluctuaciones dinámicas

debidas a las variaciones de rigidez vertical de la vía. En un intento de correlacionar los factores mencionados, Sharpe (1996) indica que el empleo de la ecuación siguiente permite evaluar con buena precisión la incidencia de diferentes parámetros de rigidez vertical en la calidad geométrica de un tramo de vía dado:

$$\sigma_T = W \cdot C_D \cdot V \cdot \sqrt{K_{Dmedio}} + C_A \cdot \sigma_{KA} + C_B \cdot \sigma_{KB} \quad (4.1)$$

Donde:

- σ_T : influencia de las características de rigidez vertical del apoyo de la vía, en la desviación típica del perfil vertical del carril;
- W : factor que representa la calidad del carril en el tramo;
- V : velocidad de circulación sobre la línea;
- K_{Dmedio} : rigidez vertical dinámica media;
- σ_{KA} : desviación típica de la rigidez vertical de la vía;
- σ_{KB} : desviación típica de los esfuerzos cortantes en el balasto (relacionado con la deformación vertical de esa capa);
- C_D, C_A, C_B : constantes de deterioro.

En términos cualitativos, dicha formulación indica que el deterioro de la vía se incrementa con la rigidez vertical dinámica de la vía y las variaciones de rigidez vertical. A su vez, disminuiría al reducirse la deformación vertical de la capa de balasto, o sea con un incremento de la rigidez vertical del apoyo de esa capa. En síntesis, esta formulación consigue reunir los diferentes parámetros de rigidez vertical de la vía con incidencia en el deterioro de la misma. Sin embargo la forma en como esos parámetros intervienen en el deterioro es discutible. Cabe señalar que el miembro izquierdo de la formulación corresponde a la formula obtenida por Nield y Goodwin (1969) para la carga dinámica de impacto producido por las ruedas al pasar por una soldadura defectuosa del carril (o junta). Se asume que el deterioro de la vía será proporcional a las sobrecargas dinámicas producidas en casos de defectos puntuales de la superficie del carril. Por otra parte, no se precisa ningún valor numérico, sobretodo para las constantes de deterioro, las cuales definen la importancia relativa de los diferentes parámetros de rigidez vertical involucrados en la formulación. De este modo, esta formulación representa solamente una reflexión cualitativa sobre la posible incidencia de la rigidez vertical de la plataforma en el deterioro de una vía.

También en la década de los 90, G.Hunt (1996, 1997, 2000) llevó a cabo diferentes estudios sobre la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía, en su mayoría a través del organismo británico de investigación ferroviaria AEA-Technology y en el ámbito de los

importantes proyectos de investigación EUROBAL T I y II². En concreto, el equipo dirigido por G.Hunt (1997) desarrolló en la primera fase de ese proyecto un análisis comparativo de varios modelos de predicción de la evolución de la calidad geométrica de las vías, que evidenciaron el importante papel de la magnitud de la rigidez vertical de la infraestructura ferroviaria. En la fig.4.5 se expone el resultado de un estudio de optimización efectuado por el autor inglés para el caso de una vía de alta velocidad británica, en el que se contempla la incidencia de la rigidez vertical de la infraestructura en el deterioro de la calidad geométrica (intervalo de bateo) y también en la fatiga del carril (periodo de vida del carril).

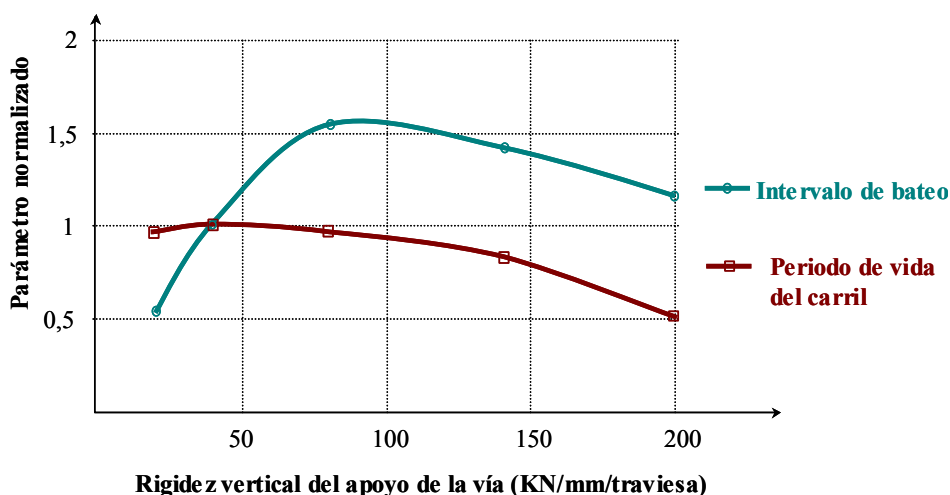


Fig. 4.5: Relación entre la rigidez vertical de la infraestructura de la vía y el deterioro en una línea de alta velocidad. Fuente: Hunt (1997).

Conforme se observa en la referida figura, para valores reducidos de la rigidez vertical del apoyo de la vía (o sea, para una acentuada deformación de la plataforma) el intervalo de bateo necesario es muy pequeño, lo cual representa los problemas típicos de mantenimiento frecuente en líneas sobre plataformas excesivamente blandas. Con el aumento de la rigidez vertical de la infraestructura, aumenta el intervalo de bateo hasta alcanzar un nivel máximo (mínimo deterioro de la vía), disminuyendo a partir de aquí con el incremento de la rigidez vertical de la infraestructura; a su vez el autor alerta de que la localización de ese punto de inflexión varía con el tráfico y la velocidad. Para reflexionar sobre la validez de estas consideraciones, cabría analizar el modelo de deterioro empleado en la AEA-Technology, denominado LONG7. Sin embargo, la información publicada a ese respecto es muy escasa: el autor indica que el modelo deriva de la aplicación de la conocida ley de deterioro de Shenton (1985) en la que se incorporó el efecto de otros parámetros, entre ellos la rigidez vertical de la infraestructura.

² EUROBAL T I y II: proyecto de investigación dedicado a la optimización de las vías sobre balasto, que reunió importantes organismos de investigación europeos así como la SNCF, la DB, la Railtrack y la Banverket. La primera fase se llevó a cabo entre 1992 y 1996 y la segunda entre 1997 y 2001.

Por otra parte, este estudio se centra en la capacidad portante de la infra-estructura, sin que quede patente la eventual incidencia que puede tener la elasticidad de la placa de asiento del carril. En un estudio posterior, Hunt (2000) incorporó el efecto de la elasticidad de la placa de asiento en el modelo LONG7; los resultados del autor muestran sin embargo una reducida sensibilidad a este parámetro, conforme se visualiza en la fig. 4.6. A su vez la interpretación de los datos publicados resulta confusa: en algunos casos se refiere a rigidez vertical de apoyo de la traviesa y al módulo de vía como si se tratasen del mismo parámetro, sin que quede claro si los valores de rigidez vertical en abscisas se refieren a un parámetro global de apoyo o sólo al apoyo del sistema balasto-plataforma.

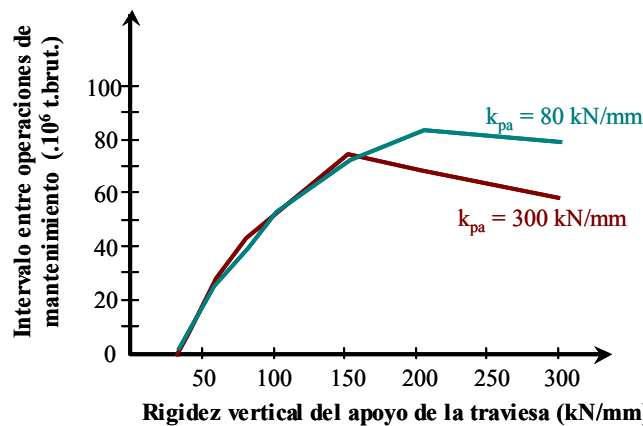


Fig. 4.6: Relación entre la rigidez vertical de la infraestructura de la vía y el deterioro en una línea de alta velocidad. Fuente: Hunt (2000).

Por último, Sussmann et al. (2001) trataron de correlacionar datos experimentales con los estudios publicados por Hunt (1997), asociando el valor normalizado de 1,0 al grado de deterioro medio de tramos de vía en que el bateo es prácticamente el único mantenimiento necesario (fig.4.7).

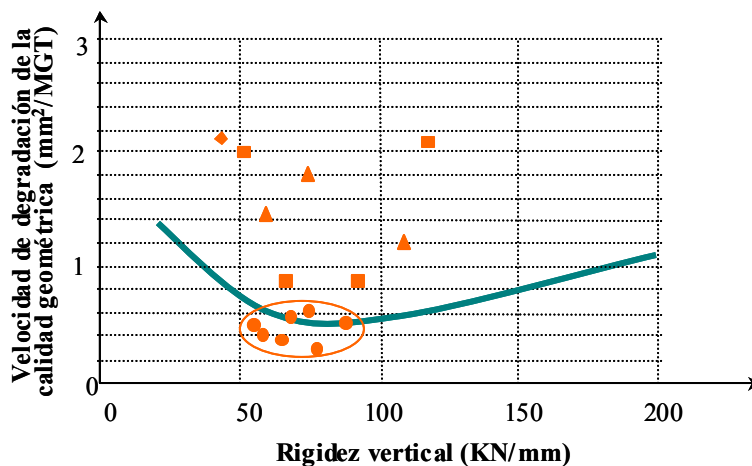


Fig.4.7: Relación entre rigidez vertical y grado de deterioro de una vía. Fuente: Sussmann et al. (2001)

Los autores interpretaron los resultados de Hunt (1997) de la fig. 4.5 como relativos a la rigidez vertical global de la vía. Estos resultados evidenciaban, según ellos, la validez de admitir una relación directa entre la rigidez vertical de una vía y su respectivo grado de deterioro en los casos en que la vía es de buena calidad. No obstante, la concordancia entre la curva trazada y algunos puntos de medición no es más que artificial, dado que los propios autores destacan la existencia de una gran disparidad con relación a mediciones en otros tramos.

En síntesis, aún cuando la investigación ferroviaria en los últimos 30 años viene señalando la necesidad de optimizar la magnitud de la rigidez vertical de la vía para disminuir los costes de mantenimiento, el conocimiento alcanzado hasta el momento todavía no permite efectuar más que reflexiones cualitativas poco claras. De entre las investigaciones que trataron de profundizar en este tema, sobresale el proyecto EUROBALT, uno de los principales proyectos de investigación ferroviaria llevados a cabo en la última década, donde se trataron de desarrollar modelos de deterioro de vía incorporando la rigidez vertical de la infraestructura. La principal conclusión obtenida alcanzada por ese proyecto después de casi 11 años de investigación fue que, en general, la rigidez vertical de la infraestructura de las líneas de alta velocidad se encuentra próximo a los valores óptimos.

Téngase en cuenta que este proyecto solamente consideró de forma marginal la incidencia de los elementos elásticos como la placa de asiento del carril, concluyendo que la placa de asiento tenía una incidencia moderada solamente a partir de elevadas magnitudes de rigidez vertical. Sin embargo esta incidencia puede, a nuestro entender, ser suficientemente significativa. En efecto, si es verdad que el diseño de la infraestructura ferroviaria en los principales enlaces de alta velocidad europeos se encuentra más o menos estandarizada (por lo menos a nivel de capacidad portante mínima por exigencias de fiabilidad estructural), no sucede lo mismo con la elasticidad de las placas de asiento donde existe una gran disparidad entre las diferentes líneas, conforme se discutirá más adelante en este estudio.

Por otra parte, si se exceptúa el estudio llevado a cabo por López Pita (1984), en ninguna otra investigación se consideró la hipótesis de tener en cuenta el efecto de la rigidez vertical de la vía en los costes de explotación comercial, en virtud de su relación con la energía disipada sobre la vía. De este modo, se tratará a continuación de desarrollar una metodología para evaluar la evolución del deterioro de la vía, y consecuentemente de los costes de mantenimiento, así como la evolución de los costes energéticos con la rigidez vertical de la vía. El análisis de estos costes de forma conjunta permitirá reflexionar sobre la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía.

4.3. Identificación de la relación entre rigidez vertical y deterioro de la calidad geométrica de la vía

4.3.1. Sobre el deterioro de la calidad geométrica de la vía

Desde los resultados del comité D-117 de la O.R.E. en la década de los 70, es sabido que la evolución del asiento diferencial del sistema balasto-plataforma en un determinado tramo es función directa del asiento medio de la vía y de su desviación típica. La experiencia confirmó a posteriori la validez de emplear la conocida ley general del asiento de vía - desarrollada por el referido comité- para planificar el intervalo temporal entre operaciones consecutivas de bateo en un determinado tramo. Si se considera que este intervalo entre operaciones de bateo en un tramo de vía representa los respectivos recursos económicos necesarios, se puede admitir que los costes de mantenimiento de la calidad geométrica asociados a un tramo de vía son función del asiento medio de esa vía.

A su vez, el asiento de una vía es la suma del asiento de las diferentes capas que constituyen el sistema de apoyo de las traviesas: balasto, capas de sub-balasto y plataforma. Un análisis de la contribución relativa de cada uno de los estratos evidencia que la capa de balasto representa como mínimo entre 50 y 70% del asiento total de una vía de buena calidad, según los resultados de autores como Selig y Waters (1994) o Guerin (1996). A título de ejemplo, la fig.4.8 ilustra la contribución de cada uno de los componentes del sistema balasto-plataforma en el asiento permanente de una vía de nueva construcción, donde se observa que la contribución de la capa de balasto supera el 50%. Cabe señalar que este ejemplo corresponde a la fase de menor contribución del balasto al asiento total, dado que en vías recién puestas en servicio, la plataforma y las capas de asiento todavía no han sido sometidos a la acción del tráfico, por lo que sufren un proceso de consolidación en los primeros años de explotación.

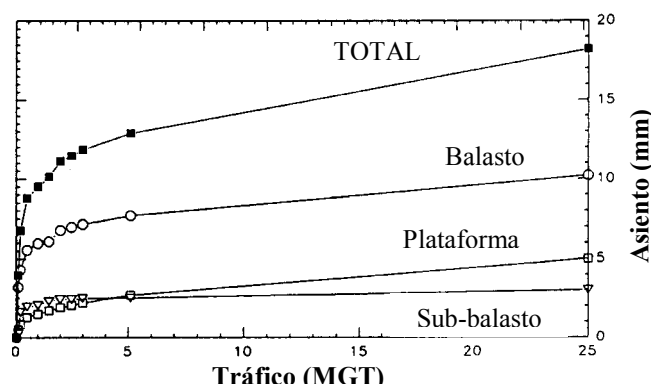


Fig.4.8: Contribución de los diferentes estratos al asiento permanente de una vía de nueva construcción. Fuente: Selig y Waters (1994).

En vías ya consolidadas, las observaciones de Selig y Waters (1994) ponen de relieve que, si la estructura es de buena calidad, la contribución de la plataforma, sub-balasto e incluso de la parte inferior de la capa de balasto deja de ser representativa: la zona de balasto “afectada” por el bateo es básicamente la única que contribuye al proceso de asiento de la vía, conforme ejemplifican los citados autores en la fig.4.9. Esta contribución casi exclusiva de la parte superior de la capa de balasto en el asiento también fue evidenciada por Guerin et al. (1999) mediante ensayos a escala reducida.

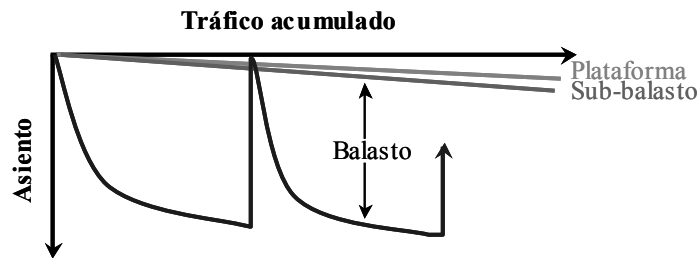


Fig.4.9: Representación esquemática de la contribución de la infra-estructura y del balasto en el asiento de una vía ya consolidada. Fuente: Selig y Waters (1994).

De este modo se puede deducir que la evaluación de la incidencia de la rigidez vertical de una vía en los costes de mantenimiento debe centrarse esencialmente en sus implicaciones en el proceso de asiento de la capa de balasto.

Con relación a este aspecto, desde las investigaciones de los Ferrocarriles Japoneses llevadas a cabo hace ya más de veinte años (Sato, 1977), es sabido que las principales variables que intervienen en el asiento de la capa de balasto son la presión vertical actuando sobre la superficie del balasto y la aceleración experimentada por el balasto, concretamente:

$$\delta = f(\sigma_b, \gamma) \quad (4.2)$$

Donde,

- δ : asiento de la capa de balasto;
- σ_b : tensión vertical sobre la superficie del balasto;
- γ : aceleración del balasto;

Sin embargo, la contribución relativa de uno u otro parámetro constituye todavía una incógnita, dado que:

- Con relación a la contribución de las tensiones sobre el balasto, la investigación ferroviaria ha sido prolífica en los últimos años, existiendo en la literatura numerosas formulaciones que relacionan directamente este factor con el asiento del balasto. No obstante, conforme se expone más adelante, los numerosos resultados publicados divergen a veces de forma muy pronunciada;

- A su vez, la investigación sobre la incidencia del nivel de vibraciones del balasto en el asiento del mismo ha sido muy poco desarrollada, de tal modo que el conocimiento disponible hasta el momento no permite hacer más que razonamientos cualitativos.

Cabe destacar que la rigidez vertical de la vía está directamente relacionada con la magnitud de ambos factores. Conforme se vió en el capítulo 3, la aplicación de las formulaciones de Zimmermann y Prud'homme permiten cuantificar con razonable precisión el importante papel que juega la rigidez vertical de la vía en las tensiones verticales transmitidas a la superficie del balasto.

Con relación a la incidencia de la rigidez vertical en las vibraciones del balasto, algunos estudios experimentales publicados recientemente han puesto de relieve que esta puede ser muy significativa, principalmente a alta velocidad. En la fig.4.10 se exponen los resultados de ensayos realizados por la DB (Deutsche Bahn), donde se comprueba una importante reducción de la velocidad de vibración del balasto al reducir la rigidez vertical de la placa de asiento del carril. En este caso, la reducción de la rigidez vertical de la vía supondría situarse bajo magnitudes del orden de 15 a 20 mm/sec, que según Eisenmann y Rump (1997) corresponde al valor a partir del cual la velocidad de vibración adquiere un importante protagonismo en el mecanismo de deterioro del balasto.

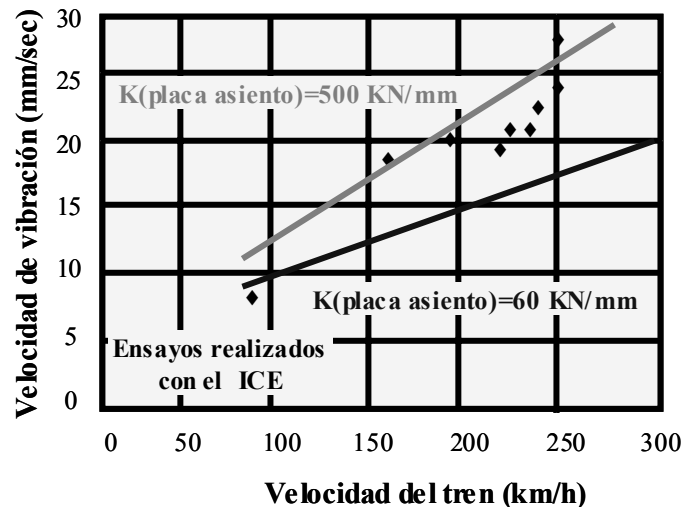


Fig.4.10: Influencia de la rigidez vertical de la placa de asiento en la velocidad de vibración del balasto. Fuente: DBAG (en López Pita, 2001)

Así, desde el punto de vista cualitativo se puede deducir que una baja magnitud de rigidez vertical es favorable para minimizar ya sea la tensión máxima vertical sobre el balasto ya sea la aceleración del balasto. No obstante, la cuantificación de esa relación sólo es posible en el caso de los esfuerzos sobre la vía, dado que, en cuanto a las vibraciones del balasto, no se encuentran actualmente presentes en la bibliografía más que resultados puntuales de algunos estudios experimentales, lo cual no permite efectuar un planteamiento teórico. De

este modo, en este estudio la evaluación de la incidencia de la rigidez vertical en el deterioro se planteará únicamente desde la perspectiva de su relación con los esfuerzos verticales transmitidos a la vía.

4.3.2. Relación entre esfuerzos verticales y deterioro de la calidad geométrica

La incidencia de los esfuerzos verticales transmitidos a la vía -y en particular al balasto- en el deterioro de la calidad geométrica ha sido abordada bajo dos enfoques diferentes:

- Por una parte, estudios (esencialmente de laboratorio) que trataron de correlacionar las tensiones transmitidas al balasto con el proceso de asiento permanente del mismo;
- Por otra parte, estudios que trataron de correlacionar la magnitud de las cargas por eje y/o las sobrecargas dinámicas transmitidas por los vehículos con las necesidades de mantenimiento en determinadas líneas.

A continuación se repasan de forma sucinta las principales aportaciones efectuadas en ambos enfoques, para posteriormente trazar un análisis crítico de los conocimientos disponibles que permita identificar un criterio ajustado para el objetivo de este estudio.

4.3.2.1. Estudios sobre la incidencia de los esfuerzos verticales en el asiento de vía

Los primeros estudios experimentales de relieve con vista a cuantificar los parámetros asociados al asiento del balasto fueron llevados a cabo en el ámbito de los comités D-71 y D-117 de la O.R.E. durante las décadas de los 60 y 70. Los resultados obtenidos mediante una extensa campaña de ensayos triaxiales en el laboratorio de la British Rail (BR) en Derby, condujeron al establecimiento de la siguiente expresión para el asiento permanente de la capa balasto:

$$e_N = e_1 \cdot (1 + 0,2 \cdot \log N) \quad (4.3)$$

$$\text{con,} \quad e_1 = 0,082 \cdot (100 \cdot n - 38,5) \cdot (\sigma_1 - \sigma_3)^\alpha \quad (4.4)$$

Siendo:

e_N : deformación permanente del balasto, mm

e_1 : deformación del balasto después del primer ciclo de carga, mm

N : número de ciclos de carga

n : porosidad del balasto,

σ_1 : tensión principal aplicada al balasto en la célula triaxial;

σ_3 : tensión de confinamiento lateral en la célula triaxial;

Así, la deformación permanente del balasto variaría con un exponente (α) del estado tensional a que está sometido a una porosidad dada. La magnitud de ese exponente (α) se considera variable de acuerdo con el estado de tensión, concretamente entre 1 y 2 para bajos niveles de tensión, y entre 3 y 4 para valores elevados. Con relación a esta cuestión, un análisis de los resultados obtenidos por Shenton (1975) llevó a López Pita (1999) a precisar que:

- Para tensiones verticales medias de 100 kN/m² y máximas de entre 250 y 300 kN/m² (lo cual corresponde a circulaciones de 200kN a 225kN por eje) el exponente (α) es prácticamente igual a 1;
- Incluso teniendo en cuenta las sobrecargas dinámicas máximas verificadas en el caso de circulaciones a alta velocidad (tipo TGV a 300 km/h), de circulaciones de mercancías o locomotoras convencionales a velocidad alta (aún más desfavorables), el nivel habitual de esfuerzos sobre el balasto contrastado con estos resultados de laboratorio, supondría una magnitud del exponente (α) en ningún caso superior a 2.

De este modo se puede concluir que de acuerdo con los resultados de la O.R.E., el exponente (α) en la formulación (4.4) toma una magnitud de 1 y un valor máximo de 2, siendo los valores de entre 3 y 4 correspondientes a un estado de tensión sobre el balasto poco susceptible de ocurrir en líneas de alta velocidad bien dimensionadas.

Aún en la década de los 70, los trabajos desarrollados en la Universidad Técnica de Munich mediante ensayos de placa de carga, permitieron a Henn (1978) establecer la siguiente expresión matemática que relaciona directamente la tensión vertical máxima sobre el balasto con el asiento medio de una vía después de N ciclos de carga:

$$e_N = (1,47 + 3,8 \cdot \sigma) + (3,41 \cdot \sigma^{1,21}) \cdot \log N \quad (4.5)$$

Siendo:

- e_N : asiento permanente del balasto, mm
- σ : tensión vertical aplicada al balasto, N/mm²
- N: número de ciclos de carga

Esta relación presentaba el interés de haber sido conseguida con base en ensayos de placa de carga, lo cual supone una mejor representación de las condiciones reales de una vía en comparación con los resultados basados en ensayos triaxiales. Por otra parte, presenta la ventaja de separar la contribución del asiento del balasto durante un periodo inicial de densificación del mismo (primer miembro de la expresión) y el asiento cuando la vía ya se encuentra consolidada (segundo miembro). El nivel de presión vertical aplicada en esos ensayos se situó entre 100 kN/m² y 300 kN/m². De este modo, Henn (1978) evidenciaba

que el asiento del balasto evoluciona directamente con un exponente (α) de las tensiones máximas verticales, cuya magnitud se aproxima a la unidad. Este valor sería también confirmado por Demharter (1980) para la fase de asiento de la vía posterior a la consolidación inicial del balasto (López Pita, 1984).

En la década de los 80, Shenton (1985) sintetizaría los resultados de los numerosos trabajos llevados a cabo hasta entonces por la British Rail y la O.R.E., indicando que la siguiente expresión se ajusta con razonable fiabilidad a los resultados de asiento del balasto obtenidos, sea mediante ensayos triaxiales, sea en tramos experimentales a escala real; concretamente:

$$S = \frac{1}{20} \cdot K_s \cdot A_e \cdot [(0,69 + 0,028 \cdot L) \cdot N^{0,2} + 2,7 \cdot 10^{-6} \cdot N] \quad (4.6)$$

Donde,

S: asiento medio del balasto, mm

N: número total de ejes;

L: levante dado en el bateo, mm

K_s : parámetro relativo al tipo de vía (travesía, balasto y plataforma). Para las líneas convencionales británicas: $K_s \approx 1$.

A_e : carga por eje equivalente obtenida mediante la siguiente relación:

$$A_e = \left(\frac{A_1^5 \cdot N_1 + A_2^5 \cdot N_2 + \dots}{N_1 + N_2 + \dots} \right)^{0,2} \quad (4.7)$$

expresión que recogía los resultados del comité D-117 de la O.R.E., el cual evidencia el casi nulo papel de las menores cargas por eje en el asiento de vía (López Pita, 1999).

Con posterioridad algunos autores trataron de desarrollar leyes de deterioro del balasto con base en ensayos de laboratorio a escala reducida, destacando los resultados de Hettler (1986) y Guerin (1996).

Hettler confirmó, mediante ensayos a escala 1/3 sobre 8 traviesas, la validez de la conocida relación establecida por la O.R.E., concretamente:

$$e_N = e_1 \cdot (1 + c \cdot \ln N) \quad (4.8)$$

siendo,

e_N : deformación permanente del balasto, mm

e_1 : deformación del balasto después del primer ciclo de carga, mm

c : constante de asiento permanente (entre 0,25 y 0,55 - el autor propondría la adopción de 0,43 como valor medio);

N: número de ciclos de carga;

Esta ley sería reafirmada más tarde por el autor mediante ensayos triaxiales en un aparato de grandes dimensiones y para diferentes tipos de balasto empleados en las líneas alemanas. En cuanto al parámetro de deformación después del primer ciclo de carga (e_1), el autor comprobó en el modelo a escala reducida que el mismo está relacionado con la carga vertical de forma no-lineal, cuyo factor de amplitud es de 1,62. De este modo, según Mauer (1995) los resultados de Hettler pueden aproximarse a la siguiente relación:

$$e_1 = s \cdot R^\alpha \quad (4.9)$$

con $\alpha = 1,6$

Donde:

e_1 : deformación del balasto después del primer ciclo de carga, mm

s: factor de escala, $s = 0,00095$ (mm/kN^{1,6})

R: fuerza vertical transmitida por la traviesa, kN

La ley propuesta por Hettler con una magnitud del coeficiente ($\alpha = 1,6$) fue adoptada en modelos de deterioro desarrollados por autores como Mauer (1995) o H. Hunt (1997). Sin embargo, Bruni et al. (2002) sugieren su aplicación considerando un exponente sumamente inferior ($\alpha = 0,85$) en el caso de una vía de alta velocidad.

A su vez, Guerin (1996), también mediante un modelo a escala 1/3, identificó una ley llamada "Microballast" que expresa el incremento de asiento del balasto por ciclo de carga (dt / dN) como un defecto de reversibilidad de la deflexión elástica del sistema balasto-plataforma, matemáticamente:

$$\frac{d\tau}{dN} = \beta \cdot d^\alpha \quad (4.10)$$

Con:

d: deflexión elástica de la media-traviesa durante 1 ciclo de carga;

β : constante que describe la evolución del "encaje" granular bajo un mismo cargamento;

α : exponente constante.

Esta ley ha sido desarrollada con ensayos bajo un cargamento vertical equivalente al ejercido por un vehículo TGV a alta velocidad (Guerin y Huille, 1999). Para los parámetros (β) y (α) aún cuando los mismos están pendientes de una calibración con base en mediciones sobre las líneas de alta velocidad, Guerin et al. (1997) sugieren: $\beta = 1,437 \cdot 10^{-6}$ mm/ciclo y $\alpha = 2,51$. Estos últimos valores fueron obtenidos por regresión lineal con un coeficiente de correlación de 0,60 lo que revela alguna dispersión en los datos (Dalhberg, 2001), por lo que deberán de considerarse como indicativos.

Cabe señalar que la ley “Microballast” se refiere exclusivamente a la fase de asiento del balasto después de que este haya pasado el periodo de consolidación. En cambio, las leyes de asiento propuestas por el comité D-71 de la O.R.E., por Henn (1978), Shenton (1985) o Hettler (1986) se refieren al asiento del balasto desde el inicio. Este hecho llevó a Guerin (1996) a afirmar que, correspondiendo la misma a la fase de estabilización máxima del balasto, la ley “Microballast” es por eso complementaria a las leyes de Shenton o Hettler, que dan una correcta aproximación a la evolución del asiento mientras todavía no se ha alcanzado esa estabilización máxima.

Por último, estudios experimentales en plena vía llevados a cabo recientemente por el RTRI -Railway Technical Research Institute- llevaron a este organismo a establecer la siguiente ley de asiento del balasto, que a su vez se puede admitir como ley de asiento de vía si la plataforma tiene una suficiente capacidad portante (Sato, 1997; Ishida et al, 2002):

$$y_b = a \cdot (P - b)^2 \cdot c \quad (4.11)$$

Donde,

y_b : asiento del balasto por ciclo de carga, mm

P : presión en la base de la traviesa, kPa

a : coeficiente, $a = 2,7 \cdot 10^{-10}$

b : coeficiente, para un espesor de balasto de 250mm $b = 39,6$

c : factor relacionado con las vibraciones del balasto

(para líneas convencionales japonesas sobre buena infraestructura: $c = 1,0$)

La presencia del parámetro b en esta formulación indica que por debajo de un determinado valor de presión (cercano a 40 kPa para la configuración de vía considerada como referencia, con 25cm de balasto) las tensiones sobre el balasto no producen ningún efecto en el asiento del mismo.

Para valores superiores a esa magnitud, cabe señalar que los resultados obtenidos por un modelo de predicción del deterioro de la vía basado en la ley (4.11) llevaron a Ishida et al. (2002) a afirmar que la misma parece conducir a una infravaloración del asiento de vía en caso de defectos puntuales (como esfuerzos en soldaduras) y a una ligera sobre-estimación del asiento de vía en caso de una sección sin esos defectos.

4.3.2.2. Estudios sobre la incidencia de la carga por eje en las necesidades de mantenimiento

La constatación de un mayor deterioro en aquellas vías sujetas a elevadas cargas por eje, bien como la necesidad comercial de aumentar las cargas por eje máximas permitidas en algunas líneas, llevó la investigación ferroviaria a tratar de cuantificar la relación entre la carga máxima por eje y los costes de mantenimiento.

El primer estudio con alguna profundidad fue realizado por el comité C-113 de la O.R.E. (1970) que propuso la consideración de un factor de agresividad proporcional a una potencia (α) de la carga dinámica por rueda, por analogía al criterio desarrollado para carreteras por el AASHO-Road Test. La expresión propuesta para calcular la influencia del peso por eje en los costes de mantenimiento, rescrita más tarde por Pandolfo (1977) mediante un criterio de fatiga (F) de la vía, es la siguiente:

$$F = Q_n^\alpha \cdot \left[1 + 3 \cdot \left(\frac{\sigma(\Delta Q)}{Q_n} \right)^2 \right] \quad (4.12)$$

Donde,

- F: fatiga de la vía;
- Q_n : carga nominal por rueda;
- $\sigma(\Delta Q)$: desviación típica de las sobrecargas dinámicas.
- α : exponente cuya magnitud se sitúa entre 2 y 3.

La magnitud del coeficiente (α) se basaba en los resultados de un estudio de la SNCF sobre la evolución de los defectos de fatiga de los carriles U36 (50 kg/m), que estipulaba esa fatiga proporcional a $P^{2,25}$ (siendo P la carga por eje). Tanto el comité C-113 de la O.R.E. como Pandolfo (1977) consideraban más adecuado el empleo de $\alpha = 3$ para evaluar la evolución de los costes de los diferentes tipos de mantenimiento. Con posterioridad, Alias (1984) recomendaría la aplicación de la formulación anterior corrigiendo sin embargo la magnitud del coeficiente (α) en el caso del deterioro de la calidad geométrica de la vía, que según el autor se ajustaría más a valores cercanos a 2.

Aún en la década de los 70, estudios publicados por autores como Mc Cullough (1972), Hyland (1974), Andreyev (1974) o Pennycook (1976) también dedujeron correlaciones, entre los costes de mantenimiento y la carga por eje, del tipo:

$$CM \propto (P)^\alpha \quad (4.13)$$

siendo,

- CM: deterioro o costes de mantenimiento de una vía;
- P: peso estático por eje representativo;
- α : exponente cuya magnitud varia según el autor:
 - $\alpha = 1$ para Mc Cullough (1972);
 - $\alpha = 0,40$ para Hyland (1974);
 - $\alpha = 0,8$ a $1,4$ (con α función de P) para Andreyev (1974);
 - $\alpha = 1,0$ según Pennycook (1976) y el comité D-141 de la O.R.E (1979).

Cabe destacar que Mc Cullough (1972) y Hyland (1974) se referían a costes de mantenimiento generales de la vía, mientras que Andreyev (1974) y Pennycook (1976) se

referían al caso específico del deterioro de la calidad geométrica de la vía (López Pita, 1999).

En los años 80, Janin (1982) indicaba que un análisis de los resultados obtenidos en más de una década en cuanto al deterioro de la calidad geométrica, en las principales líneas francesas, evidenciaba la existencia de una relación del tipo:

$$z = \lambda \cdot P^\alpha \cdot T^\beta \quad (4.14)$$

$$\text{con } \alpha \approx 1,0 \\ \beta \approx 0,25$$

Donde,

z: asiento medio global de la vía;

P: peso por eje;

T: tráfico acumulado.

De este modo, los resultados obtenidos por diferentes autores parecían indicar la existencia de una ley de evolución del deterioro de la calidad geométrica de la vía con una potencia (α) de la carga por rueda comprendida entre 1 y 2.

Sin embargo, el comité D-161 de la O.R.E. (1987) finalizó los trabajos de este organismo sobre la incidencia, en términos de deterioro de la vía, de aumentar la carga máxima por eje de 20t a 22,5t, proponiendo el empleo de la siguiente expresión:

$$E = K \cdot P^\alpha \cdot T^\beta \quad (4.15)$$

siendo:

$$P = Q + \Delta Q$$

$$\Delta Q = 1,201 + 0,060 \cdot Q + 0,051 \cdot (V - 50) \cdot (S - 0,5) \quad (4.16)$$

Con,

E : grado de deterioro;

K : constante;

T : tonelaje acumulado;

Q = Carga por eje representativa de la línea, t

ΔQ = Sobrecarga dinámica representativa, t

S = desviación típica de la calidad geométrica, mm

V = velocidad, km/h

α y β : coeficientes que dependen del tipo de deterioro. Para el deterioro de la calidad geométrica de la vía, el comité propone la adopción de $\alpha=3$ y $\beta=1$.

Cabe señalar que la aplicabilidad de esta formulación se limita exclusivamente al tráfico de mercancías con fuertes cargas por eje. La superior agresividad de los vehículos de

mercancías sobretodo cuando superan las 20t por eje podría explicar, por lo menos parcialmente, la importante magnitud de los coeficientes (α) y (β) con relación a los propuestos por los autores anteriormente citados.

No obstante, también en algunos resultados publicados en Alemania durante las décadas de los 70 y 80 se sugiere una elevada magnitud para el exponente (α). Eisenmann (1991), mediante un análisis del intervalo entre operaciones de bateo en diferentes secciones de vías alemanas, comprobó que los mismos se incrementan con la cuarta potencia de la tensión sobre el balasto. En concreto, esta relación fue contrastada en líneas con nuevo emparrillado de vía (travesía más larga, menos espaciada y carril más pesado) donde el intervalo entre operaciones de mantenimiento pasó de 1-2 años a 4-5 años. Estos resultados llevaron al autor a confirmar la validez de la hipótesis establecida por el mismo durante la década de los 70, en la que proponía la adopción del criterio del AASHO-Road Test para carreteras, con:

$$\Delta CM = f(\Delta\sigma_b)^\alpha, \text{ con } \alpha \text{ entre 3 y 4} \quad (4.17)$$

Donde:

ΔCM : variación en los costes de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía;

$\Delta\sigma_b$: incremento de tensión sobre el balasto;

Sin embargo, en publicaciones más recientes el autor alemán (Eisenmann, 1991; Eisenmann y Rump, 1997) redujo el límite inferior de esta relación, sugiriendo un umbral de variación del coeficiente (α) entre 2 y 4. Selig y Waters (1994) confirmaron también, mediante ensayos llevados a cabo en el laboratorio de la Universidad de Massachussets en 1984, la validez de admitir una relación entre el deterioro del balasto y la cuarta potencia de la carga por eje. No obstante, ensayos posteriores conducidos por Selig en el mismo laboratorio en el año 1991 identificaron una ley de evolución del asiento del balasto con un exponente sustancialmente inferior ($\alpha = 0,4$), lo cual pone de relieve las grandes dispersiones existentes y la dificultad de extraer conclusiones específicas de los mismos.

4.3.3. Análisis crítico de los conocimientos disponibles

De lo expuesto hasta el momento se puede deducir que:

- La mayoría de los estudios experimentales sobre el comportamiento deformacional del balasto evidencian la existencia de relación directa entre el asiento permanente y las tensiones verticales sobre el balasto (σ_b) del tipo:

$$\text{Asiento del balasto} = \lambda \cdot \sigma_b^\alpha \quad (4.18)$$

- la experiencia práctica adquirida en las líneas en explotación comercial ha puesto de relieve la existencia de una relación en todo similar entre el deterioro de la calidad geométrica de la vía y la carga dinámica por rueda (Q_d), concretamente:

$$\text{Deterioro calidad geométrica} = \lambda \cdot Q_d^\alpha \quad (4.19)$$

En el cuadro 4.3 se sintetizan las magnitudes del coeficiente (α) propuesto por diferentes autores, para calcular la incidencia de los esfuerzos verticales en el deterioro específico de la calidad geométrica de la vía.

AUTOR	VALOR DE α	OBSERVACIONES
Comité D-71 de la ORE (1970)	1 a 2	Para niveles habituales de tensión sobre el balasto (ensayos triaxiales).
Andreyev (1974)	0,8 a 1,4	Para costes de mantenimiento de la calidad geométrica
Eisenmann (1975; 1991-96)	2 a 4	Para costes de mantenimiento. Basado en el criterio AASHO para carreteras
Pennycook (1976) - Comité D-141 de la ORE (1979)	1	Asiento del balasto bajo diferentes cargas por eje (ensayos a escala real en laboratorio)
Sato (1977)	1	Asiento del balasto (análisis teóricos y experimentales en líneas japonesas)
Henn (1978)	1	Asiento del balasto (ensayos con placa de carga en laboratorio)
Janin (1982)	1	Asiento de la vía (experiencia práctica)
Comité D-161 de la ORE (1982-1987)	3	Deterioro de líneas con tráfico de mercancías.
Alias (1984) –basado en Comité C-113 de la ORE	2	Para deterioro de la calidad geométrica.
Hettler (1986)	1,6	Asiento del balasto (ensayos laboratorio: triaxial y modelo a escala reducida)
Guerin (1996)	2,5 (*)	Se refiere a una relación entre deflexión elástica del balasto y deterioro (ensayos a escala reducida)
López Pita (2000)	1 a 2	Incidencia de la carga dinámica en los costes de mantenimiento de la calidad geométrica
Dahlberg(2001)	1 5	Para valores moderados de presión sobre el balasto Para valores muy elevados de presión en el balasto
Ishida et al. (2002)	2	Asiento del balasto y de la vía (mediciones en vías convencionales)
Bruni et al. (2002)	0,85	Parámetro a adoptar en la ley de Hettler para asiento de vía de alta velocidad.

(*) solo es aplicable en la formulación 4.18 si se considera invariable la infraestructura ferroviaria.

Cuadro 4.3: Influencia de las cargas verticales en el deterioro de la calidad geométrica de la vía, según diferentes autores.

En la fig.4.11 se ejemplifican de forma gráfica los resultados de la aplicación de las principales expresiones expuestas anteriormente: divididas entre leyes de evolución de

asiento del balasto en función de las tensiones sobre el mismo y leyes de evolución de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica en función de la carga por eje. Para facilitar su comparación, los resultados de las leyes de asiento del balasto, función de las tensiones verticales sobre el balasto, se presentan traducidas en términos de carga dinámica correspondiente (para el caso de una configuración habitual en vías de alta velocidad: carril UIC60 y traviesas espaciadas de 60cm). El intervalo de magnitudes de la carga dinámica considerado en abscisas en la fig.4.11 (entre 110 y 140 kN) representa la envolvente de la mayoría de las cargas dinámicas máximas por rueda habitualmente presentes en líneas de alta velocidad con tráfico exclusivo de pasajeros y con tráfico mixto.

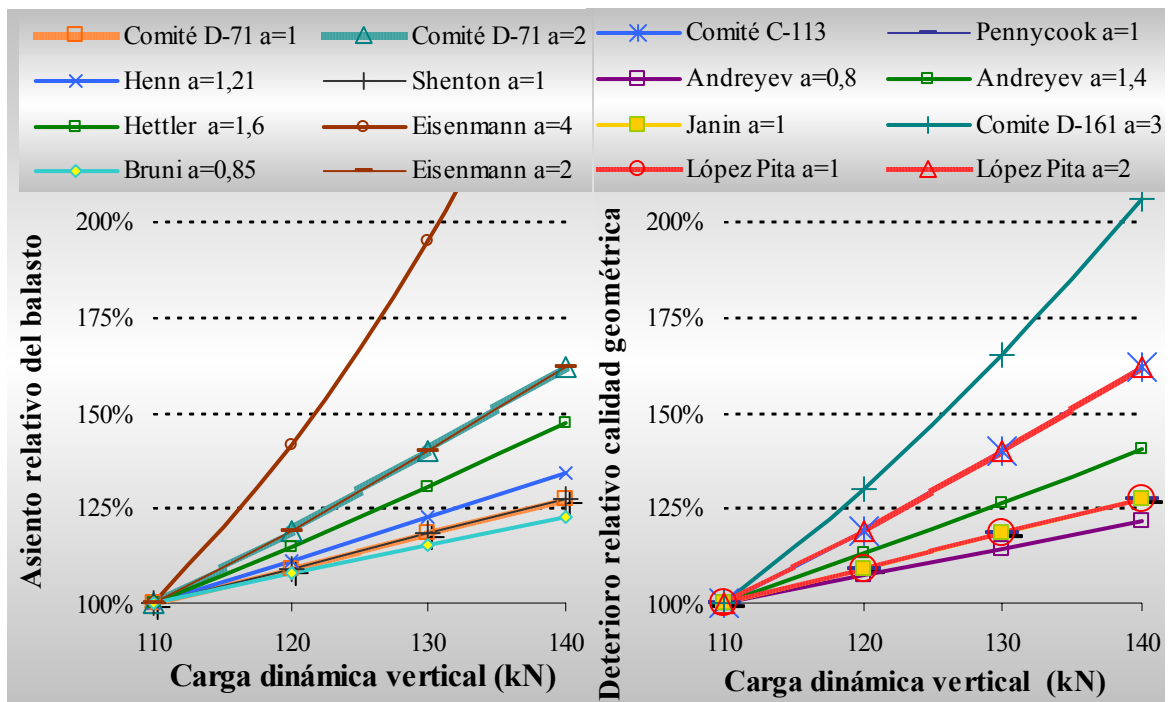


Fig.4.11: Asiento relativo del balasto y deterioro relativo de la calidad geométrica, según la magnitud de la carga dinámica por rueda, para diferentes criterios.

Para reflexionar sobre la validez de los resultados a que conducen los diferentes criterios expuestos, es útil analizar los datos publicados por la “Comisión d’Installations Fixes de l’UIC” en el año 1996 con relación a los costes de mantenimiento en las líneas de Alta Velocidad. Este estudio pone de relieve que los costes de mantenimiento en las vías de alta velocidad con tráfico mixto es solamente superior entre un 20% a 25% al caso de líneas con tráfico exclusivo de pasajeros en circulaciones de alta velocidad (López Pita, 1999). Estos valores se refieren a los costes de mantenimiento entre 5 y 15 años después de la puesta en servicio, dado que, según el referido estudio, en los primeros años no se verifican apenas diferencias entre ambos tipos de líneas.

Aún cuando en el referido informe no se especifica la distribución de vehículos de cada tipo de líneas, es sabido que el peso por eje representativo de una línea depende en gran medida

de la carga máxima por eje circulando por esa línea. Asimismo, en general las sobrecargas dinámicas máximas de vehículos de alta velocidad se sitúan en torno a 110-120kN, mientras que los otros tipos de circulaciones que habitualmente circulan por esas líneas (incluido los casos de tráfico mixto) no suponen esfuerzos superiores a magnitudes de entre 130 y 140 kN.

En base en estas magnitudes y analizando los valores de deterioro relativo expuestos en la fig.4.11, se puede deducir que:

- El límite superior del criterio de Eisenmann ($\alpha=4$) o incluso el criterio del comité D.161 de la O.R.E. ($\alpha=3$) se alejan excesivamente de las observaciones prácticas en líneas de alta velocidad;
- Un umbral de variación del exponente (α) entre 1 y 2 conduce a magnitudes más ajustadas a los valores publicados por la U.I.C., principalmente en el caso de valores cercanos a $\alpha \approx 1$;

Acotando de esta manera la incidencia de los esfuerzos verticales en el deterioro a una potencia α cerca de 1, o incluso admitiendo una variación máxima de esta potencia entre 1 y 2 conforme adoptó López Pita (2000), es ahora posible reflexionar de forma más precisa sobre la incidencia de la rigidez vertical de la vía en el deterioro de la calidad geométrica, a partir de la relación existente entre este parámetro y las sollicitaciones verticales.

Cabe mencionar que en el caso de evaluar la incidencia de la rigidez vertical correspondiente a un determinado vehículo tipo, al no variar la carga nominal de referencia (Q_n) pero solamente la desviación típica de las sobrecargas dinámicas $-\sigma(\Delta Q)-$ con la rigidez vertical de la vía, la aplicación de la formulación (4.12) definida por el comité C-113 (Alias y Valdés, 1991) representa variaciones en el deterioro de la vía (para una velocidad máxima de 300 km/h) que se aproximan a las leyes con una regla de potencia $\alpha=1$ o incluso inferior en caso de vías de excelente calidad.

Por otra parte, la validez de admitir una relación de valores cercanos a $\alpha=1$ queda también validada en un análisis publicado recientemente por Dalhberg (2001). El autor indica la posibilidad de que estén involucrados diferentes procesos de deterioro en la velocidad de asiento del balasto, según el rango de cargas aplicadas sobre el mismo (en la fase posterior al periodo inicial de asiento del balasto, dado que en esta primera fase ya es sabido que el asiento se atribuye a un proceso de densificación del balasto después de bateado). Este hecho coincidiría así con las hipótesis establecidas por Shenton (1985) y López Pita (1999) en que la velocidad de deterioro del balasto en incrementos sucesivos de tensión (potencia α de las presiones sobre el balasto) depende del rango de tensión a que está sometido. En concreto Dahlberg (2001) sintetizaría su análisis de los conocimientos actuales de la siguiente forma:

- Existe un valor “límite” de esfuerzos de contacto traviesa-balasto por debajo del cual no existe ningún asiento de la vía: conforme se vió, según las investigaciones de los Ferrocarriles Japoneses (Ishida, 2002) este valor se situaría en el entorno de 40 kPa;
- Las tensiones superiores a este valor se traducen en una relación aproximadamente lineal entre el nivel de tensiones transmitido y el asiento de la vía (criterio $\alpha=1$): en este caso el asiento del balasto podría deberse a fenómenos de abrasión y compactación de las partículas.
- Para valores de tensiones muy elevados existiría una relación altamente no-lineal entre un incremento de la presión sobre el balasto y el respectivo deterioro de la vía, por lo que el asiento de vía podría incluso ser proporcional a la quinta potencia del deterioro: en este caso el asiento podría estar relacionado además con otros fenómenos como la rotura de partículas.

En síntesis, si se admite que el nivel de tensiones verticales en líneas de alta velocidad se mantiene en un umbral tal que no llega a suponer un proceso de deterioro muy acelerado (hipótesis validada por las observaciones prácticas de la UIC conforme se discutió anteriormente), queda patente el mejor ajuste de la mayoría de los criterios desarrollados hasta el momento para una evolución del asiento de la vía con una ley de potencia de los esfuerzos verticales con valores cercanos a $\alpha=1$.

4.4. Metodología propuesta

4.4.1. Relación entre rigidez vertical y costes de mantenimiento

4.4.1.1. Criterio de evolución del deterioro de la vía con la rigidez vertical

Para definir la relación entre la rigidez vertical de la vía y el deterioro de la calidad geométrica es necesario aclarar en primer lugar si se considera el criterio de deterioro anteriormente definido:

- Con relación a la carga dinámica representativa de una línea,
- O bien con relación las tensiones verticales máximas transmitidas sobre el balasto.

En efecto, si bien en el caso de evaluar la incidencia de una variación en las solicitaciones verticales transmitidas por los vehículos, es indiferente considerar uno u otro criterio (dado que, para una vía con determinadas características, la tensión vertical sobre el balasto es directamente proporcional a la carga dinámica transmitida al carril), cuando lo que se analiza son las características dadas de la vía (en este caso su rigidez vertical), considerar uno u otro se traduce en resultados distintos, dado que:

- La rigidez vertical influye directamente en las sobrecargas dinámicas máximas, y a su vez,
- La porción de esta sobrecarga que se transmite a la traviesa más solicitada también varía según la magnitud de la rigidez vertical;

En términos matemáticos, esta diferencia queda patente con la aplicación de la teoría de viga continua sobre fundación elástica, en la cual se deduce que la carga máxima recibida por la traviesa es proporcional a la sobrecarga dinámica (función de la rigidez vertical de la vía) multiplicada por la raíz cúbica de la rigidez vertical de la vía:

$$R = \frac{Q_d \cdot d}{4} \cdot \sqrt[3]{\frac{K}{EI}} = \left(\frac{d}{4\sqrt[3]{EI}} \right) \cdot Q_d \cdot \sqrt[3]{K}$$

Conforme se vió en el capítulo 3, un incremento de rigidez vertical de la vía, por ejemplo de 50 a 150 kN/mm, supone incrementos de carga dinámica del orden del 15% y a su vez un incremento de tensiones máximas sobre el balasto de 66% (cuadro 4.4), valores relativos a una vía de alta velocidad de excelente calidad.

RIGIDEZ VERTICAL (t/mm)	SOBRECARGA DINÁMICA (kN)	REACCIÓN BAJO TRAVIESA (kN) (*)
50	112	113
150	130	130
VARIACIÓN	15 %	66 %

(*) Considerando un carril UIC60 y distancia entre traviesas de 0,60 m.

Cuadro 4.4: Ejemplo de relación entre rigidez vertical de la vía y esfuerzos máximos sobre el carril y sobre el balasto.

Sabiendo que la consideración del criterio de deterioro basado en las tensiones sobre el balasto se aproxima más a la realidad dado que, conforme se viene comentando en este capítulo, son los esfuerzos específicos en la capa de balasto los que gobiernan el proceso de deterioro de la calidad geométrica de una vía.

Sin embargo, la adopción de este criterio conlleva limitar el estudio a un análisis de la influencia de la rigidez vertical del conjunto placa de asiento-traviesa-balasto-plataforma, para un tipo de carril y una distancia entre traviesas previamente definidos. Así pues esta limitación es a nuestro entender necesaria, ya que en caso contrario se incurriría en una subevaluación del papel de la rigidez vertical de la vía, conforme queda patente en la fig.4.12. Los valores señalados con Ishida (*) en la figura se obtuvieron considerando una tensión límite de 40 kPa (parámetro b de la formulación 4.11 de los ferrocarriles japoneses).

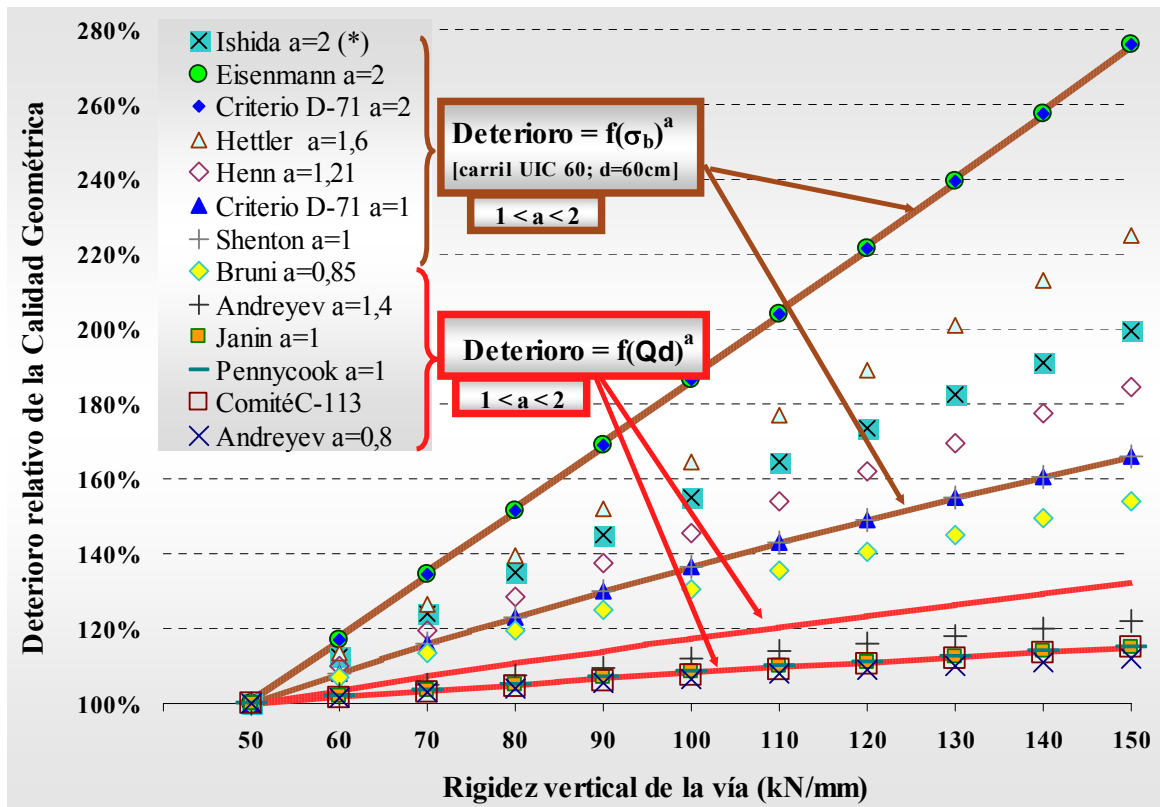


Fig.4.12: Deterioro relativo de la calidad geométrica con la magnitud de la rigidez vertical según diferentes criterios.

De este modo, para el presente estudio se considerará un criterio de evolución del deterioro de la calidad geométrica con la rigidez vertical de la vía definido por:

$$G_{(K_i / K_{ref})} = \left(\frac{R_{(K_i)}}{R_{(K_{ref})}} \right)^\alpha \quad (4.20)$$

con $\alpha = 1$ en la situación de referencia
 $\alpha = 2$ como limite superior

Donde,

- $G_{(K_i / K_{ref})}$: grado de deterioro relativo de la calidad geométrica de una vía con rigidez vertical (K_i) en comparación con una rigidez vertical de referencia (K_{ref});
- $R_{(K_i)}$: tensión máxima vertical sobre el balasto para una rigidez vertical K_i ;
- $R_{(ref)}$: tensión máxima vertical sobre el balasto para la rigidez vertical de referencia (K_{ref});

Recordando las formulaciones de viga sobre fundación elástica y Prud'homme expuestas con anterioridad:

$$(3.21) \quad R = \left(\frac{d}{4\sqrt[3]{EI}} \right) \cdot Q_d \cdot \sqrt[3]{K}$$

en el que,

$$(3.15) \quad Q_d = Q_n + 2 \cdot \sigma_{(\Delta Q)} = Q_n + 2 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + \sigma^2_{(\Delta QS)}}$$

y

$$(3.11) \quad \sigma_{(\Delta QNS)} = 0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{m_{NS} \cdot K}$$

o sea,

$$Q_d = Q_n + 2 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + \left(0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{m_{NS} \cdot K} \right)^2}$$

Sustituyendo en (3.21) resulta:

$$R = \left(\frac{d}{4 \cdot \sqrt[3]{EI}} \right) \cdot \left(Q_n + 2 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + \left(0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{m_{NS} \cdot K} \right)^2} \right) \cdot \sqrt[3]{K} \quad (4.21)$$

Donde,

$R_{(K)}$: tensión máxima vertical sobre el balasto para una rigidez vertical K ;

Q_d : carga dinámica por rueda, t

Q_n : carga estática por rueda, t

$\sigma_{(\Delta QS)}$: desviación típica de las sobrecargas dinámicas debidas a las masas suspendidas del vehículo, t

$\sigma_{(\Delta QNS)}$: desviación típica de las sobrecargas dinámicas debidas a las masas no suspendidas del material circulante, t

V : velocidad de circulación del vehículo, km/h

b : variable relacionada con los defectos de la vía y del vehículo

m_{NS} : masa no suspendida del vehículo, t

K : rigidez vertical de la vía, t/mm

Para K en [kN/mm] y Q en [kN], manteniendo las unidades de los otros parámetros se obtiene:

$$R = \left(\frac{d}{4 \cdot \sqrt[3]{EI}} \right) \cdot \left(Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\left(\sigma^2_{(\Delta QNS)} + 0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{\frac{m_{NS}}{9,81}} \right)^2 \cdot K} \right) \cdot \sqrt[3]{K} \quad (4.22)$$

Así, el grado de deterioro relativo de una vía con rigidez vertical (Ki) en comparación con una vía de referencia con una rigidez vertical dada (Kref) vendrá dado por la sustitución de la formulación anterior (4.22) para $R_{(Ki)}$ y $R_{(Kref)}$ en la formulación (4.20)

$$G_{(Ki/ref)} = \left(\frac{R_{(Ki)}}{R_{(Kref)}} \right)^\alpha$$

4.4.1.2. Criterio de evolución de los costes de mantenimiento con la rigidez vertical

Hasta ahora, se determinó el grado de deterioro relativo de una vía de alta velocidad en función del parámetro rigidez vertical de la vía. Si admitimos como válida una relación directa entre grado de deterioro de la calidad geométrica y los respectivos costes de mantenimiento generados, se puede suponer que los costes de mantenimiento seguirán, según la ley de deterioro adoptada, una evolución porcentual idéntica, o sea:

$$\frac{CM_{(Ki)}}{CM_{(Kref)}} = G_{(Ki/Kref)} = \left(\frac{R_{(Ki)}}{R_{(Kref)}} \right)^\alpha \quad (4.23)$$

en el que el cociente $\frac{CM_{(Ki)}}{CM_{(Kref)}}$ representa el coste de mantenimiento de la calidad geométrica de una vía con rigidez vertical (Ki) en comparación con los costes de mantenimiento de una vía con rigidez vertical (Kref).

Para cuantificar en términos económicos esa evolución de los costes de mantenimiento con el parámetro rigidez vertical de la vía, se puede partir de unos costes por kilómetro conocidos para la línea de alta velocidad considerada, y identificar la rigidez de referencia a que corresponden.

En cuanto a los costes de mantenimiento por kilómetro de línea, en la fig.4.13 se recogen las magnitudes verificadas en las líneas de alta velocidad francesas, con la evolución de los mismos desde la entrada en funcionamiento de la línea. Cabe destacar la buena concordancia entre los valores de las diferentes líneas, que se debe atribuir esencialmente a

dos factores: por un lado la tipología estructural de la vía ésta es sensiblemente idéntica en las diferentes líneas (rigidez vertical equivalente) y por otro el material circulante es también muy similar -primera y segunda generación de TGV- (solamente a partir de 1997 comenzaron a tener otro tipo de circulaciones no exclusivamente TGV en las líneas Paris-Sud-Est y TGV-Atlantique).

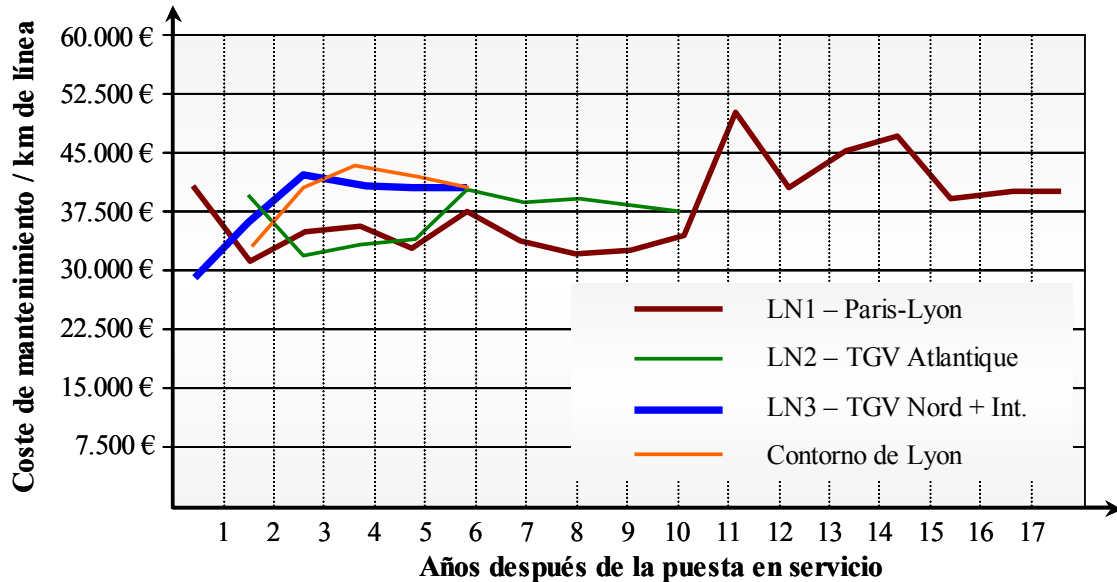


Fig.4.13: Evolución de los costes brutos anuales de mantenimiento de las líneas de Alta Velocidad Francesas. Fuente: SEM (2000)

Un estudio realizado por la SNCF de cara a evaluar los costes de mantenimiento de las futuras líneas de Alta Velocidad (SEM, 2000) puso de manifiesto que se puede considerar como una buena aproximación una magnitud total de entre 18.300 y 18.600 Euros por kilómetro de vía. Estos costes de conservación mencionados se refieren a la totalidad de las operaciones de mantenimiento de una línea, excluyendo el mantenimiento de instalaciones de alimentación de energía eléctrica y los costes de amortización o renovación de los materiales constitutivos de la línea, por lo que incluyen: vías y aparatos, obras de fábrica y túneles, obras de tierra, señalización, telecomunicaciones y catenarias. Según este estudio de la S.N.C.F. de este montante global, los recursos que están específicamente asociados al deterioro de la calidad geométrica de la vía ascienden a 3.047€ por kilómetro de vía (condiciones económicas de 2000): este montante no incluye gastos de personal ni abastecimiento de material o reparaciones excepcionales.

Cabe destacar que esta magnitud se ajusta casi perfectamente a datos obtenidos de otra fuente relativos a los costes medios de mantenimiento de la vía en la línea Paris-Lyon, aunque desglosados de otra forma. En efecto, en el cuadro 4.5 se comprueba que las actividades de amolado del carril y mantenimiento de la calidad geométrica (las actividades directamente relacionadas con la velocidad de deterioro de la calidad geométrica de la vía) ascienden a una magnitud cercana a los datos considerados por la SNCF.

TIPO DE MANTENIMIENTO	COSTE POR KILÓMETRO DE VÍA (*)	(%)
Mantenimiento de la calidad geométrica: bateo, enderezado, subcontratos.	2.047 €	26 %
Amolado del carril	723 €	9 %
Abastecimiento de materiales	836 €	11 %
Personal dirección, vigilancia y control	573 €	7 %
Reparaciones excepcionales	648 €	8 %
Aparatos de vía: material y geometría	2.376 €	30 %
Mantenimiento cercados, taludes, etc.	526 €	7 %
TOTAL	7.729 €	100 %

(*) Precios de 1997 (sin impuestos). $V_{\max}=270$ km/h

Cuadro 4.5: Costes de mantenimiento de la línea Paris-Lyon.
Fuente : a partir de J. Miarnau (1999)

Así, en el ámbito del presente estudio, se considerará como coste de referencia el valor definido por la SNCF (SEM, 2000) para sus líneas de alta velocidad con velocidad máxima de 300 km/h. En cuanto a la rigidez vertical que corresponde a ese coste, los múltiples ensayos (TGV100) realizados sobre la línea Paris-Lyon han concordado en atribuir a la vía una rigidez vertical de referencia de 81,5 kN (Alías y Prud'homme, 1981; Fortín, 1982; Sauvage et al., 1982). De este modo, partiendo de estos datos sintetizados en el cuadro 4.6, es posible extrapolar los costes de mantenimiento previstos para magnitudes inferiores y superiores de esa rigidez, de acuerdo con la ley de evolución del deterioro adoptada.

LÍNEA	COSTE ANUAL DE MANTENIMIENTO DE LA CALIDAD GEOMÉTRICA –POR KILÓMETRO DE VÍA (*)	RIGIDEZ VERTICAL DE REFERENCIA (kN/mm)
Paris-Lyon	3.047 €	81,5

(*) Condiciones económicas de 2000

Cuadro 4.6 : Relación costes de mantenimiento-rigidez vertical adoptada como situación de referencia.

Naturalmente, la incidencia de la rigidez vertical de la vía en el deterioro dependerá de la magnitud de los otros parámetros también con influencia en los esfuerzos verticales, concretamente: carga estática por rueda, calidad geométrica de la vía, de las ruedas y del carril, velocidad máxima de circulación, peso suspendido y no suspendido del vehículo, tipo de carril y distancia entre traviesas. De este modo, se deberá en primer lugar determinar una magnitud de estos parámetros, que en el caso de la situación de referencia considerada en este estudio se exponen en el cuadro 4.7. Más adelante en este estudio (ítem análisis de sensibilidad) se reflexionará sobre las implicaciones de modificar estos datos en los resultados obtenidos.

PARÁMETRO	VALOR DE REFERENCIA
Carga estática por rueda	8,15 t
Masa no suspendida	0,8 t
Masa suspendida	7,35 t
Velocidad máxima	270-300 km/h
Calidad geométrica de la vía y ruedas	Excelente estado
Carril	UIC 60
Distancia entre traviesas	0,60 m

Cuadro 4.7: Características de la vía de alta velocidad Paris-Lyon.

La elección de la línea Paris-Lyon como referencia estructural se debe al hecho por un lado de constituir una línea de alta velocidad con tráfico homogéneo, cuyos datos relativos a las características estructurales, la explotación comercial y a los costes de mantenimiento han sido suficientemente contrastados y divulgados. Por otra parte, los datos disponibles en cuanto a la influencia de la rigidez vertical en la energía disipada sobre la vía fueron obtenidos con un vehículo con las características expuestas en el cuadro 4.7, por lo que parece adecuado considerar un vehículo con las mismas características como situación de referencia.

Aplicando la formulación (4.23) para $K_{ref}=81,5 \text{ kN/mm}$ y $CM_{ref} = 3047 \text{ €}$, se obtienen los resultados expuestos en la fig.4.14a en la que se puede observar el umbral de variación de los costes de mantenimiento por kilómetro de línea con la rigidez vertical de la vía, para el criterio de evolución del deterioro con una potencia ($\alpha = 1$) que corresponde al valor de referencia, y ($\alpha = 2$) que corresponde al límite superior del criterio adoptado.

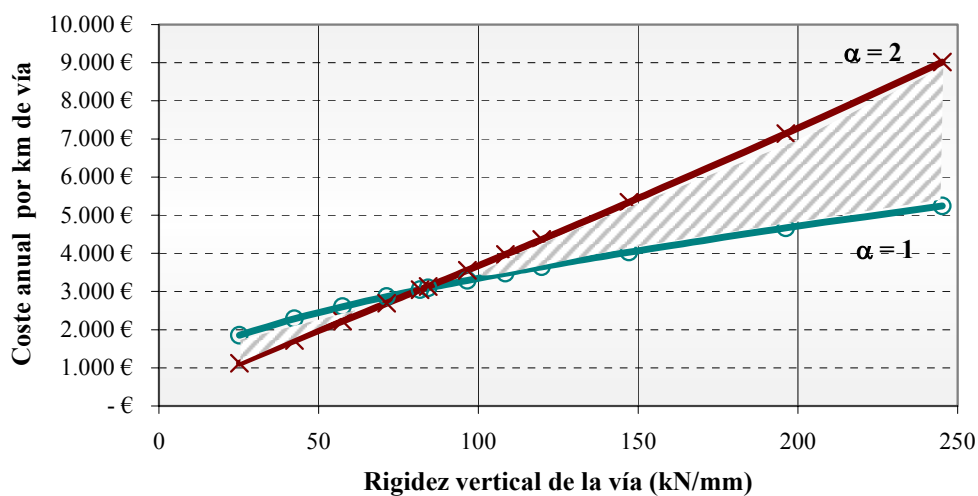


Fig.4.14a: Evolución de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica con la rigidez vertical de la vía, de acuerdo con el criterio utilizado.

Naturalmente este criterio corresponde a la evolución del deterioro de una vía variando la rigidez vertical de la misma, pero manteniendo constante el nivel de calidad de la vía así como las características del tráfico, o sea: la agresividad del material circulante, la velocidad máxima de circulación y la frecuencia de las circulaciones. Es principalmente en relación a estos dos últimos aspectos, la frecuencia de trenes por la vía y la velocidad máxima de los trenes, donde suelen existir a veces diferencias notables entre las diferentes líneas de alta velocidad, por lo que resulta importante incorporar de forma explícita la incidencia de estos factores en el criterio de deterioro definido anteriormente.

Señálese que esta incidencia del volumen de tráfico en el deterioro de la vía es, en todo caso, muy reducida. Este hecho ha sido comprobado por la experiencia práctica, conforme se puede observar en la fig.4.13: la línea Paris-Lyon pasó de un tráfico anual de 24.112 circulaciones en 1983 a 74.982 circulaciones en 1999 (3 veces más) con incrementos en los costes de mantenimiento (globales) muy tenues.

En términos teóricos, la mayoría de los estudios concuerdan en estipular una evolución del asiento de vía (e_N) con una potencia del tráfico acumulado (T):

$$e_N = f(T)^\beta \quad (4.24)$$

cuya magnitud del exponente (β), según diferentes autores, se expone en el cuadro 4.8.

AUTOR (AÑO)	VALOR DE β
Pennycook (1975)	0,18
Sugiyama (1979)	0,31
Janin (1982)	0,25
Shenton (1985)	0,20
Selig y Waters (1994)	0,21

Cuadro 4.8 : Influencia del tráfico en el asiento de vía según diferentes autores.

Adoptando la ley propuesta por Selig y Waters (1994), el factor de corrección del costes de mantenimiento de la calidad geométrica para un tráfico (T_1) en función del tráfico de referencia (T_{ref}) será del tipo:

$$\lambda = \left(\frac{T_1}{T_{ref}} \right)^{0,21} \quad (4.25)$$

Traduciendo el tráfico en términos de frecuencia diaria de circulaciones por sentido, el cálculo de la evolución de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica con la rigidez vertical de la vía para una frecuencia (f_{D1}) se efectúa de acuerdo con el criterio

anteriormente expuesto, corrigiendo el coste de referencia ($CM_{ref\ D1}$) -asociado a la rigidez vertical de referencia (K_{ref})- para:

$$CM_{ref\ D1} = CM_{ref} \cdot \lambda = CM_{ref} \cdot \left(\frac{f_{D1}}{f_{ref}} \right)^{0,21} \quad (4.26)$$

Con:

CM_{ref} : coste de mantenimiento considerado como referencia,

f_{D1} : frecuencia correspondiente al coste de referencia (CM_{ref})

$CM_{ref\ D1}$: coste de mantenimiento de referencia para una frecuencia diaria (f_{D1})

Así, considerando que la frecuencia diaria que corresponde a los costes de mantenimiento considerados como referencia en ese caso es de $f_{ref} = 100$ trenes diarios, se obtiene:

$$CM_{ref\ D1} = CM_{ref\ (PARIS-LYON)} \cdot \left(\frac{f_{D1}}{100} \right)^{0,21} \quad (4.27)$$

En el cuadro 4.9 se exponen algunos valores del factor de corrección (λ) para diferentes frecuencias diarias de ramas de alta velocidad (f_{D1}) así como el coste de mantenimiento de referencia ($CM_{ref\ D1}$) resultante de la aplicación de este criterio.

FRECUENCIA DIARIA POR SENTIDO (f_{D1})	FACTOR DE CORRECCIÓN (λ)	COSTE ANUAL DE MANTENIMIENTO DE REFERENCIA RESULTANTE ($CM_{ref\ D1}$)
25	0,75	2.285 €
50	0,86	2.620 €
75	0,94	2.864 €
100	1,0	3.047 €
150	1,09	3.321 €

Cuadro 4.9: Factor de corrección al coste de mantenimiento de referencia adoptado, según de la frecuencia de ramas de alta velocidad. Base: línea Paris-Lyon.

Por último, resulta de interés introducir un factor de corrección (φ) en el coste de mantenimiento de referencia, en el caso de una velocidad máxima de circulación de las ramas de alta velocidad diferente. Este factor de corrección en el coste de mantenimiento de referencia puede evaluarse, desde una aproximación teórica, a través de la relación entre las sobrecargas dinámicas máximas, concretamente:

$$\varphi = \frac{Q_{d1}}{Q_{dref}} \quad (4.28)$$

$$CM_{refV_1} = CM_{ref} \cdot \varphi = CM_{ref} \cdot \frac{Q_{d1}}{Q_{dref}} \quad (4.29)$$

Con,

φ : factor de corrección de la velocidad;

Q_{d1} : carga dinámica máxima para una velocidad V_1 ;

Q_{dref} : carga dinámica máxima para la velocidad máxima de circulación asociada al coste de referencia (CM_{ref});

CM_{ref} : coste de mantenimiento considerado como referencia,

CM_{refV_1} : coste de mantenimiento de referencia para una velocidad V_1 ;

En el cuadro 4.10 se ilustran las magnitudes del factor de corrección (φ) para diferentes velocidades máximas de circulación, así como el coste de mantenimiento de referencia (CM_{refV_1}) resultante.

VELOCIDAD MÁXIMA DE CIRCULACIÓN (km/h)	FACTOR DE CORRECCIÓN (φ)	COSTE ANUAL DE MANTENIMIENTO DE REFERENCIA RESULTANTE (CM_{refV_1})
200	0,92	2.807 €
250	0,96	2.923 €
270	0,98	2.972 €
300	1,0	3.047 €
350	1,04	3.176 €

Cuadro 4.10 : Factor de corrección al coste de mantenimiento de referencia adoptado, según la velocidad máxima de ramas de alta velocidad. Base: línea Paris-Lyon.

El reducido impacto de la velocidad máxima de circulación de una rama de alta velocidad en la magnitud de las sobrecargas dinámicas explica las variaciones muy tenues en el coste de mantenimiento de referencia. Sin embargo, cabe destacar que no se consideró el efecto de la velocidad de vibración del balasto en el deterioro, que es mucho más sensible al incremento de velocidad máxima de circulación que las sobrecargas dinámicas.

En síntesis, la formulación para caracterizar la evolución de los costes de mantenimiento puede escribirse de la siguiente forma:

$$CM_{(Ki)} = \left(\frac{R_{(Ki)}}{R_{(K=81,5)}} \right)^\alpha \cdot CM_{ref} \cdot \lambda \cdot \varphi =$$

$$= \frac{\left(\left(\frac{d_i}{\sqrt[3]{EI_i}} \right) \cdot \left(Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + \left(0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{\frac{m_{NS}}{9,81}} \right)^2} \cdot Ki \right) \cdot \sqrt[3]{Ki} \right)^\alpha}{\left(\left(\frac{d_{ref}}{\sqrt[3]{EI_{ref}}} \right) \cdot \left(Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + \left(0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{\frac{m_{NS}}{9,81}} \right)^2} \cdot Ki \right) \cdot \sqrt[3]{Kref} \right)^\alpha} \cdot CM_{ref} \cdot \lambda \cdot \varphi \quad (4.30)$$

Si la línea en la cual se pretende evaluar la evolución de los costes de mantenimiento posee el mismo tipo de carril (o sea una idéntica rigidez a flexión EI) que la línea considerada como referencia, así como la misma distancia entre traviesas (d) -dado que se tratan de parámetros que se encuentran normalizados a carril UIC60 y d=0,60m en las líneas de alta velocidad- se pueden eliminar de la expresión precedente esos respectivos parámetros. Por otra parte, considerando que los parámetros del denominador son conocidos, y consecuentemente lo es la carga dinámica de referencia (Q_d) y la rigidez vertical de referencia (Kref) se obtiene, después de reordenar:

$$CM_{Ki} = \left(\left(Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + \left(0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{\frac{m_{NS}}{9,81}} \right)^2} \cdot Ki \right) \cdot \sqrt[3]{Ki} \right)^\alpha \cdot \frac{CM_{ref} \cdot \lambda \cdot \varphi}{\left(Q_d \cdot ref \cdot \sqrt[3]{Kref} \right)^\alpha} \quad (4.31)$$

expresión que permite evaluar la evolución de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica de una vía férrea de alta velocidad en función de la magnitud de la rigidez vertical de la vía

4.4.1.3. Comprobación práctica de la validez del criterio adoptado

Resulta de interés contrastar los resultados a que conduce el criterio de evolución de los costes de mantenimiento con la rigidez vertical definido anteriormente, con los valores verificados en diferentes líneas de alta velocidad, de manera a reflexionar sobre la validez del mismo.

Pero en primer lugar, cabe tener presente la existencia de importantes limitaciones prácticas a la realización de un “calibrado” preciso de un modelo de este tipo, las cuales derivan fundamentalmente de la dificultad en comparar los costes de mantenimiento de diferentes administraciones ferroviarias. En efecto, incluso cuando se dispone de valores relativos exclusivamente a vías de alta velocidad, existen variables muy distintas que perturban y por

veces distorsionan una eventual comparación, entre las cuales destacan las específicamente relacionadas con los mecanismos de gestión del mantenimiento: recursos propios, subcontratación o un sistema mixto, distribución geográfica y extensión de las líneas de alta velocidad (con incidencia en el número de bases de mantenimiento, recursos necesarios en cada) y otras condicionantes locales como el tamaño de las empresas del sector y grado de competitividad, leyes laborales, etc. Estas limitaciones podrían obviarse si se dispusiese de datos relativos a diferentes líneas de una misma red nacional, entre las que difiere la rigidez vertical de referencia. No obstante, el único país donde se dispone, por el momento, de datos relativos a estos costes de mantenimiento por diferentes líneas de alta velocidad (Francia) adoptó una superestructura muy similar en las mismas.

Aún así, y teniendo en mente las limitaciones de este análisis, se tratará de reflexionar sobre la bondad del criterio adoptado en términos de evolución de los costes de mantenimiento, comparando los resultados a que conduce la metodología basada en los costes de las líneas francesas, con los valores alcanzados en otras líneas de alta velocidad. En concreto, se utilizará el caso de las primeras líneas alta velocidad alemanas, donde además de los costes de mantenimiento, también se dispone de mediciones fiables de la rigidez vertical representativa de la vía. En efecto, conforme se expuso en capítulo 2 (cuadro 2.4), ensayos conducidos por Eisenmann y Rump (1997) pusieron de relieve que el coeficiente de balasto en los tramos sobre plataforma natural en las líneas Hannover-Wurzburg y Mannheim-Stuttgart se sitúa entre 0,30 y 0,40 N/mm³. Así, aplicando la formulación de Zimmermann y sabiendo que se trata de una estructura de vía tipo UIC 60 B70 W (placa de asiento ZW 687 de 500 kN/mm) con distancia entre traviesas de 60cm, se puede deducir que la rigidez vertical de la vía (K) en estas líneas Alemanas -en caso de sección sobre plataforma natural- se sitúa entre 185 kN/mm y 230 kN/mm (o sea, un valor medio de aproximadamente 210 kN/mm).

En cuanto a los costes de mantenimiento de la calidad geométrica en esas líneas, los datos disponibles indican que los mismos ascienden a 6.641 Euros por kilómetro de vía, de acuerdo con J.Miarnau (1999). Cabe señalar en primer lugar que en estos costes se incluyen también los costes relativos al personal de dirección, vigilancia y control, por lo que es conveniente descontar esa porción correspondiente. Por otra parte, los precios son relativos al año 1997, mientras que los datos considerados en este estudio son del año 2000. Curiosamente, para efectos estrictamente comparativos, se comprueba que si se admita unos costes de vigilancia similares a los verificados en la línea Paris-Lyon (cuadro 4.5) a la vez que se aplique una tasa de actualización de precios anual del 3% anual, ambos factores se compensan entre si, por lo que se puede considerar como válido ese coste por el momento.

Pero para efectuar una comparación con los costes derivados de la aplicación del criterio propuesto cabe ahora tener presente otras importantes diferencias en cuanto a las características de explotación comercial de las vías alemanas referenciadas, dado que:

- Se tratan de vías con tráfico mixto;
- El intervalo de tiempo dedicado a operaciones de mantenimiento es de apenas 3 horas, en comparación con bandas de 6 horas relativas a las líneas francesas;
- En la línea Hannover-Würzburg (en 1997) la frecuencia total era de aproximadamente 75 trenes por día por sentido, un tercio de los cuales corresponden a circulaciones de mercancías (la misma proporción se verifica para la línea Mannheim-Stuttgart, aunque la frecuencia total era ligeramente inferior);
- La velocidad máxima de circulación de las ramas de alta velocidad es de 250 km/h (mientras que la velocidad máxima de las ramas de mercancías se sitúan entre 100 y 160 km/h);

Los dos últimos puntos mencionados pueden corregirse mediante los factores λ y φ definidos anteriormente. Consultando los cuadros 4.9 y 4.10, se observa que los factores de corrección serían del orden de $\lambda \approx 0,94$ y $\varphi \approx 0,96$, los cuales en este caso deben emplearse a la inversa, por lo que se obtendría un coste de mantenimiento equivalente de las líneas alemanas de aproximadamente 7.400 Euros por km de vía. El mayor problema reside en el hecho de que se tratan de líneas con tráfico mixto. Tomando como referencia la experiencia disponible al respecto, la cual se discutió en el ítem 4.3.3, el efecto de ese factor en los costes de mantenimiento de la geometría de vía se puede estimar en cerca de 25%. De este modo, se puede admitir que, caso se tratase de líneas con tráfico exclusivo de pasajeros con ramas de alta velocidad, los costes de mantenimiento de una vía con las características estructurales de las líneas Alemanas se situarían en torno a los 5.500 Euros por kilómetro. Por último queda el hecho de que el tiempo de intervención es sustancialmente menor, el cual es muy difícil de evaluar. En base al estudio SEM (2000) llevado a cabo por la SNCF a propósito de la línea Perpignan-Figueras, el impacto de ese factor es de apenas 10% en los costes de mantenimiento de la calidad geométrica (dado que solamente afecta las operaciones de mantenimiento correctivo de forma relevante). Sintetizando, y de forma muy aproximada, los costes de mantenimiento equivalentes de las primeras líneas alemanas de alta velocidad se situarían en torno a 5.000 Euros por kilómetro de vía si las condiciones de explotación comercial fuesen similares a las líneas francesas tomadas como referencia.

En la fig. 4.14b se visualizan los costes de mantenimiento de las líneas alemanas, con o sin los factores de corrección adoptados, en comparación con el criterio propuesto de evolución de esos costes con la rigidez vertical de la vía.

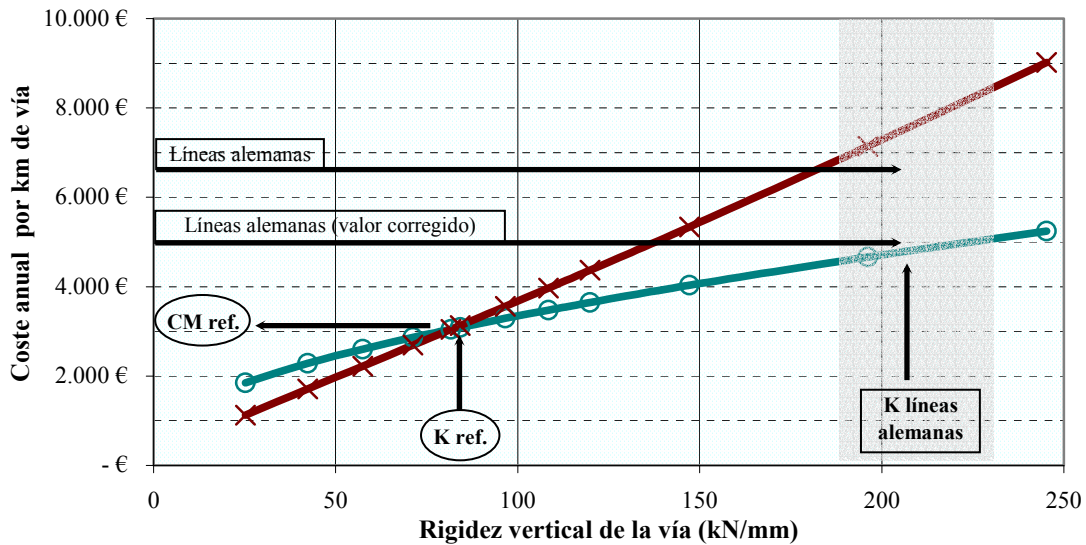


Fig.4.14b: Comparación entre el criterio de evolución de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica adoptado y datos de las líneas alemanas de alta velocidad.

Aún cuando el muy buen ajuste de estos costes con el criterio de evolución propuesto debe ser evaluado con reservas (debido a la forma grosera como se comparan los costes), queda no obstante patente que las diferencias de costes de mantenimiento entre las líneas francesas y alemanas se debe en buena parte a la magnitud de la rigidez vertical de la vía. Este hecho ha sido por cierto asumido por la mayoría de investigación ferroviaria alemana, como lo demuestran publicaciones de autores como Eisenmann (1990), Eisenmann y Rump (1997), Müller-Boruttau et al. (1998) o Stahl (1999). Como es sabido, fue precisamente debido al conocimiento cualitativo de este papel de la rigidez vertical en los costes de mantenimiento, que la DB (Deutsche Bahn) adoptó una muy inferior rigidez en la superestructura de alta velocidad Hannover-Berlin inaugurada en 1998.

En el caso español y en concreto de la líneas Madrid-Sevilla, el coste de mantenimiento de la calidad geométrica por kilómetro de vía se sitúa en torno 4.658 Euros (a precios de 1997) según J.Miarnau (1999), o sea en el entorno de 5.000 Euros actualizando los precios a 2000, los cuales vendrían a ser del mismo orden que los valores considerados para las líneas alemanas después de ajustadas a las condiciones de explotación de referencia en este estudio. Aún cuando no se dispone de ningún estudio al respecto, se puede suponer que la rigidez vertical media en esa línea no se aleja demasiado de los valores de las líneas alemanas, aunque seguramente será algo inferior si se tiene en cuenta las exigencias en términos de capacidad resistente de la infra-estructura. Siendo así, dichos costes se encuadrarían también dentro del criterio de evolución estipulado en este estudio, aún considerando las diferentes características del tráfico (menor tráfico y velocidad, pero un 25% del tráfico está compuesto por trenes Talgo con locomotoras convencionales de elevada carga por eje circulando a 200 km/h). No obstante, en este caso una eventual comparación en términos absolutos es aún más compleja, dado que las indicaciones

disponibles sobre el deterioro de esta línea indican la ocurrencia de problemas relacionados con asentos de terraplenes.

En todo caso, la contribución de la rigidez vertical de la vía en las necesidades de mantenimiento es indudable. Del análisis comparativo efectuado se comprueba que el criterio adoptado para calcular la evolución de los costes de mantenimiento con la rigidez vertical se ajusta razonablemente a las magnitudes de los costes verificados en las primeras líneas de alta velocidad francesas, alemanas y española, aunque con las debidas salvaguardias mencionadas.

Naturalmente, la solución ideal para “validar” de forma más coherente el criterio propuesto sería analizar diferentes líneas de alta velocidad en base a parámetros más comparables como los registros de auscultación o las frecuencias de operaciones de bateo, lo cual no resultó posible en el marco de este trabajo.

4.4.2. Relación rigidez vertical y costes energéticos

Como hemos visto con anterioridad, los estudios llevados a cabo por Sauvage y Fortín (1982) con ocasión de las operaciones TGV100 pusieron de manifiesto la relación directa entre el módulo de vía y la energía disipada en la vía por una rueda de un TGV circulando a 300 km/h, según el tipo de carril (fig.4.1).

Para poder evaluar las magnitudes de energía disipada para el carril más utilizado en líneas de alta velocidad, el UIC60, se procedió a la interpolación de los resultados publicados por los autores (fig. 4.15).

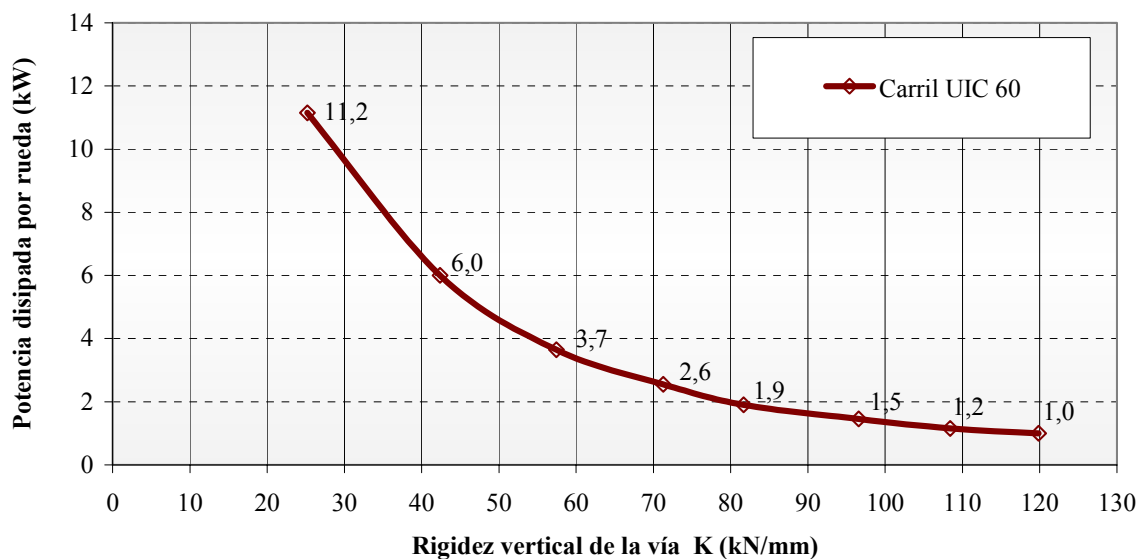


Fig.4.15: Valores aproximados de la influencia de la rigidez vertical en la potencia disipada por una rueda de 8,15 T circulando a 300 Km/h, para un carril UIC60.

Considerando un tren en movimiento a velocidad constante (V), la energía disipada sobre la vía viene dada por:

$$E = \frac{P}{V} \quad (4.32)$$

Con,

E : energía disipada en un kilómetro de vía, kwh

P : potencia disipada (por una rueda de 8,15t a 300 km/h), kW

V : velocidad, km/h

Aplicando esta expresión en base a la fig.4.15 en el caso de una velocidad de 300 km/h, los límites de variación de energía dispendida por km por una rueda de 8,15 t (que corresponde a los trenes TGV y AVE) serán:

- Para una vía flexible, con $K = 26$ kN/mm:

$$E_1 = P_1 \cdot \Delta t = 11,2 \text{ kW} \cdot \frac{1 \text{ km}}{300 \text{ km/h}} = 0,0373 \text{ kWh}$$

- Para una vía rígida, con $K = 120$ T/mm:

$$E_2 = P_2 \cdot \Delta t = 1,0 \text{ kW} \cdot \frac{1 \text{ km}}{300 \text{ km/h}} = 0,0033 \text{ kWh}$$

La energía disipada en una vía durante un año dependerá a su vez del tráfico que circule por esa vía durante ese periodo de tiempo:

$$E' = E \cdot N_{eq} \quad (4.33)$$

Donde,

E' : energía disipada por año por kilómetro de vía, kWh

E : energía disipada sobre la vía por una rueda de 8,15t a 300 km/h, kwh

N_{eq} : numero de ruedas equivalentes de 8,15 t que circulan anualmente por la línea

Dado que el peso por eje varía a lo largo de una rama de alta velocidad convencional, se puede determinar con razonable aproximación el número de ruedas equivalentes anuales (N_{eq}) en función del peso total de la rama (W_{total}), el número de ramas por tren (n_r) y la frecuencia anual de composiciones en esa línea (f_C):

$$N_{eq} = f_C \cdot \frac{W_{total}}{8,15 \text{ t}} \cdot n_r \quad (4.34)$$

O bien, si el número de ramas por tren (n_r) es variable (entre 1 y 2) resulta más cómodo considerar la expresión precedente en función directamente de la frecuencia anual de ramas de alta velocidad (f_A):

$$f_A = f_C \cdot n_r \quad (4.35)$$

lo cual sustituyendo en (4.33) y (4.34) resulta:

$$E' = \frac{P}{V} \cdot f_A \cdot \frac{W_{total}}{8,15} \quad (4.36)$$

Con:

E' : energía disipada por año por kilómetro de vía, kWh

P : potencia disipada, kW

V : velocidad de circulación, km/h

f_A : frecuencia anual de ramas de alta velocidad,

W_{total} : peso total de una rama de alta velocidad, t

A efectos prácticos, la expresión precedente puede expresarse en base en una frecuencia media diaria (f_D) de ramas sobre la vía, sustituyendo $f_D = f_A \cdot \frac{1}{365 \text{ días}}$ y obteniendo:

$$E' = 365 \cdot \frac{P}{V} \cdot f_D \cdot \frac{W_{total}}{8,15} \quad (4.37)$$

Finalmente el coste energético por kilómetro de vía (C_E) se obtiene directamente aplicando el precio unitario de energía eléctrica (C_{kWh}) :

$$C_E = E' \cdot C_{kWh} = 365 \cdot \frac{P}{V} \cdot f_D \cdot \frac{W_{total}}{8,15} \cdot C_{kWh} \quad (4.38)$$

Así, considerando, a título de ejemplo, unas características similares a las de la línea Paris-Lyon (para una velocidad de 300 km/h):

$$f_D = 100 \text{ trenes por día}$$

$$W_{total} = 421,5 \text{ t (rama tipo TGV)}$$

y

$$C_{kWh} = 0,059 \text{ Euros por kWh}$$

(coste energético para RENFE en el año 2001)

Se comprueba como los costes asociados a la energía disipada por año en 1 kilómetro de vía variarán significativamente en función de la magnitud de la rigidez vertical de la vía: en el caso de este ejemplo entre 370 y 4140 Euros según se trate de una rigidez vertical de 120 kN/mm o 25 kN/mm respectivamente, conforme se observa en la fig.4.16.

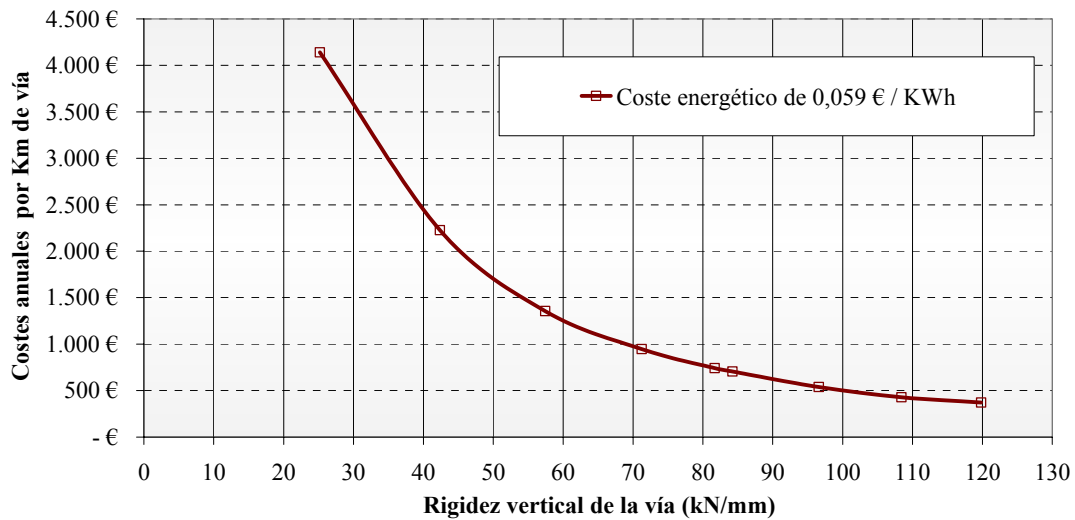


Fig.4.16: Estimación de los costes anuales de energía disipada en 1 km de vía (considerando una línea con 23 trenes TGV por dirección y por día y $V=300$ km/h).

Los resultados obtenidos hasta el momento no permiten sin embargo obtener la evolución de los costes energéticos para una rigidez vertical con magnitudes superiores a 120 kN/mm.

Para ese efecto, se puede incorporar la rigidez vertical de la vía en la formulación (4.38) mediante un ajuste de la curva de la potencia disipada de la fig.4.15 a la siguiente ley (que corresponde exclusivamente al caso de una velocidad de circulación de 300 km/h):

$$P_{300} = 2135,1 \cdot K^{-1,5931} \quad (4.39)$$

Donde,

P_{300} : potencia disipada sobre la vía por una rueda de 8,15 t a 300 km/h, kW

K : rigidez vertical de la vía, kN/mm

En la fig.4.17 se observa como la ley (4.39) se inserta con muy razonable precisión en los resultados publicados por Sauvage y Fortín (1982) para carril pesado y carril UIC 50 y se ajusta a los datos interpolados en la fig.4.17, permitiendo evaluar de este modo la evolución de la potencia disipada para mayores magnitudes de rigidez vertical de la vía. Cabe destacar que el ajuste de esta curva deja de ser preciso para valores inferiores a 30 kN/mm, por lo que no se considerarán en ningún en este estudio valores inferiores a esa magnitud (dado que la aplicabilidad de una magnitud tan reducida de rigidez vertical de la vía no es factible en la práctica en líneas de alta velocidad, conforme se discutirá en el capítulo siguiente).

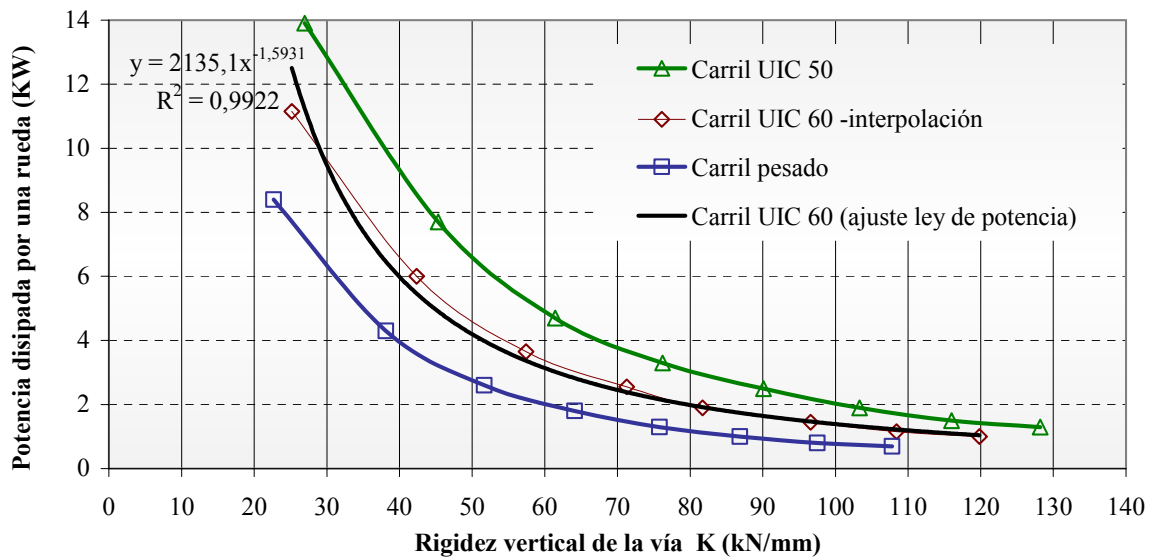


Fig.4.17: Ajuste matemático de la relación entre potencia disipada y rigidez vertical de la vía con carril UIC 60.

De este modo, se obtiene sustituyendo en (4.38) la energía disipada sobre una vía por año por circulaciones TGV a 300 km/h ($C_{E(300)}$):

$$C_{E(300)} = 1,21667 \cdot f_D \cdot \frac{W_{total}}{8,15} \cdot C_{kWh} \cdot 2135,1 \cdot K^{-1,5931} \quad (4.40)$$

relación que permite definir la incidencia de la rigidez vertical en los costes anuales de energía disipada por kilómetro de vía, para ramas TGV circulando a 300 km/h.

Una aplicación de esta formulación, para vías con circulaciones exclusivas de trenes tipo TGV, da lugar a los resultados de la fig.4.18, donde se comprueba el importante papel de la frecuencia de los trenes en la evolución de los costes energéticos con la magnitud de la rigidez vertical de la vía (en este caso se consideró un valor mínimo de rigidez vertical de la vía de 30 kN/mm).

Así, una línea con las características de las líneas francesas de alta velocidad (rigidez vertical de referencia de 80 kN/mm) supone unos costes anuales de energía disipada 4 veces superiores a los de las líneas Alemanas de alta velocidad (considerando su rigidez vertical mínima de 185 kN/mm). En el caso de una frecuencia de 100 ramas de alta velocidad por sentido por día, esta diferencia en la magnitud de la rigidez vertical se traduce en unas diferencias cercanas a 1150€ por kilómetro de línea por año en los costes energéticos. Si se considera una línea con una longitud de 480 km (como Paris-Lyon), la diferencia en los recursos dispendidos en energía, entre los dos niveles de magnitud de la rigidez vertical, alcanzan los 550.000€ por año para esa línea, valores considerables que

pone de relieve una vez más la necesidad de optimizar la rigidez vertical de la vía teniendo en cuenta su repercusión en los costes energéticos.

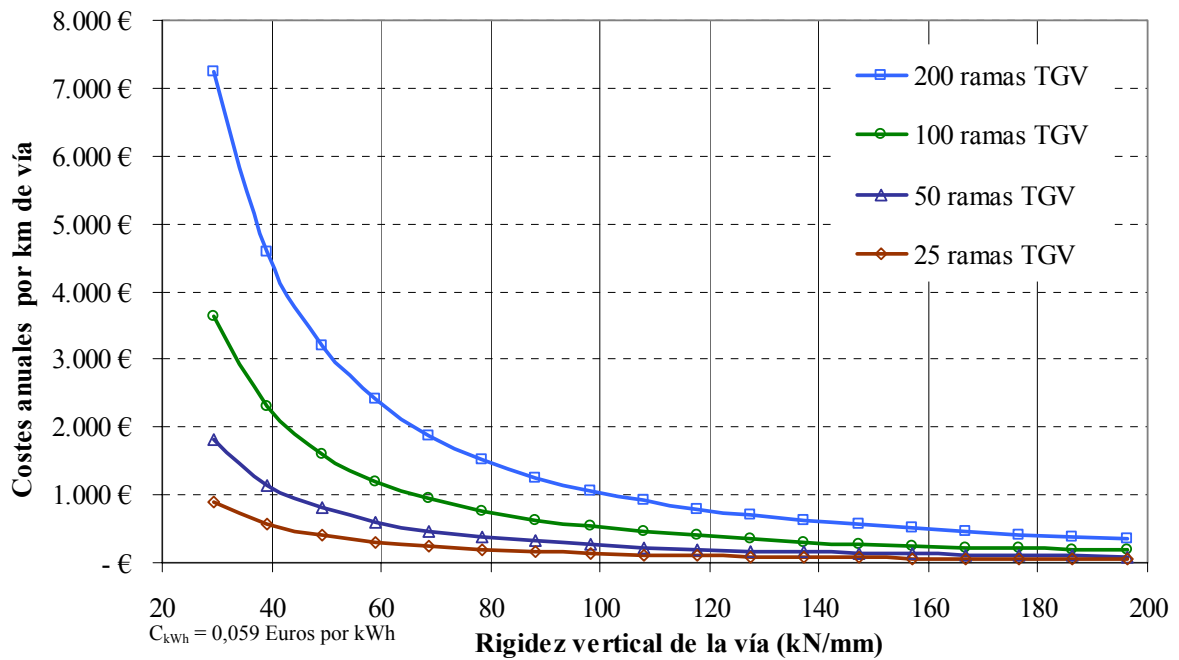


Fig.4.18: Costes anuales de energía disipada en 1 km de vía de alta velocidad según la frecuencia de la línea (ramas por sentido y por día; V=300 km/h).

La fig.4.18 así como la formulación (4.40) permiten evaluar la magnitud de la potencia disipada sobre una vía en función de la rigidez vertical de la misma, para una velocidad dada de 300 km/h. Sin embargo cabría ahora cuestionarse cual será la incidencia de la velocidad de circulación en la magnitud de la potencia disipada. A ese respecto, los estudios teórico-experimentales llevados a cabo en las operaciones TGV100 (Sauvage y Fortín, 1982) comprobaron que para velocidades de hasta 380 km/h, la potencia disipada del vehículo evolucionan según una ley del tipo:

$$P = f(V)^{2,25} \tag{4.41}$$

Donde,

P: potencia disipada, kW

V: velocidad de circulación, km/h

De este modo, resulta posible incorporar la velocidad de circulación en la formulación propuesta para evaluar la incidencia de la rigidez vertical en los costes energéticos, considerando un factor de corrección de velocidad (ϕ) definido por:

$$\varphi = \left(\frac{V}{300} \right)^{2,25} \quad (4.42)$$

$$\text{con } P_V = \varphi \cdot P_{300} \quad (4.43)$$

Donde,

P_V : potencia disipada por una rueda de 8,15t a una velocidad V , kW

P_{300} : potencia disipada por una rueda de 8,15t a una velocidad de 300 km/h, kW

φ : factor de corrección de la velocidad, para el cálculo de la energía disipada sobre la vía;

V : velocidad de circulación, km/h

Lo cual resulta, sustituyendo (4.43) en la formulación (4.38):

$$C_{E(V)} = 365 \cdot \frac{\varphi \cdot P_{300}}{V} \cdot f_D \cdot \frac{W_{total}}{8,15} \cdot C_{kWh} \quad (4.44)$$

y aplicando la expresión (4.42) se obtiene simplificadaamente:

$$C_{E(V)} = 0,255288 \cdot V^{1,25} \cdot f_D \cdot W_{total} \cdot C_{kWh} \cdot K^{-1,5931} \quad (4.45)$$

donde:

$C_{E(V)}$: coste anual de energía disipada sobre una vía, Euros/km de vía

V : velocidad de circulación, km/h

f_D : frecuencia diaria de ramas de alta velocidad sobre la vía,

W_{total} : peso total de una rama de alta velocidad, t

C_{kWh} : precio unitario de energía, Euros/kWh

K : rigidez vertical de la vía, kN/mm

ecuación general que permite evaluar los costes de energía disipada por año sobre una vía según la magnitud de la rigidez vertical de la vía.

4.4.3. Cuantificación de la rigidez vertical óptima de la vía

4.4.3.1. Formulación matemática

De acuerdo con la metodología propuesta se debe ahora definir la magnitud del parámetro rigidez vertical de la vía que minimice los costes de mantenimiento y de energía disipada sobre la vía. O sea, desde un punto de vista teórico, se trata de buscar el mínimo valor de la curva de costes totales (función de la rigidez vertical) definida por la suma de los costes de

mantenimiento asociados directamente a la pérdida de calidad geométrica de la vía y a los costes energéticos asociados a la energía disipada sobre la vía, matemáticamente:

$$\frac{\partial(C_M + C_E)}{\partial K} = 0$$

La expresión que relaciona los costes de mantenimiento con la rigidez vertical de la vía (CM) viene dada por (4.31):

$$C_M = \left(\left(Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + \left(0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{\frac{m_{NS}}{9,81}} \right)^2} \cdot K \right) \cdot \sqrt[3]{K} \right)^\alpha \cdot \frac{CM_{ref} \cdot \lambda \cdot \varphi}{\left(Q_d \cdot ref \cdot \sqrt[3]{K_{ref}} \right)^\alpha}$$

formulación que puede simplificarse mediante la definición de los parámetros a_1 y a_2 :

$$a_1 = \frac{CM_{ref} \cdot \lambda \cdot \varphi}{\left(Q_d \cdot ref \cdot \sqrt[3]{K_{ref}} \right)^\alpha} \quad (4.46)$$

$$a_2 = \left(0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{\frac{m_{ns}}{9,81}} \right)^2 \quad (4.47)$$

obteniendo de este modo:

$$C_M = \left(\left(Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + a_2 \cdot K} \right) \cdot \sqrt[3]{K} \right)^\alpha \cdot a_1 \quad (4.48)$$

A su vez la expresión que relaciona la energía disipada sobre la vía a con la rigidez vertical de la misma viene dada por (4.45):

$$C_E = 0,255288 \cdot V^{1,25} \cdot f_D \cdot W_{total} \cdot C_{kWh} \cdot K^{-1,5931}$$

formulación que se simplificará también definiendo el parámetro a_3 :

$$a_3 = 0,255288 \cdot V^{1,25} \cdot f_D \cdot W_{total} \cdot C_{kWh} \quad (4.49)$$

por lo que resulta:

$$C_E = a_3 \cdot K^{-1,5931} \quad (4.50)$$

Así, la ecuación de costes totales vendrá dada por:

$$C_T = C_M + C_E = \left((Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + a_2 \cdot K}) \cdot \sqrt[3]{K} \right)^\alpha \cdot a_1 + a_3 \cdot K^{-1,5931} \quad (4.51)$$

Y la rigidez vertical óptima se obtendría mediante la resolución de la ecuación $\frac{\partial}{\partial K}(C_T) = 0$, ecuación sin solución analítica.

De este modo, para cuantificar de manera exacta la rigidez vertical óptima de una vía resulta necesario sustituir los parámetros de la ecuación (4.51), calculando posteriormente la derivada en orden a K y resolviendo la solución resultante. Este proceso se efectuará a continuación para un caso general de una vía de alta velocidad: con posterioridad se tratará de desarrollar una formulación simplificada que permita evaluar de forma directa y con razonable aproximación la magnitud de la rigidez vertical óptima de la vía.

4.4.3.2. Rigidez vertical óptima de una vía de alta velocidad

Se trata de definir la magnitud de rigidez vertical de una vía de alta velocidad aplicando la metodología desarrollada. Para ello se considerarán las magnitudes de los parámetros que más se ajusten a la realidad de la mayoría de las líneas con circulación exclusiva de ramas de alta velocidad, concretamente:

- frecuencia diaria de 100 ramas por sentido;
- velocidad máxima de circulación de 300 km/h;
- calidad geométrica de la vía, ruedas y del carril en excelente estado;
- rama tipo TGV (peso total de 421,5t y carga por eje de 80 kN);

Se considera el coste energético $C_{kWh} = 0,059$ Euros por kWh
(coste energético de RENFE en el año 2001)

En cuanto a los parámetros de referencia (Q_{dref} ; K_{ref} ; CM_{ref}) para la evaluación de los costes de mantenimiento, se consideran los datos de referencia descritos anteriormente (relativos a la línea París-Lyon).

Por último en cuanto a la magnitud del parámetro α , conforme se comentó en el análisis de la relación entre el deterioro de la calidad geométrica y la rigidez vertical de la vía, una magnitud de $\alpha = 1$ se aproxima más de la realidad en el caso de líneas de alta velocidad. De este modo, se adoptará esa magnitud como valor de referencia en este estudio: en el análisis de sensibilidad que se efectúa más adelante se analizarán los resultados en el caso de considerar el límite superior del criterio definido $\alpha = 2$.

Así, sustituyendo en las expresiones (4.46), (4.47) y (4.49) se obtiene las siguientes magnitudes para los parámetros de la ecuación (4.51):

$$\begin{aligned} Q_n &= 80 \text{ kN} & a_2 &= 0,037 \\ \sigma_{\Delta QNS}^2 &= 1,0 \text{ t} & a_3 &= 792.650,2 \\ a_1 &= 5,83 \end{aligned}$$

Lo cual, sustituyendo en (4.51) resulta la siguiente expresión que relaciona los costes totales (C_T) con la rigidez vertical de la vía (K):

$$C_T = C_M + C_E = \left((80 + 19,62 \cdot \sqrt{1 + 0,037 \cdot K}) \cdot \sqrt[3]{K} \right)^4 \cdot 5,83 + 792.650,2 \cdot K^{-1,5931}$$

y derivando respecto de K se obtiene:

$$\frac{\partial C_T}{\partial K} = \frac{2,125 \cdot K^{\frac{1}{3}}}{\sqrt{1 + 0,037 \cdot K}} + \frac{1,943 \cdot (80 + 19,62 \cdot \sqrt{1 + 0,037 \cdot K})}{K^{\frac{2}{3}}} - \frac{0,126 \cdot 10^7}{K^{2,5931}} = 0 \quad (4.52)$$

Resolviendo numéricamente la ecuación precedente se obtiene finalmente que la rigidez vertical óptima de una vía de alta velocidad, con las características consideradas, es de **74,65 kN/mm**, o sea:

$$K_{\text{óptimo}} \approx \underline{\underline{75 \text{ kN/mm}}}$$

Lo cual permite deducir que la estructura de vía de la línea Paris-Lyon (con una rigidez vertical de referencia cercana a 80 kN/mm) está sensiblemente cercana valor óptimo desde el punto de vista de la relación costes de mantenimiento-costes energéticos, con las condiciones de tráfico actuales.

Para visualizar el significado de los resultados expuestos se representa gráficamente (fig. 4.19) la evolución de la curva de costes totales con la rigidez vertical de la vía, para la tipología de vía de alta velocidad considerada, así como las curvas que representan los dos

términos de la ecuación en estudio: costes de mantenimiento de la calidad geométrica y costes energéticos.

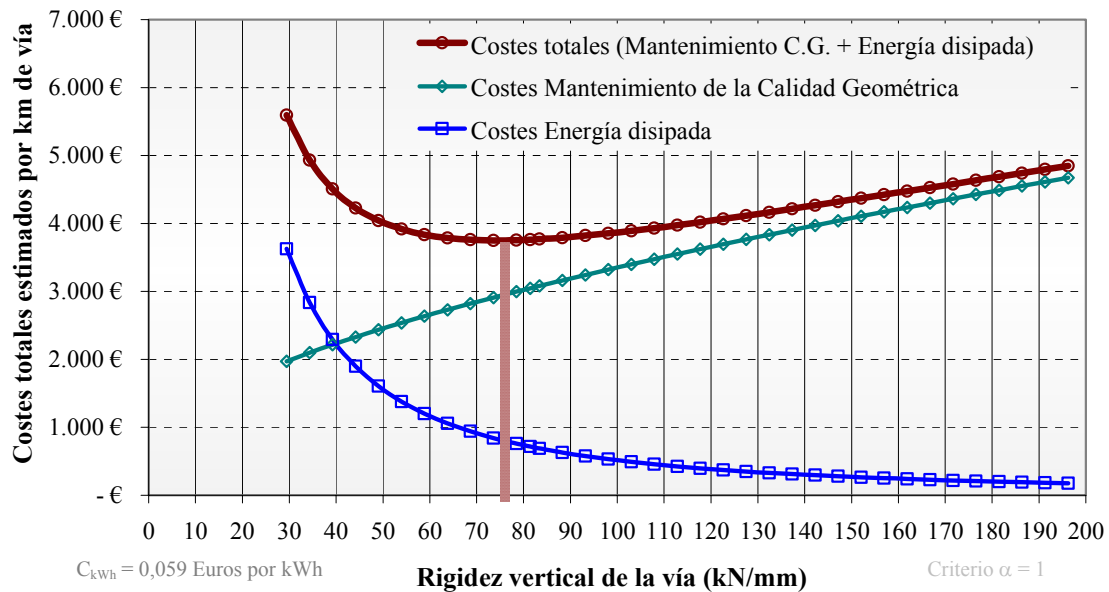


Fig.4.19: Evolución de los costes totales de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía y de energía disipada con la rigidez vertical de la vía. (línea con 100 trenes por día por sentido; $V_{\text{máx}} = 300$ km/h).

Es importante destacar que no cabe considerar valores de costes de la figura anterior para magnitudes de rigidez vertical inferiores a entre 30 y 40 kN/mm por dos motivos principales:

- En primer lugar, porque el desarrollo de la formulación de los costes de energía disipada partió de esa premisa, en virtud de que para valores inferiores a 30 kN/mm la curva de valores considerados ya no se aproxima a los resultados experimentales;
- En segundo lugar, porque también desde el punto de vista de la evolución de los costes de mantenimiento, o sea del deterioro de la vía, no resulta correcto hablar de una reducción del mismo para magnitudes de rigidez vertical inferiores a 40 kN/mm. Esto se explica por el hecho de que una disminución de la rigidez vertical para esos valores ya no se puede lograr solamente con una menor elasticidad de la placa de asiento, conforme se discutirá más adelante en este trabajo, siendo necesario que haya una disminución de la capacidad portante de la plataforma con relación a la situación de referencia. En este caso, el de una disminución de la capacidad portante de la plataforma, se obtendría una incidencia negativa en el deterioro de la vía (para un balasto consolidado, el asiento de la vía depende de los desplazamientos verticales de la capa de balasto, conforme evidenció Guerin, 1996).

Por otra parte se observa que es preferible situarse en el lado superior (o sea más rígido) del valor óptimo y no en el lado inferior, incluso sin entrar en consideraciones sobre un empeoramiento de la calidad geométrica, sino simplemente debido al importante incremento del papel de los costes energéticos con menores valores de rigidez vertical.

A su vez, en la zona de rigidez vertical óptima, los costes de mantenimiento de la calidad geométrica representan el 78 % de los costes totales, mientras que los costes de energía disipada suponen los restantes 22%. Ya en el caso de estructuras más rígidas, como es previsible, los costes totales son prácticamente definidos por los costes de mantenimiento (96% del total en $K=200\text{kN/mm}$).

Por último, un análisis de la figura anterior pone también de manifiesto la notable importancia económica que puede tener “acertar” la magnitud óptima de la rigidez vertical en una línea con determinadas características de explotación comercial. En concreto, para las características de explotación comercial consideradas, se deduce que:

- Una rigidez vertical de 200 kN/mm (similar a la existente en las primeras líneas de Alta Velocidad Alemanas) supone unos costes totales de 4840 € por km de vía por año;
- Mientras que en un valor entorno a 80 kN/mm (similar a los valores de las líneas de alta velocidad francesas) esos costes anuales estarían cercanos a 3730 € por km de vía, o sea, una reducción de cerca de 1.100€ por km de vía por año.

Así, en el caso de una longitud de vía de cerca de 480km (como el caso de Paris-Lyon o Madrid-Sevilla) la diferencia en los recursos necesarios -costes de mantenimiento y costes energéticos- debido a una diferente magnitud del parámetro rigidez vertical de la vía, asciende a cerca de 1.056.000€ anuales. Estas importantes magnitudes ponen de relieve la importancia de un correcto diseño de la rigidez vertical de la vía bajo la perspectiva dual estudiada.

4.4.3.3. Desarrollo de una formulación aproximada

A continuación se tratará de buscar una formulación aproximada que permita evaluar con razonable precisión la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía.

En primer lugar se intentó lograr una aproximación a la ecuación (4.51)

$$\frac{\partial}{\partial K} \left(\left(Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + a_2 \cdot K} \right) \cdot \sqrt[3]{K} \right)^\alpha \cdot a_1 + a_3 \cdot K^{-1.5931} = 0$$

mediante desarrollos en series de Taylor, pero el resultado se traduce en una compleja expresión incluso con un desarrollo hasta grado 2.

La dificultad reside en la expresión C_M (4.48): una primera simplificación de la expresión consiste en adoptar un valor numérico para el exponente (α) el cual, conforme se discutió con anterioridad, tendrá un valor de referencia $\alpha = 1$ (más adelante se tratará también el caso de un valor máximo del exponente $\alpha = 2$ en el análisis de sensibilidad).

Así, aún cuando la expresión resultante sigue cerrada, resulta posible desarrollar la compleja parcela C_M en potencia de Taylor en un entorno de $K = 81$ kN/mm, valor de referencia de la rigidez vertical de la vía en este estudio. Para simplificar el proceso se definió un nuevo parámetro (a_4) definido por:

$$a_4 = \frac{a_3}{a_1} \quad (4.53) \quad \text{con} \quad \begin{cases} a_3 = 0,255288 \cdot V^{1,25} \cdot f_D \cdot W_{total} \cdot C_{kWh} \\ a_1 = \frac{CM_{ref} \cdot \lambda \cdot \varphi}{Q_d \cdot \text{ref} \cdot \sqrt[3]{K_{ref}}} \end{cases}$$

siendo la ecuación (4.51) reescrita de la siguiente forma,

$$\frac{\partial}{\partial K} \left(\left(Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + a_2 \cdot K} \right) \cdot \sqrt[3]{K} + a_4 \cdot K^{-1,5931} \right) = 0 \quad (4.54)$$

la cual se dividirá en dos miembros:

$$\frac{\partial}{\partial K} (C_1 + C_2) = 0 \quad \begin{cases} C_1 = \left(Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + a_2 \cdot \sqrt{K}} \right) \cdot \sqrt[3]{K} & (4.55) \\ C_2 = a_4 \cdot K^{-1,5931} & (4.56) \end{cases}$$

La expresión C_1 se desarrolló de la expresión (C_1) en el entorno de $K=81$ kN/mm hasta un grado 2. La expresión aproximada resultante de este desarrollo (C_{1A}) viene dada por:

$$\begin{aligned}
 C_{1A} = & 4.32675 \cdot Q + 84.89081 \cdot \sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2} + \\
 & + \left(0.017806 \cdot Q + 0.34934 \cdot \sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2} + \frac{42.4454 \cdot a_2}{\sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2}} \right) \cdot (K - 81) + \\
 & \left(-0.000073 \cdot Q - 0.00144 \cdot \sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2} - \frac{10.61135 \cdot a_2^2}{(\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2)^{\frac{3}{2}}} + \frac{0.17467 \cdot a_2}{\sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2}} \right) \cdot \\
 & \cdot (K - 81)^2
 \end{aligned}
 \tag{4.57}$$

En la fig.4.20 se evalúa la bondad de esta expresión aproximada (C_{1A}) en el rango habitual de magnitudes de la rigidez vertical de la vía, en comparación con la expresión (C_1), adoptando magnitudes estándar para los parámetros Q_n , $\sigma_{(\Delta QNS)}$ y a_2 .

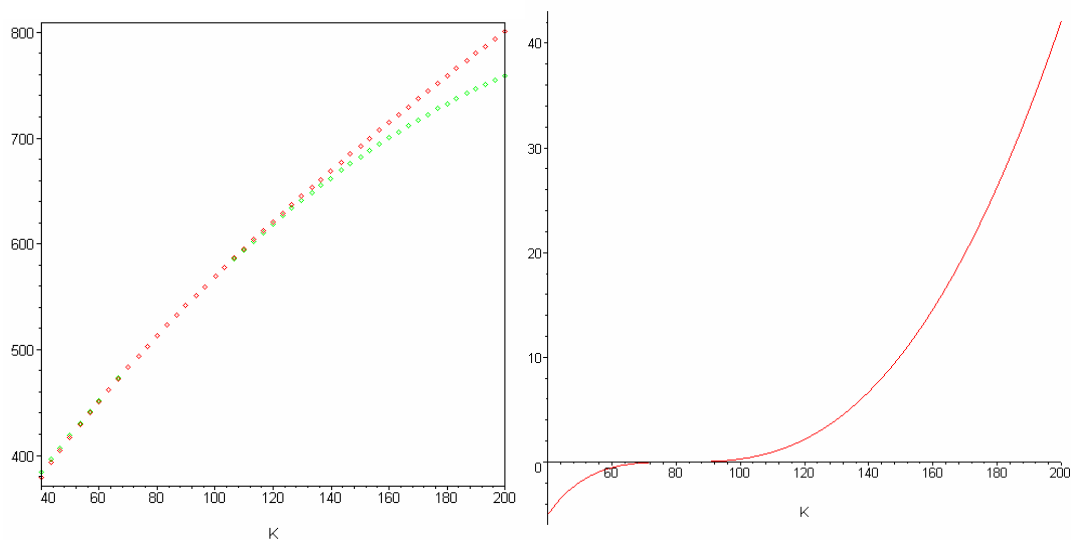


Fig.4.20: Izq.- Comparación en términos absolutos entre la expresión aproximada C_{1A} (verde) y la expresión C_1 (rojo). Der- diferencia entre ambas expresiones ($C_1 - C_{1A}$).

Se comprueba el buen ajuste de la expresión aproximada C_{1A} dentro de los valores habituales de magnitud de rigidez vertical de la vía: se observa una desviación máxima de 5% para $K=200$ kN/mm y una concordancia casi perfecta para valores de entre 40 kN/mm y 120 kN/mm.

A continuación se calcula la ecuación (4.54) incorporando la expresión aproximada C_{1A} en

lugar de C_1 , o sea: $\frac{\partial}{\partial K}(C_{1A} + C_2) = 0$. La derivación de esta ecuación conduce a la siguiente formulación:

$$\tag{4.58}$$

$$\frac{\partial}{\partial K}(C_{1A} + C_2) = 0.017806 \cdot Q + 0.34934 \cdot \sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2} + \frac{42.4454 \cdot a_2}{\sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2}} + 2 \cdot \left(-0.000073 \cdot Q - 0.00144 \cdot \sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2} - \frac{10.61135 \cdot a_2^2}{(\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2)^{\frac{3}{2}}} + \frac{0.17467 \cdot a_2}{\sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2}} \right) \cdot (K - 81) - \frac{1.5931 \cdot a_4}{K^{2.5931}} = 0$$

expresión que tampoco presenta solución analítica, pero que se puede resolver por un proceso de iteración simple cuya primera iteración conduce a un resultado muy razonable, conforme se muestra a continuación.

En concreto, despejando el parámetro K del denominador de la última parcela de la expresión anterior, se obtiene la función de iteración. Si ahora se considera una primera iteración con el valor de referencia K=81kN/mm, se obtiene:

K =

$$K = \frac{1.19672}{\left(\frac{\left(0.017806 \cdot Q + 0.34934 \cdot \sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2} + \frac{42.4454 \cdot a_2}{\sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2}} \right)^{0.38564}}{a_4} \right)} \quad (4.59)$$

formulación que conduce a una primera aproximación muy razonable al problema conforme se comprueba en seguida: esta formulación se definirá de aquí en adelante como fórmula simplificada. Cabe señalar que no resulta de interés volver a incorporar esta formulación en la función de iteración para obtener una mayor aproximación, dado que en este caso es preferible calcular directamente la solución exacta. En el cuadro 4.11 se comparan los resultados obtenidos mediante la formulación aproximada simplificada (1ª iteración considerando K= 81 kN/mm) con la solución exacta, para diferentes magnitudes de los parámetros de control. Los valores descritos como referencia corresponden al caso de la optimización de la rigidez vertical de la vía desarrollado anteriormente, en concreto: Qn = 80 kN; a2 = 0,037; σ²ΔQNS = 1,0 t ; a4=135.961,0.

$$\text{con, } \begin{cases} a_2 = \left(0,45 \cdot \frac{V}{100} \cdot b \cdot \sqrt{\frac{m_{ns}}{9,81}} \right)^2 \\ a_4 = \left(\frac{1}{CM_{ref} \cdot \lambda \cdot \varphi} \cdot Q_d \text{ ref} \cdot \sqrt[3]{K \text{ ref}} \right) \cdot (0,255288 \cdot V^{1,25} \cdot f_D \cdot W_{total} \cdot C_{kwh}) \end{cases}$$

VALOR ÓPTIMO DE LA RIGIDEZ VERTICAL DE LA VÍA (kN/mm)			
PARÁMETRO ALTERADO	SOLUCIÓN EXACTA	FÓRMULA SIMPLIFICADA	RELACIÓN fórmula simplificada / solución exacta
(referencia)	74,7	75,6	101%
$a_4 (\div 4)$	39,3	44,3	113%
$a_4 (\div 3)$	44,9	49,5	110%
$a_4 (\div 2)$	54,2	57,9	107%
$a_4 (x 2)$	102,4	98,8	96%
$a_4 (x 3)$	123,1	115,5	94%
$a_4 (x 4)$	140,1	129,1	92%
$a_2 (\div 2)$	80,4	80,5	100%
$a_2 (x 2)$	68,4	70,1	102%
$Q_n (\div 1,5)$	81,0	81,0	100%
$Q_n (x 1,5)$	67,2	69,5	103%
$\sigma^2_{\Delta QNS} (\div 1,5)$	74,6	75,6	101%
$\sigma^2_{\Delta QNS} (x 1,5)$	74,7	75,6	101%

Cuadro 4.11: Comparación de resultados entre la solución exacta y la fórmula simplificada desarrollada (4.59).

Se comprueba una muy buena aproximación de la formulación simplificada para valores comprendidos entre 60 y 100 kN/mm -error máximo de 5% (o sea error máximo de 5kN/mm en la definición de la rigidez vertical óptima de la vía), conforme queda patente en la fig.4.21. Sin embargo, para valores de rigidez vertical óptima fuera de este límite –y sobre todo para valores inferiores a 60kN/mm- el error ya puede alcanzar los 10%, por lo que deja de considerarse aceptable el empleo de la fórmula simplificada.

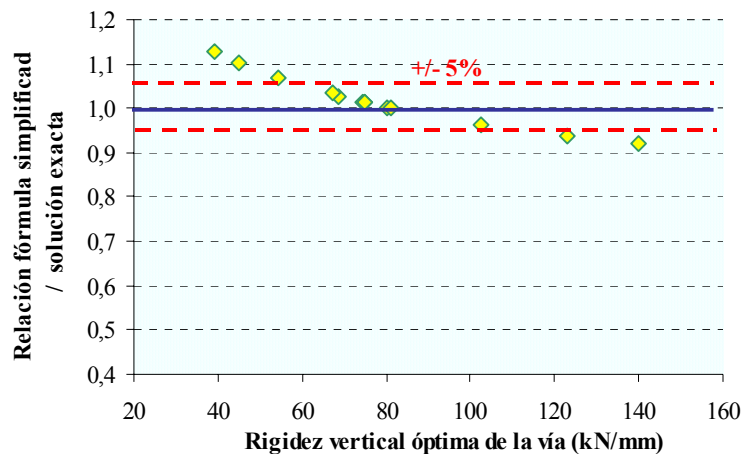


Fig.4.21: Relación entre la fórmula simplificada y la solución exacta.

En síntesis, en cuanto a la validez de emplear la fórmula simplificada, se puede afirmar que esta conduce a resultados satisfactorio siempre y cuando la rigidez vertical óptima obtenida por ese proceso no supere los 100 kN/mm o no sea inferior a 50 kN/mm: en caso contrario es aconsejable resolver la ecuación (4.51). Más adelante en este estudio se reflexionará sobre el umbral de posible variación de la rigidez vertical óptima de la vía, lo cual permitirá extraer conclusiones más sólidas sobre la practicabilidad de emplear una formulación simplificada para calcular este parámetro.

4.4.3.4. Análisis cualitativo de la formulación simplificada

La aceptable aproximación de los resultados obtenidos en una primera iteración (empezando con un valor de $K=81$ kN/mm) permite reflexionar en términos cualitativos sobre la incidencia de algunos parámetros en la magnitud de la rigidez vertical óptima mediante un análisis de una formulación relativamente sencilla.

Para ello, se simplificará dicha formulación definiendo un parámetro (δ) tal que:

$$\delta = \sqrt{\sigma^2_{\Delta QNS} + 81 \cdot a_2} \quad (4.60)$$

parámetro cuyo significado físico consiste en la desviación típica de las sobrecargas dinámicas sobre una vía con una rigidez vertical de 81 kN/mm.

La formulación (4.59) tomará la siguiente forma:

$$K_{opt.} \approx 1,197 \cdot \left(\frac{a_4}{0,0178 \cdot Q + 0,349 \cdot \delta + \frac{42,445 \cdot a_2}{\delta}} \right)^{0,386} \quad (4.61)$$

El análisis de esta formulación pone de manifiesto que la magnitud de la rigidez vertical óptima de la vía aumenta proporcionalmente a:

$$K_{opt.} = cte \cdot \left(\sqrt[2,6]{a_4} \right) \quad (4.62)$$

Recordando que el parámetro (a_4) viene dado por (4.53), se obtiene una relación aproximada de la rigidez vertical óptima en base a los siguientes parámetros:

$$K_{opt.} = cte \cdot \left(\sqrt[2,6]{\frac{1}{CM_{ref} \cdot \lambda \cdot \varphi} \cdot Q_{d,ref} \cdot \sqrt[3]{K_{ref}} \cdot (0,255288 \cdot V^{1,25} \cdot f_D \cdot W_{total} \cdot C_{kwh})} \right) \quad (4.63)$$

Manteniendo los demás parámetros fijos, un aumento de cualquier parámetro que define (a₄) supone un aumento en una raíz 2,6 de la rigidez vertical óptima, mientras el parámetro en análisis no actúe también de otro modo en la formulación precedente (4.63). En términos prácticos, se puede deducir que la rigidez vertical óptima de la vía es muy sensible a los siguientes factores que sólo intervienen en la magnitud del coeficiente (a₄):

- La frecuencia diaria de circulaciones (f_D)
- El coste unitario de energía eléctrica (C_{kwh});
- El coste de mantenimiento de referencia (CM_{ref}) con sus respectivos parámetros de ajuste (λ) y (φ).

La rigidez vertical óptima aumenta con un aumento de frecuencia y del coste unitario de la energía eléctrica, y disminuye con un aumento del coste de mantenimiento de referencia.

Una variación del peso total del tren (W_{total}) produce un aumento importante en (a₄), pero un análisis de la incidencia de este factor debe efectuarse con prudencia, dado que en realidad este parámetro no es independiente. En efecto, al mantener constante el peso por eje (Q_n) y el peso no suspendido (m_{ns}) un aumento del peso del tren solo se traduce en un aumento del número de ejes totales, el cual ya se evalúa mediante el parámetro (f_D) que define la frecuencia de ramas equivalentes con un peso (W_{total}). Por otra parte, si lo que se pretende evaluar con (W_{total}) no es una variación en el número de ejes equivalentes, sino considerar una tipología de composición diferente, entonces cabría modificar en paralelo la magnitud del peso por eje equivalente de los vehículos mediante los parámetros (Q_n) y (m_{ns}).

La velocidad máxima de circulación (V) incide de forma relevante en (a₄) -con una potencia de 1,25- pero también interviene en el parámetro (a₂) el cual está relacionado con las sobrecargas dinámicas verticales transmitidas por los vehículos: este hecho dificulta una interpretación directa del papel de este parámetro.

Por otra parte, la rigidez vertical de referencia (K_{ref}) interviene en (a₄) directamente a través de su raíz cúbica, bien como indirectamente en la magnitud de la carga dinámica de referencia (Q_{d,ref}), lo cual pone en evidencia que un aumento de esa rigidez vertical supone un incremento de la rigidez vertical óptima.

A su vez, la carga dinámica de referencia (Q_{d,ref}) tiene una incidencia directa en la magnitud de (a₄), pero tampoco es un parámetro independiente: es función de la rigidez

vertical de referencia (K_{ref}) y de la velocidad máxima de referencia (V_{ref}), la cual a su vez interviene en el parámetro de corrección (φ) del coste de mantenimiento de referencia.

Analizando ahora el denominador de (4.61), se puede escribir:

$$K_{opt.} = cte \cdot \left(\frac{1}{\sqrt[2,6]{0,0178 \cdot Q + 0,349 \cdot \delta + \frac{42,445 \cdot a_2}{\delta}}} \right) \quad (4.64)$$

En este caso, al constituir una suma de parcelas el análisis del papel de los parámetros de la formulación se hace más complejo. No obstante, del análisis del cuadro 4.11 anterior se puede deducir la muy reducida (o casi nula) incidencia de la variación del parámetro relacionado con las sobrecargas provocadas por las masas no suspendidas del vehículo ($\sigma^2_{\Delta QNS}$), por lo menos dentro de los valores habituales de variación del mismo. A su vez la variación de la carga por eje (Q_n) o de los factores asociados a la magnitud de la sobrecarga dinámica máxima (b y m_{ns}) suponen variaciones no muy significativas en el valor óptimo de la rigidez vertical (oscila entre 68kN/mm y 80kN/mm dentro del umbral máximo previsible de su variación).

A continuación se efectuará un análisis de sensibilidad de forma que se cuantifique la incidencia concreta de los diferentes parámetros que influyen en la magnitud de la rigidez vertical óptima, considerando los rangos habituales de su variación. A su vez se analizará también la bondad de las diferentes consideraciones efectuadas a la hora de establecer la presente metodología para calcular la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía.

4.5. Análisis de sensibilidad

Se pretende reflexionar sobre los parámetros que inciden más directamente en la magnitud de la rigidez vertical óptima de la vía, así como en los costes totales de mantenimiento de la calidad geométrica y de energía disipada, de acuerdo con el criterio de evaluación propuesto en este estudio. Para ello, se evalúa la sensibilidad de la rigidez vertical óptima definida anteriormente a una variación de los diferentes parámetros considerados. Se resuelve numéricamente la ecuación (4.51) en cada caso y se calculan también los resultados mediante la aplicación de la formulación simplificada desarrollada precedentemente: de este modo se comprobará la validez, en cada caso, de emplear esa formulación en el cálculo de la rigidez vertical óptima.

4.5.1. Frecuencia de circulaciones de ramas de alta velocidad

La frecuencia de circulaciones tiene una incidencia directa (y proporcional) en los costes debidos a la energía disipada, mientras que su incidencia en los costes de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía es mucho menor. Esta gran sensibilidad de los costes energéticos a este parámetro supone un traslado de la curva de costes totales a medida que aumenta esa frecuencia de circulaciones, conforme expone en la fig.4.22 para el caso del criterio de deterioro de referencia adoptado ($\alpha=1$).

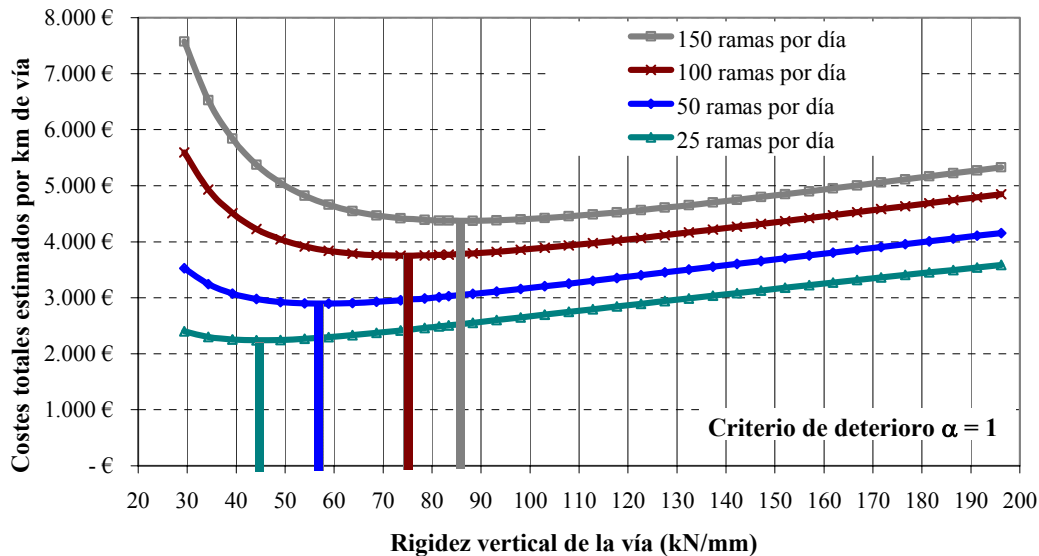


Fig.4.22: Relación entre la rigidez vertical de la vía y los costes anuales por km de vía (mantenimiento de la calidad geométrica + energía disipada) según la frecuencia diaria de ramas de AV ($V_{\text{máx}}=300$ km/h).

Este hecho se traduce en un desplazamiento muy significativo del mínimo de la curva que define la rigidez vertical óptima de la vía hacia valores más elevados a medida que aumenta la frecuencia. En la fig.4.23 se precisa esta elevada sensibilidad de la rigidez vertical óptima a la frecuencia de circulaciones.

En el caso de las líneas de alta velocidad europeas, la frecuencia media de circulaciones suele variar entre un mínimo de 25 ramas por día (como en el caso de la línea Madrid-Sevilla) hasta un máximo cercano a las 150 circulaciones por día. En realidad, dado que la demanda de mayores frecuencias se concentra en horarios laborables, resulta difícil suponer que se alcancen frecuencias superiores a 150 ramas diarias (aún cuando en algunos casos las composiciones se componen de dos ramas acopladas).

Así, para una vía con las características de la línea Madrid-Sevilla ($f_D \approx 40$) la magnitud de la rigidez vertical óptima se situaría cerca de 53 kN/mm, mientras que para una línea con un muy elevado volumen de tráfico ($f_D \approx 150$), la magnitud óptima es prácticamente del doble, concretamente 86 kN/mm.

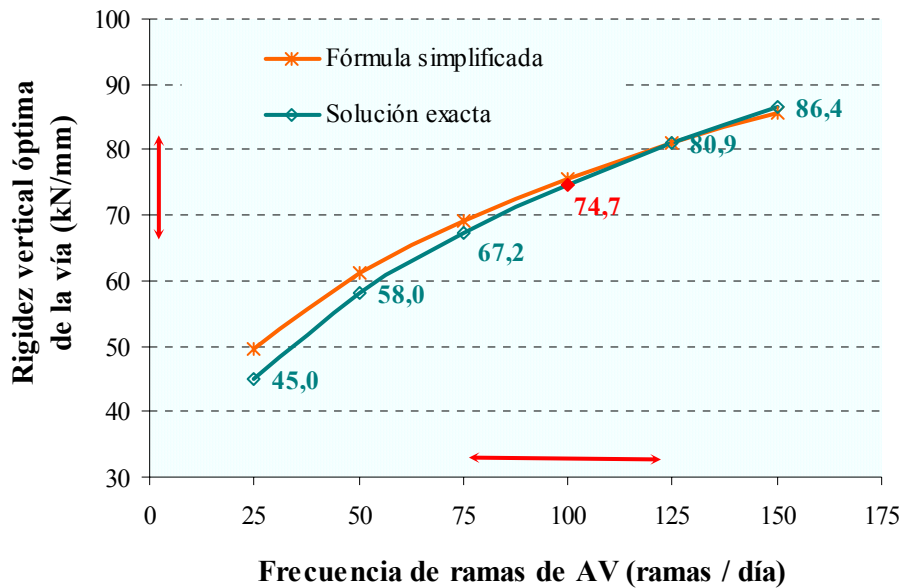


Fig.4.23: Rigidez vertical óptima de la vía según la frecuencia de circulaciones de alta velocidad por sentido y por día ($V_{\text{máx}}=300$ km/h).

La mayoría de las líneas de alta velocidad suelen comportar frecuencias diarias de circulaciones situadas entre 75 y 125 trenes por día por sentido: ese es el caso de la mayoría de las líneas alemanas o francesas. Conforme se señala en la figura anterior, la magnitud de la rigidez vertical óptima de la vía oscilaría de forma poco pronunciada: en concreto entre 67 kN/mm y 81 kN/mm, lo cual supone un error de cerca de entre 8% y 10% con relación al valor nominal de 75 kN/mm calculado para una frecuencia de 100 ramas por día. Por otra parte, cabe recordar que el parámetro definido como frecuencia media diaria de ramas de alta velocidad no es en realidad un parámetro fijo, dado que el mismo es muy sensible a la variación de la demanda de movilidad, las variaciones de política tarifaria propia o de otros modos de transporte, las variaciones de la oferta de otros modos de transporte y un gran número de otros condicionantes externos a la gestión de la explotación comercial de la línea. De este modo, parece ajustado considerar un umbral de variación de la frecuencia (más que un valor fijo) y reflexionar sobre el umbral de rigidez vertical óptimo resultante. En este caso, dado que, conforme se señaló anteriormente, la curva de costes totales es menos pronunciada a la derecha de la misma (o sea del lado de una mayor rigidez vertical), parece más adecuado adoptar una magnitud de la rigidez vertical próxima al límite superior del umbral definido. A su vez, otros factores abonan a favor de la adopción del límite superior del umbral de rigidez vertical óptimo, en concreto la tendencia para una mayor saturación de las líneas con el tiempo.

Así, en el caso típico de los principales ejes de alta velocidad europeos cuyas frecuencias diarias oscilan entre 75 y 125 trenes diarios, la rigidez vertical óptima a adoptar en una vía sería entorno a 80 kN/mm. En cuanto al método de cálculo a emplear para evaluar la magnitud óptima de rigidez vertical de la vía, se deduce que la fórmula simplificada supone un error en ese caso de 10% (ya a partir de $f_D=75$ hasta el límite superior el error no

supera los 3%). Así, se puede concluir que la formulación simplificada sólo es adecuada cuando la magnitud del parámetro f_D es igual o superior a 75 ramas/día;

A su vez cabe destacar la importante repercusión económica del incremento de las frecuencias de circulaciones (en la fig. 4.22) en los costes totales de mantenimiento de la calidad geométrica y de costes de energía disipada. Conforme se observa en la fig.4.24 incluso para una rigidez vertical óptima en cada caso, esos costes para una frecuencia de 150 ramas diarias son de cerca del doble de los verificados en casos de un tráfico de 25 ramas de alta velocidad por día. Se expone a su vez la diferencia entre los costes mínimos (obtenidos en caso de una rigidez vertical óptima) y los costes resultantes de una vía rígida ($K = 200\text{kN/mm}$) cuya magnitud corresponde a los valores verificados en las primeras líneas de alta velocidad alemanas. Se verifica que esa diferencia disminuye con el volumen de tráfico, lo cual es fruto del aumento de la rigidez vertical óptima con ese volumen, traduciéndose naturalmente en una “aproximación” de este óptimo al valor con el cual se compara, y así una disminución de la diferencia relativa.

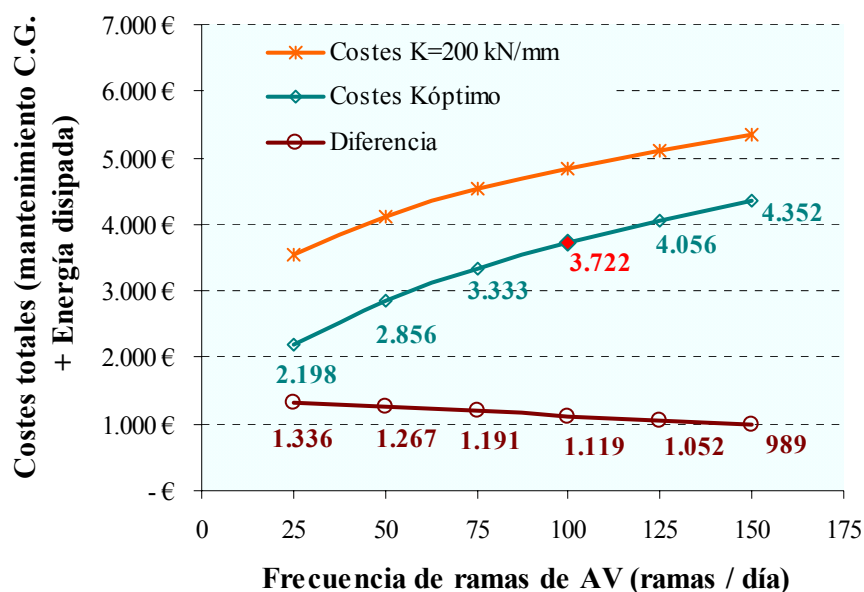


Fig.4.24: Costes totales asociados a la rigidez vertical óptima de la vía, según la frecuencia de circulaciones: comparación con el caso de una vía estándar rígida.

En el caso de una vía con un reducido volumen de tráfico (40 a 50 circulaciones diarias por sentido), el ahorro previsible si se adopta una rigidez vertical óptima de la vía, en comparación con una estructura de vía rígida es de cerca de 1.300€ por km de vía por año, lo cual suponiendo una línea de 480km de longitud se traduce en valores superiores a 1.250.000 € anuales por línea.

Por último cabe referir que las variaciones de frecuencia de circulaciones consideradas en este caso suponen siempre la no alteración de los periodos de tiempo disponibles para la

realización de las necesarias tareas de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía, y que en el caso de referencia considerado (basado en las líneas francesas) se sitúa en 6 horas. Si se diese el caso en que el incremento de las frecuencias de circulaciones (a partir de un determinado valor) suponga una reducción de los intervalos de mantenimiento, debido por ejemplo a la incorporación de servicios nocturnos, cabría modificar el planteamiento desarrollado para la evolución de los costes de mantenimiento: en concreto los mismos ya no serían solo función de un incremento proporcional del deterioro de la calidad geométrica de la vía, sino también de un factor que tuviese en cuenta la progresiva reducción de ese horario y su incidencia económica (en términos de distancia entre bases de mantenimiento, mayores rendimientos de los equipos mecánicos necesarios, etc.). Si es desde el principio conocido el tiempo previsto para las tareas de mantenimiento a la hora de diseñar una vía, y se evalúa su respectivo impacto económico relativo en las tareas de mantenimiento en comparación con un periodo nominal de 6 horas (mediante la definición de un parámetro ϕ por ejemplo), entonces se puede aplicar la metodología propuesta simplemente multiplicando el coste de mantenimiento de referencia (o sea al parámetro a_1) por ese factor ϕ , obteniendo de este modo la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía en esas condiciones.

4.5.2. Velocidad máxima de circulación

La velocidad de circulación de las ramas de alta velocidad incide a la vez en los costes de energía disipada de la vía (mediante una potencia de 1,25) y en los costes de mantenimiento de la calidad geométrica de una forma más compleja de evaluar directamente: influye a través del incremento de sobrecargas dinámicas máximas producidas por las masas no suspendidas de los vehículos, bien como en un factor de corrección (φ) al coste de referencia que se consideró relativo a una velocidad de 300km/h conforme lo descrito anteriormente.

En relación a la magnitud de la velocidad máxima absoluta en la que se circula en las diferentes líneas de alta velocidad, cabe destacar su reducido umbral de variación: en efecto las velocidades máximas oscilan generalmente entre 250 km/h y 300 km/h, y dentro de algún tiempo 350 km/h en algunos trazados, o sea una variación máxima de 20% con respecto un valor de referencia de 300km/h.

En la fig.4.25 se visualiza el papel de la velocidad máxima de circulación absoluta de una línea de alta velocidad en las curvas de costes totales: en realidad, la incidencia de este factor solamente es muy relevante para bajas magnitudes de rigidez vertical de la vía, donde los costes de energía disipada asumen un mayor porcentaje del total.

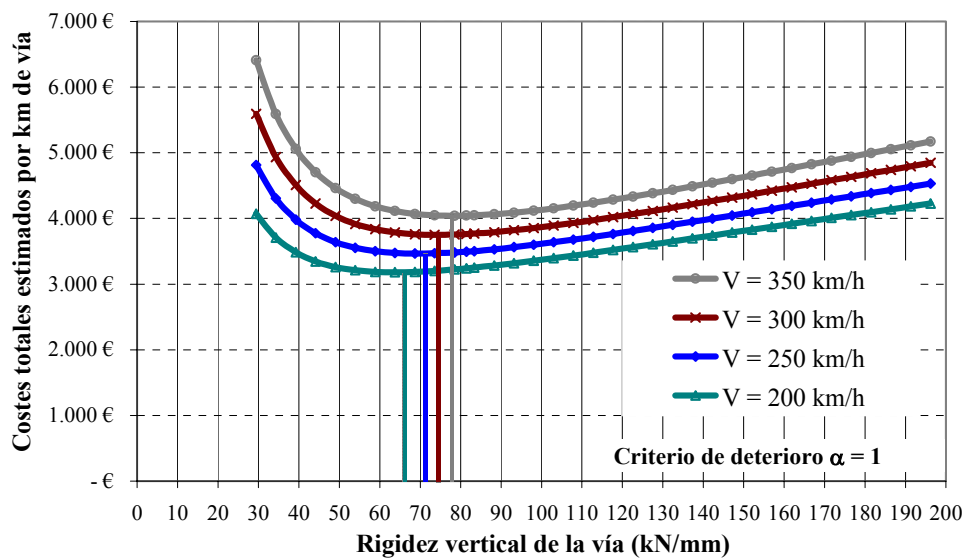


Fig.4.25: Relación entre la rigidez vertical de la vía y los costes anuales por km de vía (mantenimiento de la calidad geométrica + energía disipada) según la velocidad máxima de circulación de la línea ($f_D = 100$ ramas por sentido por día).

Este hecho se atribuye en parte a su reducida incidencia en los costes de mantenimiento de la calidad geométrica (lo cual queda patente en la sección derecha de las curvas de la fig.4.25). A propósito de este último aspecto, cabe recordar que el criterio de evolución del deterioro de la vía adoptado hasta el momento depende del nivel de tensiones sobre el balasto, el cual, si la vía está en excelente estado, se ve poco afectado por la velocidad máxima de circulación. Sin embargo, no se tiene en cuenta la velocidad de vibración del balasto, factor cuyo papel en el proceso de asiento de la capa de balasto es particularmente sensible a la velocidad de circulación y en especial cuando esta alcanza los 300 a 350 km/h. De este modo, cabe esperar que la consideración de un criterio de deterioro que incorpore la velocidad de vibración del balasto se traduzca previsiblemente en variaciones más sensibles en los costes de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía para muy altas velocidades.

La incidencia de la velocidad de circulación en la localización del mínimo de las curvas de costes totales (rigidez vertical óptima) se precisa a su vez en la fig.4.26 con los resultados de la solución exacta y de la fórmula simplificada. Se verifica en este caso un excelente ajuste de la formulación simplificada con la solución exacta (error máximo inferior a 4%): se puede afirmar así que en un análisis de la rigidez vertical óptima en este rango de velocidades considerado (y para una frecuencia de circulaciones en torno a 100 por día) se puede emplear esta formulación.

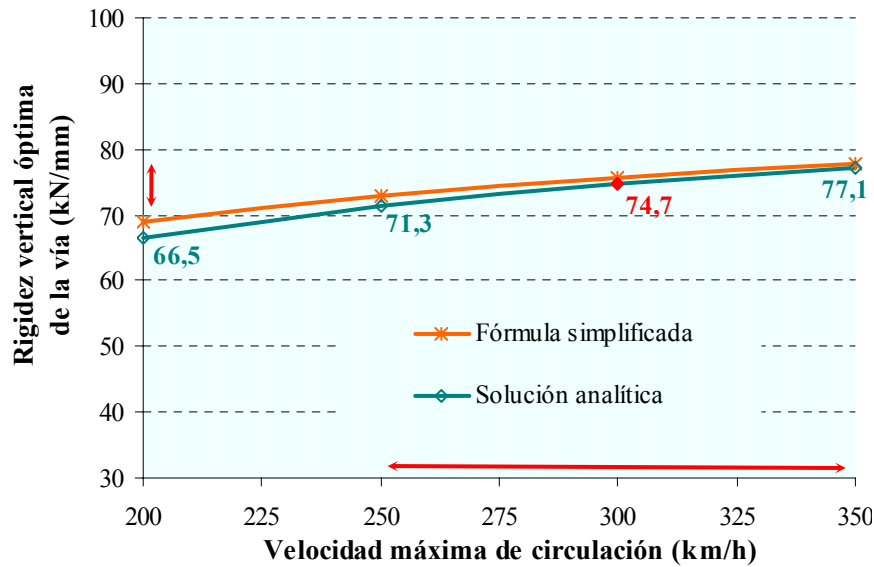


Fig.4.26: Rigidez vertical óptima de la vía según la velocidad máxima de circulación sobre la vía (frecuencia de 100 ramas AV por sentido por día).

Los resultados ponen de relieve que la rigidez vertical óptima de una línea de alta velocidad de excelente calidad depende muy poco de la velocidad máxima de circulación: en concreto en variaciones habituales de entre 250 km/h y 350 km/h, la rigidez vertical óptima prácticamente no cambia, conforme se señala en la referida figura.

Por último en la fig.4.27 se explicita, según la velocidad de circulación adoptada, cuales son los costes mínimos totales (por lo tanto en el supuesto de una rigidez vertical óptima de la vía en cada caso). Se evidencia que el aumento de la velocidad máxima de circulación de 250 km/h a 300 km/h, o de 300 km/h a 350 km/h supone un aumento de los costes totales de cerca de 11%.

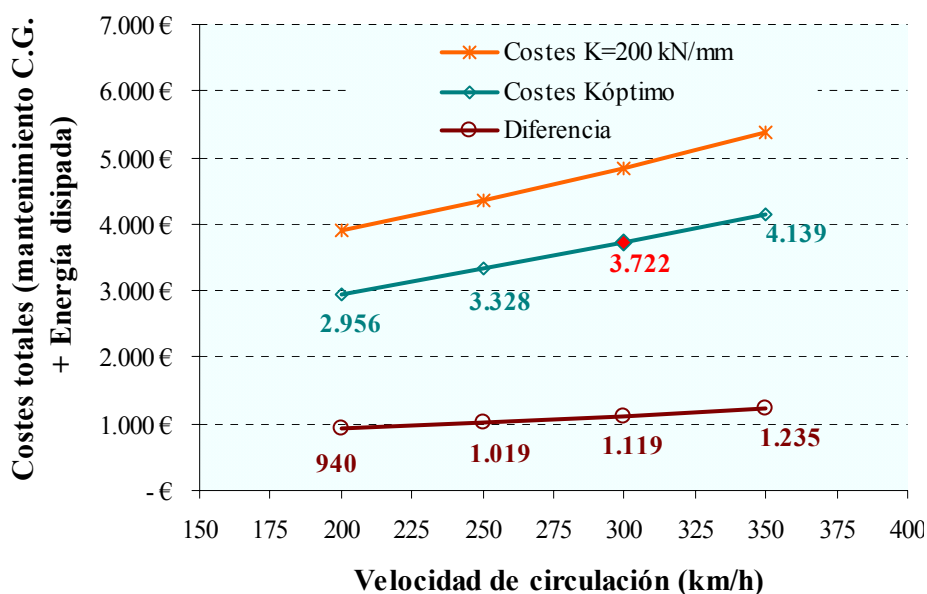


Fig.4.27: Costes totales para la rigidez vertical óptima de la vía, según la velocidad de circulación considerada: comparación con el caso de una vía rígida ($f_D=100$ ramas/día).

A su vez se compara en dicha figura la diferencia de costes totales entre una vía bien diseñada en términos de rigidez vertical y una vía rígida: se observa un incremento en la magnitud de esa diferencia a medida que se aumenta la velocidad máxima de circulación.

4.5.3. Precio de la energía eléctrica

El precio unitario de la energía eléctrica de tracción incide naturalmente de forma directa en los costes de energía disipada sobre la vía. Las implicaciones de una variación de este precio en los costes totales considerados en este estudio es también directa: supone una variación del mismo orden en los costes energéticos, que conforme se vió representan cerca de 22% de los costes totales en el caso de una vía con una rigidez vertical óptima.

En primer lugar cabe reflexionar sobre el rango de variación del coste de energía de tracción. En ese ámbito, es sabido que el mercado energético en Europa (descendiente de una tradición monopolística al igual que otros sectores) sufre en los últimos años una profunda reestructuración impulsada por directivas de C.E. (Comunidad Europea). Esta reestructuración se orienta a la liberalización total del sector y la creación de un mercado común energético a escala europea, creando condiciones para una libre competencia entre las diferentes compañías del sector. Esta libre competencia dentro de un mismo territorio debería traducirse en la práctica en una reducción del coste de energía eléctrica para los consumidores (por lo menos hasta alcanzar una nueva situación de equilibrio monopolístico de los grandes grupos financieros). Aún cuando no es del todo cierto para los pequeños consumidores, este hecho es una realidad cuando se trata de los negocios con grandes clientes, entre los cuales las administraciones ferroviarias ocupan un lugar destacado.

De este modo, no resulta sorprendente comprobar en el caso español, los costes de energía de tracción para RENFE no aumentaron e incluso disminuyeron a finales de los años 90, conforme se visualiza en la fig.4.28.

En el estudio efectuado hasta el presente se considera como referencia el coste unitario de 0,059 € / kWh el cual consiste en el coste de energía de tracción para RENFE en el año 2001. Se estimó no efectuar una actualización de este precio (que es del año 2001) en virtud de que este valor corresponde a un punto que parece aislado en una tendencia decreciente de los precios en los últimos años: una actualización del precio podría traducirse en un valor excesivamente elevado con relación a la tendencia prevista.

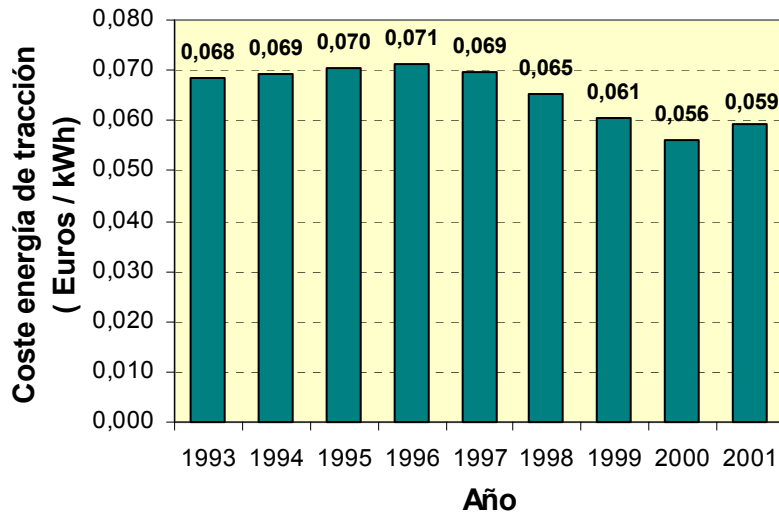


Fig.4.28: Evolución del coste unitario de energía de tracción en RENFE. Fuente: basado en el informe anual de RENFE 2001- Datos consolidados.

La publicación de los datos consolidados de RENFE para los años 2002 y 2003 servirán para comprobar la validez de este planteamiento. Cabe señalar que entre los años 1996 a 2001 se verificó una disminución del precio de energía eléctrica en torno a 4 % anuales (sin tener en cuenta la inflación media de cerca del 3% anual de los precios en España, lo cual supondría en términos relativos una disminución superior).

Llegados a este punto, la pregunta que naturalmente surge es “¿cuál será la tendencia de estos precios en los próximos años?”: de lo expuesto hasta el momento parece deducirse que la respuesta deberá ser una continuación de la tendencia hacia una disminución de los precios de energía de tracción. Pero no resulta posible precisar en que proporción se efectuará esa disminución y hasta que nivel se puede seguir rebajando los precios; además la respuesta a esta última cuestión dependerá de los recursos energéticos de cada país y región, así como de la tipología de esos recursos.

Así, ante la imposibilidad de definir un umbral basado en factores concretos, se resolvió considerar diferentes escenarios probables (e incluso menos susceptibles) de ocurrir en la realidad: en concreto se evalúa la incidencia en la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía en el caso de variaciones de hasta -75% y $+50\%$ en torno al valor de referencia. Los resultados obtenidos se exponen en la fig.4.29. Con relación a la metodología de cálculo, se puede afirmar que la formulación simplificada solo se puede aplicar con suficiente precisión (error menor que 5%) en valores del precio de la energía eléctrica superiores a $0,040\text{€/kWh}$.

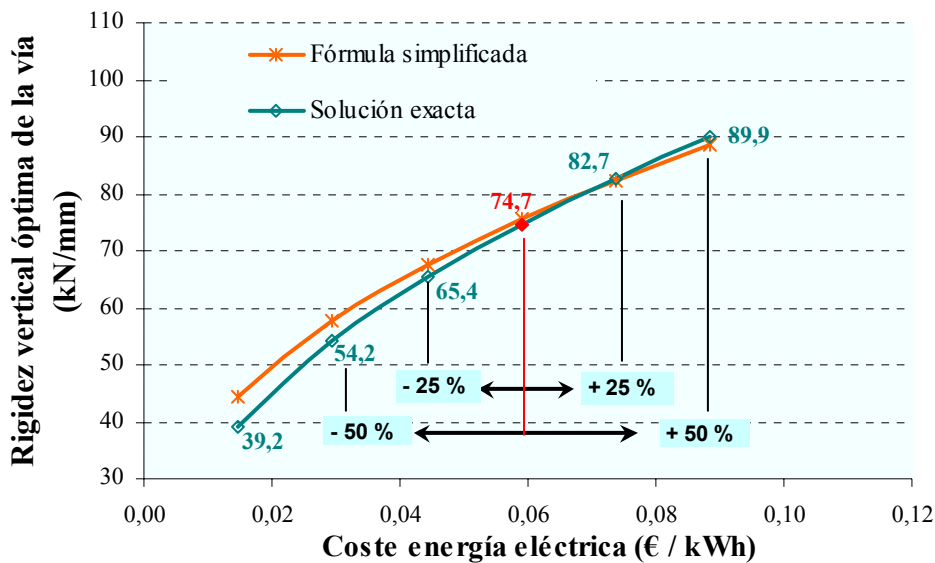


Fig.4.29: Rigidez vertical óptima de la vía según el precio de energía eléctrica de tracción considerado ($V=300$ km/h; $f_D=100$ ramas AV por sentido por día).

Como era de esperar debido al amplio rango de variación considerado, la rigidez vertical óptima de la vía varía de forma muy relevante con el precio de energía de tracción. Se observa como una reducción de 25% en el precio de la energía eléctrica supone una desviación, en el mismo sentido, de cerca de 15% en la rigidez vertical óptima, mientras que una reducción de 50% implica una desviación de la rigidez vertical óptima de cerca de 38%.

La incierta variabilidad de este parámetro plantea una dificultad a la hora de definir la rigidez vertical óptima de una vía de alta velocidad de nueva construcción, dado que deberá predecirse este precio de energía eléctrica representativo del periodo en servicio de la línea. En efecto, dado que hasta el momento se planteó una optimización en base a precios del 2000 y 2001 para costes de mantenimiento y energéticos respectivamente, la metodología propuesta para definir la rigidez vertical óptima de una nueva vía de alta velocidad solo es válida si se considera que los respectivos costes de los dos sectores en cuestión (mantenimiento y energéticos) mantienen una progresión similar a largo plazo (para todo el horizonte de su ciclo de vida). Así, solamente cuando se verifique una cierta estabilización del precio de la energía eléctrica se podrá tener plena seguridad en cuanto a las consideraciones efectuadas para el estudio de optimización de la rigidez vertical de la vía.

Por último, en cuanto al papel del precio de energía eléctrica en los costes totales considerados en este estudio, en la fig.4.30 se visualizan los resultados obtenidos para el caso de una vía con una rigidez vertical siempre óptima, con relación al caso de una vía rígida ($K=200$ kN/mm).

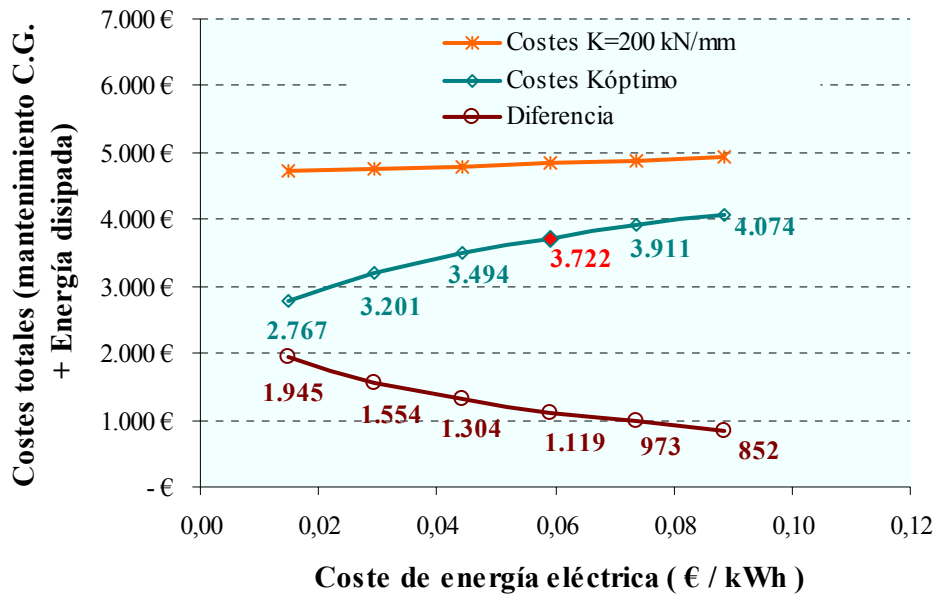


Fig.4.30: Costes totales para la rigidez vertical óptima de la vía, según el precio de energía eléctrica de tracción considerado: comparación con el caso de una vía rígida ($V=300\text{km/h}$; $f_D=100$ ramas por sentido por día).

Naturalmente, como en el caso de una vía muy rígida los costes totales dependen alrededor de 96% de los costes de mantenimiento, la incidencia del precio de la energía eléctrica es prácticamente nula. No sucede lo mismo si se adopta una rigidez vertical óptima de la vía (para cada valor del precio de energía eléctrica considerado) dado que en este caso los costes mínimos totales se reducen considerablemente al variar el precio de energía eléctrica.

Por otra parte, al verificarse una disminución sensible de la rigidez vertical óptima de la vía con la reducción del precio de energía eléctrica, las consecuentes diferencias económicas entre una vía bien diseñada (en términos de rigidez vertical) y una vía más rígida se hacen sustancialmente más pronunciadas, conforme se deduce del análisis de la figura anterior.

4.5.4. Parámetros de referencia considerados

La metodología propuesta para calcular la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía evalúa la evolución de los costes de mantenimiento en base a una situación de referencia: en concreto, un coste de mantenimiento de referencia y una carga dinámica máxima representativa de la línea y asociada a ese coste de referencia. Hasta el presente se viene considerando los valores relativos a las líneas de alta velocidad francesas y en particular el caso de la línea Paris-Lyon, que por tratarse de una línea en funcionamiento hace ya más de 20 años y sobre cuyo comportamiento se han publicado numerosos estudios, permite tener una cierta seguridad sobre la magnitud de los parámetros considerados.

Cabría ahora evaluar los efectos, en cuanto a los resultados para la rigidez vertical óptima, de una modificación de estos valores adoptados, sea para considerar otra línea de alta velocidad como referencia del estudio, o bien para el supuesto de que los valores adoptados sufriesen una modificación circunstancial o simplemente no correspondiesen del todo a la situación real.

4.5.4.1. Frecuencia de circulaciones de referencia

En el estudio efectuado anteriormente se supuso que en la línea de referencia, la frecuencia de circulaciones se situaba en 100 trenes por sentido por día. Cabe ahora evaluar la sensibilidad de los resultados obtenidos para la rigidez vertical óptima de la vía en virtud de una eventual modificación de las características del tráfico de la línea considerada como referencia.

En la fig.4.31 se exponen los resultados que se obtendrían para la rigidez vertical óptima de la vía en el caso en que la frecuencia de circulaciones que corresponde al coste de mantenimiento de referencia adoptado fuese diferente: se consideró una posible variación máxima de entre 50 y 125 ramas de alta velocidad circulando diariamente por sentido.

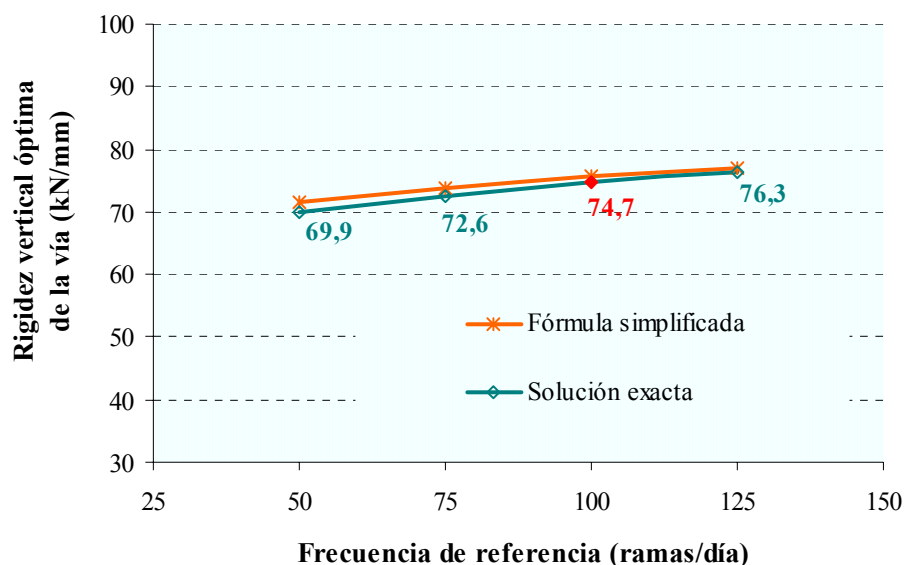


Fig.4.31: Rigidez vertical óptima de la vía -para una frecuencia de 100 ramas AV por sentido por día- según la frecuencia de circulación consideradas en el caso de referencia ($V=300$ km/h).

Se observa como esta variación de la frecuencia de referencia no supone prácticamente ninguna variación en la magnitud de la rigidez vertical óptima de la vía: en concreto si se supone que la frecuencia de la línea de referencia se sitúa en 75 y 125 ramas por día, la desviación máxima en la magnitud de la rigidez vertical óptima no superaría el 3%. Este hecho se explica por el reducido impacto de este factor en los costes de mantenimiento de la calidad geométrica en comparación con su papel en los costes energéticos.

4.5.4.2. Coste de mantenimiento de referencia

El coste de mantenimiento de referencia considerado hasta ahora corresponde a una media de valores verificados en las líneas de alta velocidad francesas desde su puesta en funcionamiento hasta el año 2000. En efecto, un estudio llevado a cabo por un grupo de trabajo de la SEM (2000) para la evaluación de costes de mantenimiento de las nuevas líneas de alta velocidad, estimó en 3047€ por kilómetro de vía el valor medio de los recursos necesarios en las líneas francesas para llevar a cabo las tareas específicamente asociadas a un mayor o menor deterioro de la calidad geométrica de la vía. En virtud de la fiabilidad de estos datos y dado que los mismos se ajustan a valores obtenidos de otras fuentes, se consideró adecuado adoptar esta magnitud como referencia.

Este coste de referencia, que naturalmente depende de la velocidad de deterioro de las vías, está también inevitablemente asociado a unas determinadas características propias de la administración a la cual pertenece la conservación de la línea (en el caso considerado hasta ahora, la SNCF). De hecho, el tipo de recursos disponibles para el mantenimiento de la calidad geométrica, los procesos y mecanismos de gestión de ese mantenimiento, la localización de las bases de mantenimiento y otros numerosos factores intrínsecos a cada administración desvirtúan de algún modo la aplicabilidad de un coste de mantenimiento de una administración en una línea al de otra administración diferente.

Así, sería más adecuado tener datos sobre la velocidad de deterioro de una vía y la frecuencia de operaciones de bateo, pudiendo posteriormente correlacionar este factor con los cánones de gestión del mantenimiento existentes en las diferentes administraciones. Dado que no se posee esta información, se evaluará simplemente en que medida una alteración del coste de mantenimiento de la calidad geométrica de referencia puede afectar la magnitud de la rigidez vertical óptima de la vía.

En la fig.4.32 se visualizan los resultados de los cálculos (solución exacta y fórmula aproximada), para una variación de este coste de mantenimiento de referencia de menos y más 50%. Cabe destacar que para este umbral de variación considerado (y una frecuencia de circulaciones de 100 ramas diarias) es adecuado el empleo de la formulación simplificada, dado que el error máximo verificado no supera en ningún caso el 5%.

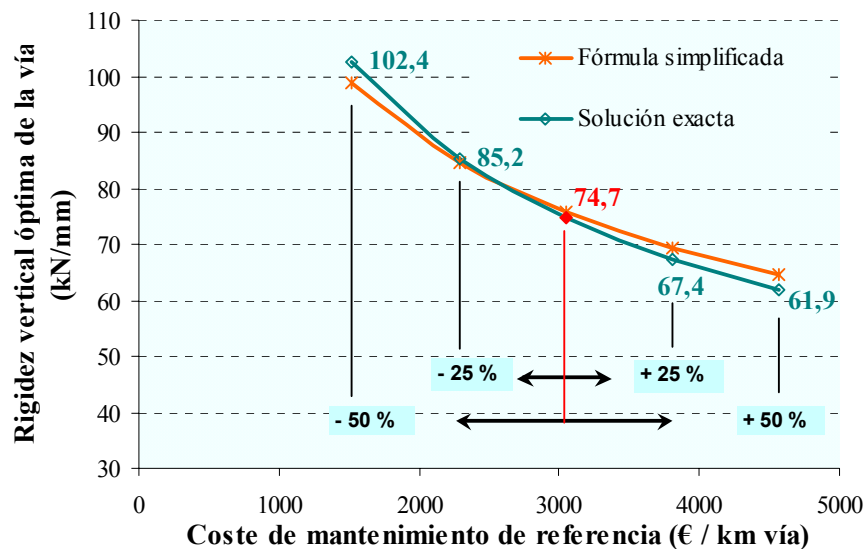


Fig.4.32: Rigidez vertical óptima de la vía según el coste de mantenimiento de referencia considerado ($V=300$ km/h; $f_D=100$ ramas AV por sentido por día).

Los resultados demuestran la importancia relativa del coste de mantenimiento de referencia, siendo la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía tanto más alta cuanto más bajo es este coste. Una variación de 25% en el coste de referencia supone fluctuaciones en la rigidez vertical óptima entre 10% (cuando esa rigidez aumenta) y 14% (cuando disminuye).

En términos prácticos resulta complicado evaluar en que sentido podría variar el parámetro coste de mantenimiento de referencia. Por un lado, los costes de mantenimiento de las líneas francesas son considerados como moderados con relación a los verificados en otras administraciones ferroviarias, por lo que el escenario más probable de fluctuación del coste de mantenimiento de referencia para aplicar al caso de otras redes (partiendo del principio que se mantiene la rigidez vertical de referencia) podría ser el de un ligero aumento del mismo. Por otra parte, la tendencia de racionalización de la gestión bien como la constante evolución de los rendimientos de los equipos de mantenimiento podrían suponer también un escenario de reducción de este coste a medio-largo plazo. De este modo, la consideración por el momento del coste de las líneas de alta velocidad francesas para una vía con una rigidez vertical como la existente en esas líneas parece ser una buena aproximación.

4.5.4.3. Rigidez vertical de referencia

En la metodología propuesta, la rigidez vertical de referencia es un parámetro que está directamente vinculado al respectivo coste de mantenimiento de referencia adoptado: ambos factores fijan el punto de partida de la curva de evolución de los costes de mantenimiento. De este modo, la importancia de la rigidez vertical de referencia en los costes totales y en el valor de la rigidez vertical óptima será tanto mayor tanto más inclinada sea esta curva de costes de mantenimiento. Por otra parte, la magnitud de la

rigidez vertical de referencia también supone una modificación de la carga dinámica de referencia (Q_d). En el análisis efectuado hasta ahora, se consideró un coste de mantenimiento de referencia relativo a las líneas francesas, y se adoptó la magnitud de $K_{ref}=81,5$ kN/mm como rigidez vertical de referencia asociada a ese coste: por un lado por tratarse de una magnitud que corresponde a resultados de campañas de medición llevados a cabo sobre la línea Paris-Lyon, y por otro porque este valor ha sido considerado como representativo de esa línea por numerosos autores y por estudios de la O.R.E. Sin embargo, es sabido que la rigidez vertical de la vía no es un factor constante en una vía dada, principalmente cuando la misma transcurre a lo largo de una extensa área geográfica como es el caso de los enlaces de alta velocidad. Así, la asimilación de un valor de referencia adquiere más bien el significado de rigidez vertical media representativa. A su vez, la validez de adoptar ese valor como media representativa solamente puede certificarse cuando se efectúe una medición en continuo de la rigidez vertical a lo largo de la totalidad del trazado considerado como referencia. Otro factor importante a parte la calibración del valor medio sería la caracterización de la dispersión en torno al valor medio.

Dado que estos datos no están disponibles en la actualidad (aún cuando ya existen medios adecuados para poder llevar a cabo dichas mediciones en horarios de interdicciones nocturnas), se tratará de reflexionar sobre la incidencia de variaciones más o menos acentuadas de la rigidez vertical considerada para la línea de referencia (Paris-Lyon). En concreto se analizan las repercusiones de una variación de la rigidez vertical de referencia de menos y más 50% con relación al valor referencia de 81,5 kN/mm. En la fig.4.33 se visualizan los resultados de la rigidez vertical óptima resultante para estas consideraciones, obtenidos mediante los procesos de cálculo exacto y mediante la fórmula simplificada: también en este caso se confirmó la validez de emplear la formulación simplificada para el umbral considerado de valores de la rigidez vertical de referencia.

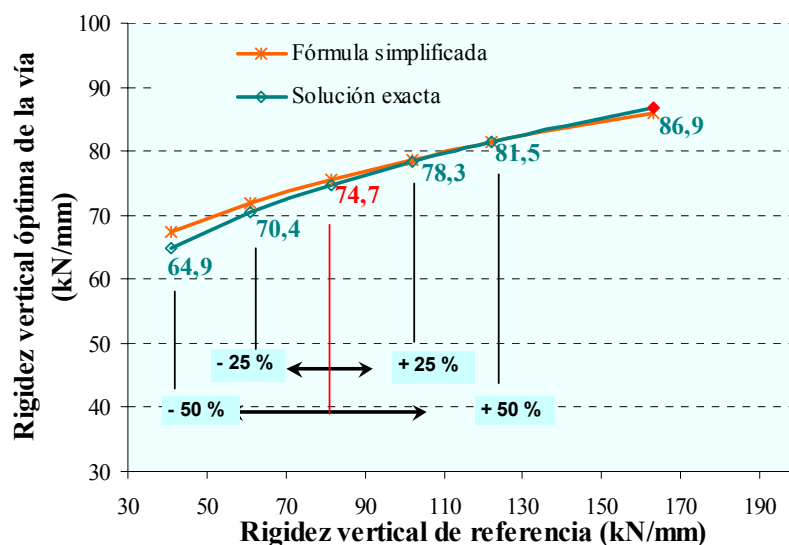


Fig.4.33: Rigidez vertical óptima de la vía según la rigidez vertical de referencia considerada ($V=300$ km/h; $f_D=100$ ramas AV por sentido por día).

Se observa como en realidad las perturbaciones de cerca de 50% en torno al valor de rigidez vertical de referencia adoptado no afectan significativamente el resultado final de magnitud de la rigidez vertical óptima. En efecto, aún cuando considerando una exagerada sub-estimación (de 50%) de la rigidez vertical representativa de la línea de referencia, la magnitud de la rigidez vertical óptima solo variaría en 9% (cerca de 6 kN/mm); mientras que si se sobre-estimó en 50% este valor de referencia, la rigidez óptima bajaría apenas 14% (cerca de 10kN/mm).

Estos resultados ponen de relieve la aceptable validez de admitir una rigidez vertical de referencia indicativa para una línea, en el ámbito de un estudio que pretende definir una rigidez vertical óptima, aún sabiendo que la misma varía de forma pronunciada a lo largo de un trazado.

Por último cabe señalar que estos resultados también permiten validar la aproximación considerada de que este estudio se basase en función de un valor de rigidez vertical estática. En efecto, aún cuando se admite una diferencia de hasta 20% entre la rigidez vertical dinámica y estática, el error cometido no supera los 5%.

4.5.4.4. Carga dinámica de referencia

La carga dinámica de referencia (Q_d) debe representar la magnitud de sobrecarga dinámica máxima a que está sujeta la estructura de vía considerada como referencia. En este sentido, la evaluación teórica de la carga dinámica debe contemplar: las cargas representativas de la línea (en especial la repartición entre masas suspendidas y no suspendidas), la velocidad máxima de circulación de esas cargas, la calidad geométrica de la vía, del perfil del carril y de las ruedas. Es conveniente disponer a su vez de información en cuanto a resultados de mediciones experimentales de forma que validen la magnitud representativa de la carga dinámica obtenida. Es el caso de la línea Paris-Lyon adoptada como referencia, donde es sabido que la magnitud de la carga dinámica de referencia se sitúa en 121 kN (Alias y Valdés, 1991). En el estudio se adoptó el valor de 120,5 kN, dado que corresponde a la magnitud obtenida mediante la aplicación de la formulación de Pud'homme para el caso de una vía de excelente calidad geométrica, con una rigidez vertical de referencia ($K=81,5$ kN/mm) y una velocidad máxima de circulación de 300km/h, conforme se vio en el capítulo 3.

Suponiendo que las características de calidad geométrica de la vía así como la tipología del material circulante (TGV) no se modifican, los factores que pueden suponer una alteración de la carga dinámica de referencia considerada son la rigidez vertical y la velocidad máxima de circulación. En el ítem anterior ya se analizó la incidencia de una variación de la rigidez vertical de referencia (dado que también se tenía en cuenta la variación de la

carga dinámica de referencia al variar ese parámetro). Cabe ahora evaluar el efecto de la velocidad máxima de circulación de referencia.

4.5.4.5. Velocidad máxima de referencia

En el estudio efectuado hasta el momento se viene considerando que en la línea Paris-Lyon la velocidad máxima de circulación es de 300 km/h a lo largo de todo el trazado. No obstante es sabido que esta consideración no corresponde a la realidad, dado que por un lado, hasta la renovación parcial (de balasto) llevada cabo a partir de 1996 la velocidad máxima era de 270km/h, y por otro lado, los diagramas de velocidad suponen variaciones más o menos acentuadas de este parámetro a lo largo de una línea.

En la fig.4.34 se visualizan los efectos, en la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía, considerando diferentes magnitudes de velocidad máxima de referencia para la línea Paris-Lyon (pero adoptando eso si una velocidad constante en la línea en análisis de 300 km/h). Del análisis de la figura se puede deducir que el efecto de una variación de la velocidad máxima de circulación de la línea de referencia (entre 220 y 300 km/h) es prácticamente despreciable en la evaluación de la rigidez vertical óptima de la vía.

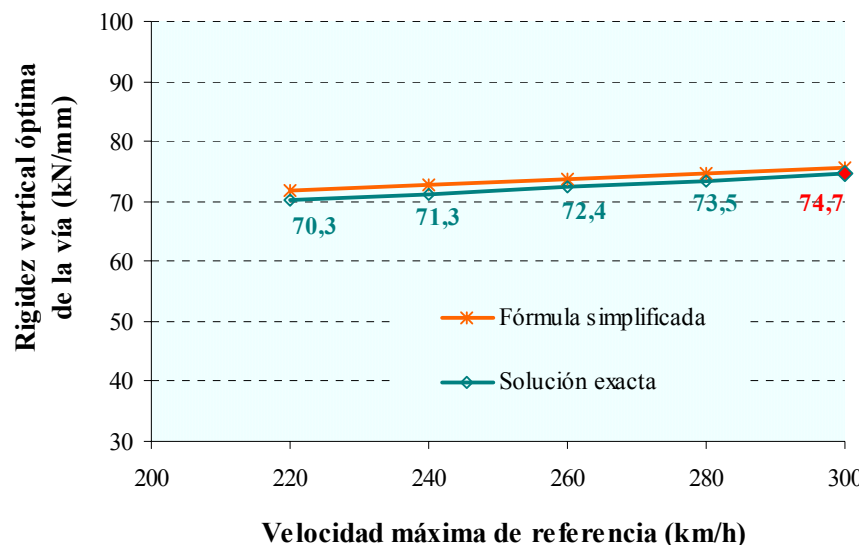


Fig.4.34: Rigidez vertical óptima de la vía según la velocidad máxima de referencia de la línea Paris-Lyon ($V=300$ km/h; $f_D=100$ ramas AV por sentido por día).

Pero este análisis no es del todo completo, dado que se considera la hipótesis de variar la velocidad de referencia (suponiendo que en la línea de referencia no se circula siempre a la velocidad máxima) pero se supuso que en la línea en análisis si se circularía siempre a una velocidad máxima constante de 300 km/h.

4.5.4.6. Sobre la variación de la velocidad máxima a lo largo de una línea

Hasta el presente se considera como magnitud del parámetro “velocidad”, la velocidad máxima que alcanzan las circulaciones sobre la línea en estudio, asumiendo teóricamente que esa velocidad se alcanza a lo largo de toda la longitud de la misma. Cabría ahora reflexionar sobre la distribución de esa velocidad a lo largo del trazado en análisis y la consecuente validez de asumir la velocidad máxima absoluta de la línea como velocidad máxima representativa.

En efecto, la observación de la mayoría de los diagramas de velocidades pone de relieve la existencia generalizada de zonas de “ralentización”, cuyo origen se debe esencialmente a los siguientes factores:

- Características de explotación técnica de la línea y/o estrategias de explotación comercial;
- Condicionantes del trazado (pendientes, zonas sensibles, etc.);
- Condicionantes de naturaleza geológica;
- Distribución y la tipología de los aparatos de vía existentes a lo largo del trazado;
- Condicionantes medio-ambientales (niveles de ruido y/o vibraciones en entorno urbano, etc.);
- Paradas previstas y la distribución de las mismas al largo de la línea.

Si se descarta por el momento el número de paradas y las consecuentes curvas de aceleración y desaceleración que perturban el análisis supuestamente constante de la velocidad definido en la metodología propuesta, los restantes condicionantes se traducen en general en fluctuaciones de la velocidad hasta mínimos de cerca de 200 km/h. En algunos casos se pueden propiciar zonas de velocidades menores, pero que responden en general a situaciones muy puntuales, por lo que se estima que no incidirán de forma suficientemente relevante en las condiciones evaluadas en este estudio.

Así, se trataría de analizar la incidencia de considerar una velocidad máxima representativa de la totalidad de la línea (algún valor que se situaría entre 250 km/h y 300 km/h), en comparación con la adopción de una velocidad máxima equivalente a la máxima absoluta sobre la línea (en este caso 300 km/h). Para ello, cabe tener en cuenta que también en la línea considerada como referencia la velocidad máxima se debe tener en cuenta que la velocidad máxima no es la máxima absoluta de la línea sino un valor medio de la máxima a lo largo del trazado. Para poder llevar a cabo estas suposiciones de forma relativamente sencilla, se considerará que el coste de mantenimiento de referencia se mantiene constante, o sea que el parámetro de corrección de la velocidad (ϕ) es igual a 1. De este modo se evalúa simplemente lo que pasa en términos de rigidez vertical óptima si en el caso en análisis (y en el caso de referencia) la velocidad máxima representativa no es 300 km/h sino algo inferior, debido a las fluctuaciones de los diagramas de velocidad. Pero en

términos globales la velocidad de circulación y la velocidad de referencia se consideran iguales. En la fig.4.35 se exponen los resultados obtenidos para esta consideración.

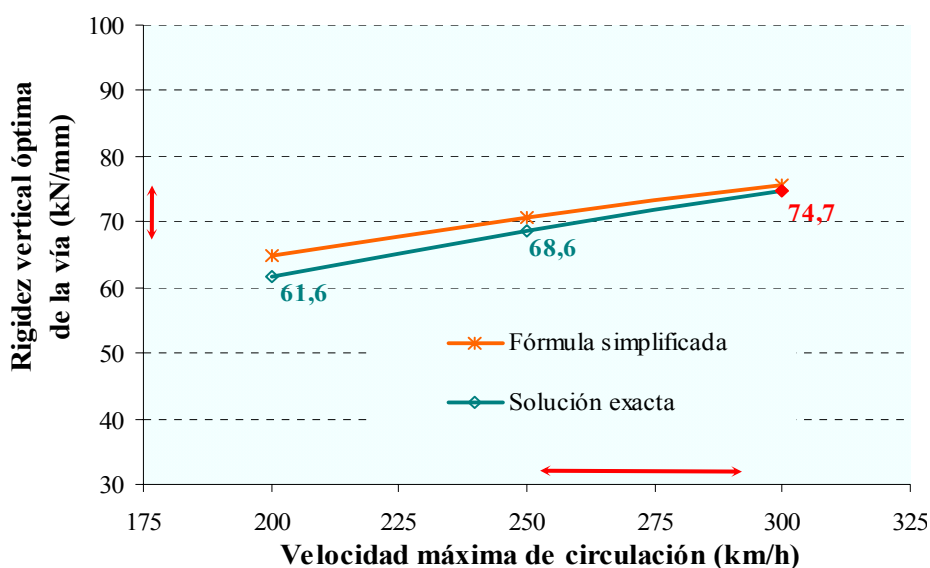


Fig.4.35: Rigidez vertical óptima de la vía según la velocidad de circulación máxima representativa de la línea (frecuencia de 100 ramas AV por sentido por día).

Estos resultados permiten poner de relieve el reducido error asumido a la hora de considerar una velocidad de referencia igual al máximo absoluto existente sobre la línea, conforme se viene haciendo hasta el momento. En concreto, si se supone que la velocidad máxima de circulación en los diferentes tramos de la línea es entre 250 y 300 km/h, el valor óptimo de la rigidez vertical de la vía oscilaría como máximo entre 69 kN/mm y 75 kN/mm aproximadamente (señalado en la referida figura). O sea, en ese caso el máximo error asumido por considerar el valor máximo absoluto (en vez de la media de las velocidades máximas) sería sólo de 6 kN/mm, valor insignificante sobretodo si se tiene en cuenta que en esta situación, la variación en los costes totales en el entorno de la rigidez vertical óptimo es muy reducida (las curvas de costes totales presentan una configuración muy “plana” en las cercanías del mínimo).

4.5.5. Variación en el criterio de evolución del deterioro

Con anterioridad en este capítulo, se discutió la validez de emplear un criterio de deterioro de la vía con una potencia α de las tensiones verticales transmitidas al balasto. Se evidenció que la experiencia práctica adquirida en las líneas en explotación comercial así como en ensayos de laboratorio han puesto de relieve que este coeficiente se aproxima a una magnitud de $\alpha=1$ cuando el nivel de tensiones sobre el balasto se mantiene por debajo de un cierto umbral de tensiones situado entre 200 y 300 kPa. No obstante, cuando el nivel de tensiones se aproxime al límite superior de ese umbral, que a su vez es el máximo

aconsejable, se comprobó que las leyes de evolución del deterioro se aproximaban más a un coeficiente $\alpha=2$, mientras que si se alcanzan tensiones extremadamente elevadas que ocasionan diversos fenómenos de deterioro acelerado del balasto (hasta 400 kPa o superiores) el coeficiente se incrementaría también de forma considerable hasta valores de 4 o incluso 5. Dado que esta última hipótesis no es probable que ocurra en las líneas de alta velocidad, por lo menos de forma continua, se consideró oportuno estipular un coeficiente de referencia $\alpha=1$ y analizar posteriormente también los resultados en caso de un nivel de tensiones sobre el balasto cercano al máximo aconsejable (cerca de 300 kPa) mediante el empleo de un coeficiente $\alpha=2$. De este modo, se tratará ahora de reflexionar sobre la magnitud de la rigidez vertical óptima de la vía en caso de que se emplee este criterio.

4.5.5.1. Formulación matemática

En realidad, sería de gran interés el desarrollo de una formulación que permitiese la consideración de forma explícita de la magnitud del parámetro (α). Dado que la formulación general no presenta solución analítica se trató de desarrollar una formulación aproximada, pero la expresión resultante después de la derivación sigue siendo muy compleja, requiriendo una resolución por iteración. De este modo, resulta preferible definir el parámetro (α) directamente en la formulación general de los costes totales y posteriormente, o bien tratar de desarrollar una formulación simplificada (en los mismos moldes que se efectuó para $\alpha=1$ con anterioridad), o bien sustituyendo los parámetros envueltos en la formulación, derivar la misma y calcular numéricamente la solución exacta.

A continuación se tratará el caso del umbral máximo $\alpha =2$, sabiendo que para reflexionar sobre los valores obtenidos para otros valores de α (entre 1 y 2 por ejemplo) se debería repetir el mismo proceso. La formulación general para la estimación de los costes totales de mantenimiento de la calidad geométrica y de energía disipada en este caso tomará la siguiente forma:

$$C_T = C_M + C_E = \left((Q_n + 19,62 \cdot \sqrt{\sigma^2_{(\Delta QNS)} + a_2 \cdot K}) \cdot \sqrt[3]{K} \right)^2 \cdot a_1 + a_3 \cdot K^{-1,5931} \quad (4.65)$$

La consecuente resolución de la derivada respecto a K , $\frac{\partial}{\partial K}(C_T)$, no presenta solución analítica, siendo por lo tanto necesario efectuar el mismo proceso adoptado anteriormente: sustitución de las variables consideradas en la ecuación (4.65), y resolución numérica de la derivada para obtener el $K_{\text{óptimo}}$.

Así, en el caso de referencia adoptado en este estudio se obtiene las siguientes magnitudes de los parámetros de la ecuación anterior (solamente el parámetro a_1 cambia con relación al criterio $\alpha = 1$):

$$\begin{aligned} Q_n &= 80 \text{ kN} & a_2 &= 0,037 \\ \sigma_{\Delta QNS}^2 &= 1,0 \text{ t} & a_3 &= 792.650,2 \end{aligned}$$

$$a_1 = \frac{CM_{ref} \cdot \lambda \cdot \varphi}{(Q_{d,ref} \cdot \sqrt[3]{K_{ref}})^2} \rightarrow a_1 = 0,01115$$

Sustituyendo en (4.65) se obtiene la siguiente expresión que relaciona los costes totales (C_T) con la rigidez vertical de la vía (K) para el criterio de deterioro ($\alpha = 2$):

$$C_T = C_M + C_E = \left((80 + 19,62 \cdot \sqrt{1 + 0,037 \cdot K})^2 \cdot K^{\frac{2}{3}} \right) \cdot 0,01115 + 792.650,2 \cdot K^{-1,5931} \quad (4.66)$$

lo cual derivando respecto de K se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{\partial C_T}{\partial K} &= \frac{0,0081 \cdot (80 + 19,62 \cdot \sqrt{1 + 0,037 \cdot K}) \cdot K^{\frac{2}{3}}}{\sqrt{1 + 0,037 \cdot K}} + \frac{0,0074 \cdot (80 + 19,62 \cdot \sqrt{1 + 0,037 \cdot K})^2}{K^{\frac{1}{3}}} - \\ &= -\frac{0,126 \cdot 10^7}{K^{2,5931}} = 0 \end{aligned} \quad (4.67)$$

Resolviendo numéricamente la ecuación precedente se deduce que la rigidez vertical óptima de una vía de alta velocidad con el límite superior ($\alpha = 2$), es de 58,5 kN/mm, o sea: $K_{\text{óptimo}} \approx \underline{60 \text{ kN/mm}}$.

A continuación se expone la configuración de las curvas de costes de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía y de costes de energía disipada, así como la curva de costes totales resultante de la aplicación del criterio de deterioro con un exponente $\alpha = 2$ de las tensiones sobre el balasto (fig.4.36).

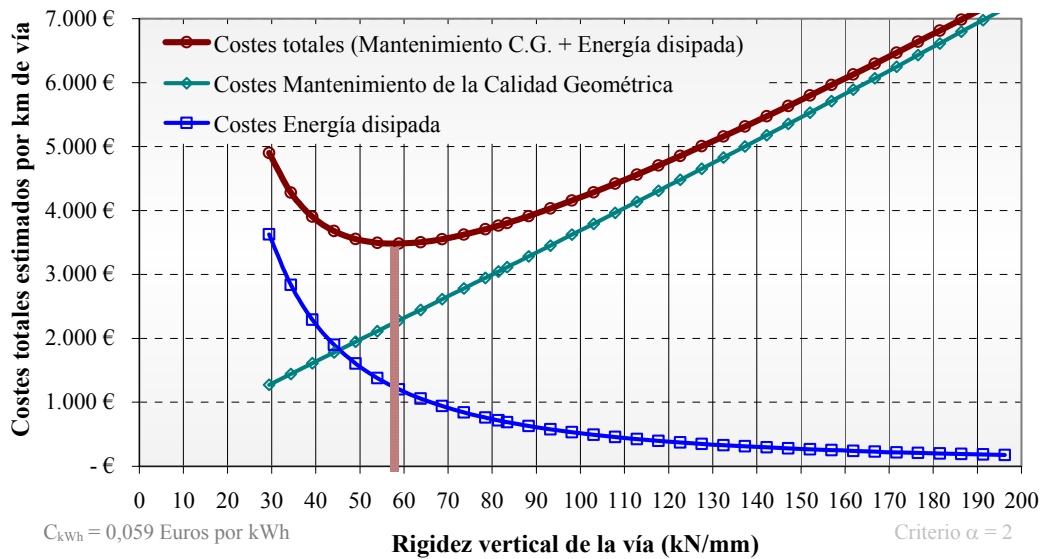


Fig.4.36: Evolución de los costes totales de mantenimiento de la calidad geométrica y de energía disipada con la rigidez vertical de la vía, para el criterio $\alpha=2$. (línea con 100 trenes por día por sentido; $V_{\max}=300$ km/h).

Así, con relación al criterio ($\alpha=1$) empleado en el estudio, este límite superior introduce las siguientes variaciones significativas:

- La rigidez vertical óptima de la vía se reduce en cerca de 20%: de 75 kN/mm para 60kN/mm;
- En la zona de rigidez vertical óptima, los costes energéticos representan el 35% del total (en lugar de 22%);
- El coste total para $K_{\text{óptimo}}$ es de 3.430€ por km de vía por año, o sea inferior en cerca de 300€ (debido a la más acelerada disminución de los costes de mantenimiento con relación al valor de referencia);
- En este caso una vía con una rigidez vertical óptima supondría una reducción de costes totales con relación a una vía con una rigidez vertical de 200 kN/mm de aproximadamente 3.900 € por km de vía por año (en lugar de 1120€): este hecho se debe a que con este criterio los costes de mantenimiento de una vía rígida se elevarían a más de 7000€. Esta reducción de costes totales correspondería a una diferencia anual total para una línea de 480km superior a 3.740.000 €, magnitud extremadamente elevada.

Ante la importancia de las diferencias alcanzadas con relación al criterio de evolución de los costes de mantenimiento adoptado anteriormente como referencia, cabe recordar que este criterio ($\alpha=2$) corresponde al límite máximo de evolución del deterioro de la vía. En efecto este límite superior sólo es representativo de la realidad cuando las tensiones verticales sobre el balasto se aproximan a su valor máximo admisible situación que se trata de evitar en el diseño estructural de las vías de alta velocidad.

4.5.5.2. Rigidez vertical óptima según el volumen de tráfico previsto

Dado que el volumen de tráfico es un parámetro habitualmente variable entre diferentes líneas de alta velocidad y que, conforme se vió, supone modificaciones sensibles en la magnitud de la rigidez vertical óptima de la vía, resulta interesante contrastar los resultados para este criterio de evolución del deterioro ($\alpha=2$) con los relativos al criterio ($\alpha=1$). En la fig.4.37 se exponen los resultados obtenidos considerando la magnitud de referencia de los demás parámetros.

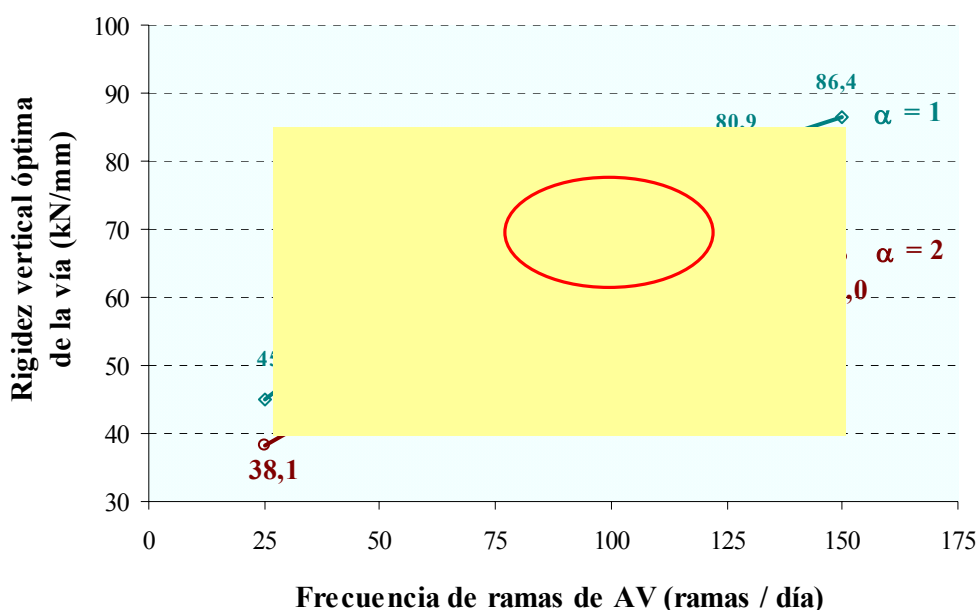


Fig.4.37: Umbral de rigidez vertical óptima de la vía, según el tráfico diario por vía. (V=300 km/h)

Del análisis de la figura se puede deducir que la aplicación del criterio más severo de evolución de los costes de mantenimiento con las tensiones sobre el balasto ($\alpha=2$) supone una reducción, según el tráfico, de entre 15% y 25 % de la rigidez vertical óptima de la vía calculada con el criterio de evolución del deterioro de referencia ($\alpha=1$).

En términos prácticos las curvas de la fig.4.37 definen un umbral de variación de la rigidez vertical óptima bastante acotado, el cual permite definir de forma gráfica y aproximada la magnitud de este parámetro en función del tráfico previsto sobre la línea en estudio. Para una correcta evaluación de la rigidez vertical óptima, se recomienda tener en consideración las siguientes observaciones:

- En el caso de vías bien dimensionadas cuyos esfuerzos sobre el balasto se mantengan alejados de las tensiones máximas admisibles, es más razonable adoptar los valores resultantes de la aplicación del criterio ($\alpha=1$), o sea, de la curva superior;

- En el caso de vías sujetas a elevado nivel de tensión sobre el balasto se tiende a escoger valores dentro del umbral definido, siempre tendiendo a más próximo de la curva ($\alpha = 1$) si las tensiones son moderadamente altas o bien tendiendo a más próximo de la curva inferior ($\alpha = 2$) para mayores niveles de esfuerzos sobre el balasto;

La pregunta que naturalmente surge es ¿cuál es exactamente el nivel de tensiones que supone el empleo de los resultados obtenidos con el criterio ($\alpha = 2$)? Conforme se comentó con anterioridad, la investigación ferroviaria no ha podido aún aclarar con suficiente precisión una respuesta a esa cuestión, aunque como aproximación se puede considerar el umbral de 200 a 300 kPa (o sea 0,2 a 0,3 N/mm²). En ese caso, una aproximación del orden de 10 kN/mm como la que se obtiene mediante el umbral definido en la fig.4.37, resulta satisfactoria teniendo en cuenta las dificultades prácticas de establecer (en obra) un valor exacto de la rigidez vertical de la vía y por otra parte atendiendo a que en la práctica este parámetro presentará fluctuaciones muy importantes.

4.6. Síntesis del estudio

4.6.1. Sobre la metodología propuesta

El importante papel de la rigidez vertical en el deterioro de las vías sobre balasto, así como en las resistencias al avance de los vehículos, pone de manifiesto el interés de reflexionar sobre la existencia de un valor de este parámetro que optimice los respectivos costes de mantenimiento y energéticos asociados a esos factores. El presente capítulo desarrolla una metodología que permite obtener ese valor óptimo de rigidez vertical de la vía para líneas de alta velocidad.

En el caso del deterioro de la calidad geométrica de la vía, el análisis de los estudios publicados hasta el momento ha puesto de relieve que todavía no se ha alcanzado un conocimiento suficientemente sólido sobre la incidencia de este parámetro. La mayor dificultad reside en la interacción a veces contradictoria de diferentes parámetros de rigidez vertical en el proceso de asiento de la capa de balasto. De este modo, son escasos los estudios que trataron de evaluar esta problemática de forma global, si exceptuamos el trabajo realizado en la última década en el proyecto EUROBAL: no obstante aún cuando se desarrollaron y analizaron numerosos modelos de evolución del deterioro, estos presentan algunas limitaciones que no permiten extraer conclusiones sólidas sobre la magnitud óptima de la rigidez vertical, conforme se describe a continuación.

4.6.1.1. Limitaciones de los estudios anteriores

Uno de los principales estudios llevados a cabo con relación a este tema en los últimos años, el proyecto de investigación EUROBALT (I y II), ha tratado de aportar alguna luz sobre la magnitud adecuada de ese parámetro. Este estudio se centró en el papel de la resistencia vertical de la plataforma y en la necesidad de dotar a la infra-estructura ferroviaria de una buena capacidad portante. En concreto, los modelos de cálculo adoptados en los estudios de optimización tienen como parámetro de control (del asiento de vía) la deflexión elástica de esa capa bajo la acción de las cargas, variando el parámetro “rigidez vertical del soporte”. O sea, la metodología consiste en adoptar una ley de asiento como la “microballast” desarrollada por Guerin (1996), en la que es la deflexión elástica del lecho del balasto la que dicta la velocidad de deterioro y en menor grado la carga dinámica actuante³. Así, a partir de una cierta (elevada) magnitud de rigidez vertical de la plataforma, la carga dinámica actuante adquiere mayor protagonismo y es la responsable de la inflexión de las curvas de las fig. 4.5 o 4.6.

No obstante, al considerar como parámetro “variable” la rigidez vertical del apoyo de la capa de balasto, los resultados obtenidos no permitían evaluar de forma clara la incidencia de la elasticidad de la placa de asiento. Los estudios publicados por G.Hunt (2000) verificaron que una mayor elasticidad de las placas de asiento es efectivamente favorable para disminuir el deterioro: pero esa incidencia favorable sólo se verifica a partir del momento en el que la rigidez vertical del apoyo del balasto es lo suficientemente rígida y cercana a su valor óptimo, conforme se observa en los resultados publicados por el autor en la fig. 4.6 (las curvas de deterioro de la referida figura relativas a las placas de asiento de 300kN/mm y de 80kN/mm van prácticamente juntas). Sin embargo esta consideración no es correcta, conforme se expone a continuación. En primer lugar, como en la fig.4.6 no está claro si el autor se refiere a rigidez vertical del sistema balasto-plataforma o a un parámetro global de apoyo de la vía, se considerarán las dos hipótesis:

- Suponiendo que se trata sólo de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, una placa de asiento más flexible supondría una reducción de los esfuerzos verticales (y consecuentemente de la deflexión elástica vertical) por: reducción de la porción de carga recibida por la traviesa bajo carga, así como por reducción de la sobrecarga dinámica, debido a la reducción de la rigidez vertical global. Por lo tanto, una placa más flexible, independientemente de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma,

³ Cabe señalar que la carga vertical dinámica considerada incorpora a su vez también el efecto de la rigidez vertical del soporte: sin embargo parece hacerlo mediante una relación de los ferrocarriles británicos para esfuerzos máximos en casos de juntas o soldaduras defectuosas, en los que la carga aplicada es directamente proporcional a la raíz cuadrada de la rigidez vertical dinámica. Esta relación es, desde nuestro punto de vista, excesivamente desfavorable cuando se trata de vías de alta velocidad sobre carriles con una excelente calidad geométrica como sucede en las líneas de alta velocidad.

supondría una reducción del grado de deterioro en comparación con una placa más rígida.

- Si ahora se supone que se trata de un parámetro global de rigidez (hipótesis que creemos se corresponde más con la realidad), entonces una placa de asiento más flexible en lugar de una más rígida, supone que la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma disminuye en la misma proporción (para mantener la misma rigidez equivalente). Así, del mismo modo, aunque no varía el nivel de carga transmitida y por lo tanto tampoco varía la deflexión elástica del conjunto, sí varía la deflexión elástica del balasto, que en el caso de una placa flexible será considerablemente menor. Luego, también en esta hipótesis, la incorporación de una placa más flexible debería suponer una disminución del deterioro con relación a la misma rigidez vertical global obtenida con una placa más rígida.

Así, las ventajas de una consideración de la rigidez vertical de los diferentes elementos de forma individual en los modelos de deterioro desarrollados por el EUROBALT I y II permitieron evaluar el papel de la rigidez vertical de la infraestructura de apoyo de la capa de balasto en el deterioro de la vía. Los autores comprobaron que los resultados obtenidos indican que la rigidez vertical de apoyo de la vía de la mayoría de las líneas de alta velocidad Europeas (en particular de las líneas francesas y alemanas) corresponde al valor óptimo definido. No obstante, los modelos desarrollados no son sensibles a la elasticidad de la placa de asiento, un elemento fundamental en la distribución de esfuerzos sobre la vía y consecuentemente en el deterioro de la misma, por lo que los resultados no permiten extraer conclusiones prácticas sobre el valor óptimo de la rigidez vertical global de la vía.

4.6.1.2. Premisas del modelo de evolución del deterioro empleado

El interés de optimizar la magnitud de la rigidez vertical de la vía en base a su implicación en los costes energéticos y en los costes de mantenimiento llevó al desarrollo de la metodología expuesta en el presente capítulo. Si bien en el caso de la modelización de los costes energéticos la relación con la rigidez vertical es sencilla de correlacionar en base a mediciones experimentales, en el de los costes de mantenimiento, el planteamiento de una ley de evolución de los mismos con este parámetro resulta algo más compleja.

Dado que la relación de la energía disipada por los vehículos se refiere a la rigidez vertical global sentida por los mismos al circular sobre la vía, o sea al parámetro rigidez vertical de la vía, resultaba oportuno tratar de representar la evolución del deterioro también en base a ese parámetro global.

La dificultad residía en incorporar el papel de la rigidez vertical de la vía, parámetro en estudio, en una ley de evolución del deterioro, de tal forma que permitiese considerar las

diferentes implicaciones de este factor en el proceso de su deterioro, que se dividen básicamente en los siguientes puntos:

1. Incidencia de la rigidez vertical global en las sobrecargas dinámicas verticales y en la porción de carga recibida por la traviesa más cargada;
2. Incidencia de la rigidez vertical del apoyo de la capa de balasto en la deflexión de la misma;

El análisis de los conocimientos actuales sobre la evolución del deterioro de la vía ha permitido comprobar la concordancia de la mayoría de los estudios al considerar el asiento de la vía como función de una potencia (α) de las tensiones verticales transmitidas al balasto. De este modo, se desarrolló una ley de evolución del deterioro relativo de la calidad geométrica basada en esa hipótesis: el papel de la rigidez vertical de la vía viene reflejado mediante las relaciones proporcionadas por la teoría de viga sobre fundación elástica así como a través del cálculo de la sobrecarga dinámica en base a la formulación de Prud'homme. La ley permite evaluar el grado de deterioro relativo de una vía con una determinada magnitud de rigidez vertical con relación a otra vía con una magnitud diferente, satisfaciendo el punto 1 descrito anteriormente en cuanto a la incidencia de este parámetro.

A su vez, la dificultad de incorporar en la misma ley de deterioro la incidencia de la rigidez del apoyo de la capa de balasto (punto 2), sin incurrir en los posibles problemas descritos anteriormente para otros estudios, llevaron a su no incorporación de forma explícita. En su lugar, se resolvió establecer las siguientes premisas para su aplicación:

- La primera condición inherente al criterio adoptado fue la de considerar específicamente el caso de las líneas de alta velocidad, en el que las exigencias de diseño estructural garantizan el cumplimiento de una infra-estructura de elevada calidad. Esta consideración permite eludir la hipótesis de hundimiento excesivo de la plataforma, garantizando que el deterioro de la vía se genera esencialmente en la capa de balasto, tal como fue considerado en la ley de deterioro desarrollada.
- Por otra parte, el modelo de evolución de los costes de mantenimiento propuesto se basa en la extrapolación de unos costes conocidos asociados a una determinada magnitud de la rigidez vertical de la vía. Así, la segunda premisa implícita consiste en que la calidad de la estructura de asiento de la vía para la cual se trata de evaluar el valor óptimo de la rigidez vertical, obedezca a los mismos criterios de calidad con la que se consideró el de referencia: en concreto que no tenga una rigidez vertical de apoyo del balasto inferior a la de referencia. En realidad, esta segunda premisa se encuentra en general incluida en la primera en virtud de la homogeneización de los criterios de diseño de las estructuras de asiento. Esta buena concordancia entre la capacidad portante de diferentes líneas de alta velocidad fue puesta de relieve en los

resultados del EUROBALT II y no se supone que se construyan nuevos trazados con exigencias inferiores en cuanto a la capacidad portante de la infra-estructura.

Cumplido este requisito, el problema podría ahora surgir en el caso en que la rigidez vertical de la infra-estructura ferroviaria de la línea (o del tramo) que se pretende evaluar fuese superior a la adoptada en la situación de referencia: en este caso el modelo propuesto supone un incremento del deterioro de la vía con ese incremento de la rigidez de la infraestructura, pero.. ¿no podría ser a la inversa, dado que se aumenta la rigidez vertical del apoyo del balasto?. En este caso la respuesta se puede encontrar en los resultados de otros estudios y en concreto del EUROBALT II descritos anteriormente. En efecto, en el estudio referido se evidenció que (manteniendo una misma placa de asiento) es precisamente a partir de las magnitudes habituales de capacidad portante de las vías de alta velocidad en las que el deterioro se incrementa con el aumento de rigidez vertical de la infraestructura. También un estudio teórico llevado a cabo por Müller-Barutau et al. (1998) para la DB (Deutsche Bahn) confirmó la necesidad de no aumentar excesivamente la rigidez de la plataforma para lograr una vía de bajo mantenimiento. Este hecho se explica debido a que, a partir de un buen nivel de capacidad portante, el deterioro de la capa de balasto viene esencialmente gobernado por el nivel de tensiones transmitidas en la superficie del mismo.

De este modo, se evidencia la validez del criterio de deterioro adoptado, considerando la premisa de una capacidad portante equivalente o superior a la relativa al coste de mantenimiento de referencia considerado. Por último, en cuanto a la magnitud de la potencia α que se adopte en el estudio, un análisis crítico de los conocimientos disponibles ha permitido evidenciar que esta depende del nivel de tensiones a que está sometida la capa de balasto. Para los niveles habituales verificados en las líneas de alta velocidad se comprobó un mejor ajuste a una potencia $\alpha=1$, aunque se sugiere la adopción de valores ligeramente superiores a medida que el nivel de tensiones pueda aproximarse a los valores máximos recomendables, hasta un límite superior de $\alpha=2$.

4.6.2. Sobre los resultados del estudio

4.6.2.1. Aplicación de la metodología

Para incorporar las resistencias al avance de los vehículos en la optimización de la rigidez vertical de la vía se desarrolló una ley de evolución de los costes de energía disipada basada en los resultados experimentales publicados por la SNCF. De este modo fue posible sintetizar en una formulación única (4.51) la incidencia de la rigidez vertical de la vía en los costes de mantenimiento y en la energía disipada sobre la vía. El valor óptimo de la

rigidez vertical de la vía se obtiene mediante el cálculo (numérico) del mínimo de la curva que define la formulación.

Para facilitar la obtención de una primera aproximación con un proceso más sencillo, se desarrolló una formulación simplificada (4.61) en el caso del criterio de referencia de evolución del deterioro (potencia $\alpha=1$). Siguiendo el mismo proceso resultaría posible deducir otras formulaciones simplificadas para valores de α diferentes. Las ventajas de esta formulación simplificada son que permiten calcular un valor aproximado de la rigidez vertical óptima por sustitución directa de las variables a_2 y a_4 definidas por (4.47) y (4.53), lo cual facilita el proceso de análisis de la incidencia de los diferentes parámetros (mediante por ejemplo su introducción en un hoja de cálculo). La aproximación de esta formulación puede considerarse muy buena en valores de rigidez vertical óptima entre 60kN/mm y 100kN/mm, que en realidad corresponden al umbral máximo de variación encontrado en el análisis de sensibilidad efectuado.

4.6.2.2. Rigidez vertical óptima de la vía

En términos concretos, la metodología propuesta evalúa la rigidez vertical óptima de la vía a partir de unos parámetros conocidos: en el caso de la situación de referencia considerada, se comprobó que la rigidez vertical óptima se sitúa entre 70kN/mm y 80kN/mm.

Posteriormente se analizó la sensibilidad de la solución a los restantes parámetros de la formulación. Se comprobó que los parámetros cuya variación previsible puede tener una mayor incidencia en el valor óptimo de la rigidez vertical de la vía son el volumen de tráfico y el precio de la energía eléctrica.

El volumen de tráfico puede variar de forma significativa si se comparan los datos de diferentes líneas de alta velocidad. No obstante, es previsible que la mayoría de las líneas alcancen un umbral situado entre 75 y 125 o hasta 150 ramas por sentido y por día, valores que corresponden a la capacidad máxima de la línea. Así, considerando este umbral de posible variación, la rigidez vertical óptima estaría razonablemente acotada entre 65 y 85kN/mm.

En el caso del precio de la energía eléctrica, el escenario actual del mercado energético no permite trazar un umbral de variación del mismo con suficiente fiabilidad. En todo caso, si se admite que el rango de posible variación de este parámetro no es superior al 25%, entonces la rigidez vertical óptima de la vía sólo cambiaría en un máximo de 15%.

Por otra parte, se evaluó la incidencia de los parámetros relativos a la línea considerada como referencia para este estudio. Se comprobó una sensibilidad relevante al coste de mantenimiento de referencia (lo cual era previsible): sin embargo esa sensibilidad no llega

a suponer variaciones superiores al 25% en el valor óptimo de la rigidez vertical, aún considerando variaciones de hasta 50% de este coste. Dado que el coste de mantenimiento de referencia es un parámetro que fácilmente puede variar según los mecanismos de gestión de las diferentes administraciones ferroviarias, se recomienda la realización de un “calibrado” de esa magnitud cuando se utilizan como referencia datos de una administración diferente a la que estará a cargo de la infraestructura de la línea en estudio.

En cuanto a la rigidez vertical media asociada al respectivo coste de mantenimiento de referencia, se verificó que aún cuando se cometa un error importante en su estimación este no supone variaciones de relieve en la magnitud de la rigidez vertical óptima de la vía.

Por último, se analizó la incidencia de considerar el límite superior del criterio de la ley de evolución del deterioro definida ($\alpha=2$). En este caso, la rigidez vertical óptima se vería reducida de entre 15% a 25% con relación al criterio de referencia ($\alpha=1$). A su vez se reflexionó sobre la eventual conveniencia de adoptar un coeficiente α situado entre el umbral definido según las condicionantes propias de la línea, y en concreto según el nivel de tensiones sobre el balasto.

En síntesis, el análisis de sensibilidad efectuado ha permitido verificar que, aún considerando diferentes casos o escenarios posibles, la magnitud óptima de este parámetro para una línea de alta velocidad (con tráfico exclusivo de pasajeros) no se alejaría demasiado de un umbral comprendido entre 70 y 80 kN/mm.

4.6.2.3. Importancia económica de lograr una rigidez vertical óptima

El estudio realizado ha permitido a su vez poner de relieve la importante repercusión económica que supone lograr una rigidez vertical de la vía próxima al valor óptimo determinado. En efecto, se verificó que una vía con una rigidez vertical óptima supone unos ahorros anuales de entre 1000€ y 1300€ por kilómetro de vía, con relación a una configuración de vía como la empleada en las primeras líneas alemanas de alta velocidad o en la línea Madrid-Sevilla. De este modo, si se considera una línea con 480km de longitud, lograr una rigidez vertical óptima supone unos ahorros de entre 960.000€ y 1.250.000€ por año, valores a tener en consideración.

Cabe señalar que si se considera un criterio de evolución del deterioro próximo al límite superior definido en este estudio ($\alpha=2$), estas diferencias pueden incluso triplicarse, conforme se vió en el análisis de sensibilidad.

En síntesis, se demuestra que lograr un diseño de la vía para una rigidez vertical óptima revertirá positivamente en la rentabilidad del ferrocarril de alta velocidad. En el siguiente

capítulo se reflexionará sobre como alcanzar ese objetivo, así como sobre las premisas necesarias en términos de homogeneidad resistente para que la metodología propuesta y las conclusiones extraídas sigan válidas.

Capítulo

5

DISEÑO PARA RIGIDEZ VERTICAL ÓPTIMA

5.1. Planteamiento general

En el capítulo anterior se definió la magnitud de rigidez vertical de una vía que optimice la relación de este parámetro con los costes asociados a la resistencia al avance de los vehículos y al mantenimiento de la calidad geométrica de la vía, en el caso de líneas de alta velocidad. El objetivo de este capítulo es ahora el de reflexionar sobre como lograr esta magnitud de rigidez vertical a la hora de diseñar la estructura de una vía férrea.

El planteamiento inicial debe partir de la premisa adoptada en el capítulo anterior para cuantificar la evolución de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica con la rigidez vertical: garantizar que, después de un periodo de consolidación, el asiento de vía se produce esencialmente en la capa de balasto. Por otras palabras, garantizar que no se produce un hundimiento excesivo del elemento más débil de la infraestructura: la plataforma. Cabe señalar que esta premisa en el caso de las líneas de nueva construcción de alta velocidad se encuentra a priori verificada, debido a las elevadas exigencias de fiabilidad estructural previstas en el diseño. Estas exigencias pasan por la garantía de que las sollicitaciones y las condiciones a las que se encuentra sometida la plataforma ferroviaria a lo largo de su ciclo de vida no originen un eventual fallo o rotura de la misma. Para ello, el diseño de las secciones estructurales de la vía fue incorporando capas de asiento entre el balasto y la plataforma de forma a permitir:

- por un lado, una adecuada reducción y homogeneización de los esfuerzos sobre la plataforma, de tal modo que no superen en ningún momento la capacidad resistente de la misma;
- por otro, proporcionar la manutención de las propiedades estructurales de la plataforma con el tiempo, mediante una adecuada protección de la misma a eventuales factores externos (meteorológicos, hidrológicos u higrométricos)

Una vez garantizada esa condición cabe reflexionar sobre los parámetros de la vía sobre los cuales actuar para lograr una rigidez vertical óptima de la vía: se comprobará que los parámetros fundamentales son la capacidad portante de la plataforma y la elasticidad de la placa de asiento. Dado que la capacidad portante de la plataforma es un parámetro sobre el que resulta difícil actuar para modificar su rigidez vertical, se concluye que la elasticidad de la placa de asiento es el elemento clave para regular la magnitud de la rigidez vertical de la vía.

5.1.1. Configuración estructural de las vías de alta velocidad

La estructura de la vía de nueva construcción está normalmente constituida por una capa de coronación de la plataforma, sobre la cual asientan diferentes capas de material granular como sub-balasto, concretamente (para el caso de las líneas de alta velocidad francesas):

- Una capa anticontaminante (filtro) de arena;
- Una capa de grava, o incluso dos sub-capas, cuya función principal es reducir y homogeneizar los esfuerzos del tráfico y servir de protección a la plataforma contra los efectos de heladas;

Los espesores y propiedades mecánicas vienen definidos en catálogos estructurales en función de la tipología del tráfico y del tipo de suelo de plataforma. Debido a la clasificación del tipo de suelo en apenas 4 o 5 categorías (QS0, QS1, QS2, QS3 y Roca en orden creciente de capacidad portante) son más de una las soluciones previstas, quedando al criterio del proyectista la elección de la solución más adecuada. Además de requisitos a nivel de espesores mínimos, algunas administraciones exigen el cumplimiento de unas características de capacidad portante mínima de la estructura de apoyo de la capa de balasto, que en el caso de las línea Alemanas se sitúa en 120MPa conforme se observa en la fig.5.1.

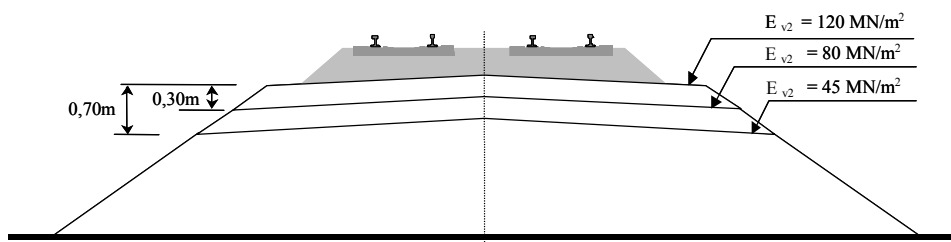


Fig.5.1: Estructura de vía en la línea de alta velocidad Hannover-Würzburg.

En cuanto al emparillado de vía, las líneas de alta velocidad están usualmente dotadas de carriles de mayor rigidez a flexión y traviesas más pesadas y de mayor superficie de apoyo en comparación con las líneas convencionales. En concreto, en el caso del carril se ha generalizado el empleo del UIC60 en la globalidad de las Redes de Alta Velocidad

Europeas e incluso en la mayor parte de las líneas principales: esta homogeneización del tipo de carril se debe a las ventajas de un mejor comportamiento a fatiga (y consecuentemente de un mayor periodo de vida) así como también a algunas economías de escala por parte de las administraciones ferroviarias asociadas a la gestión de stocks, material para sustitución, etc. En cuanto al tipo de traviesas, la mayoría de las administraciones optaron por la adopción de traviesas de hormigón monobloc pré o postensadas, con longitudes de 2,60m a 2,80m y pesos situados entre 300 y 400 kg/unidad. Los motivos para esa adopción son numerosos: mejor comportamiento frente a esfuerzos transversales y a fenómenos como la onda de levante, mejor repartición de cargas verticales, mayor duración, etc. La excepción viene dada por las líneas de Alta Velocidad Francesas que optaron por traviesas de hormigón armado tipo bi-bloc (U41) con peso de 260 kg/unidad: no obstante, los nuevos trazados de la red francesa de Alta Velocidad ya incorporan también traviesas tipo monobloc.

El único elemento del emparrillado de vía (y prácticamente de la globalidad de la estructura ferroviaria) sobre el cual no existe consenso es el sistema de fijación y, en el caso concreto que interesa a este estudio, la elasticidad de la placa de asiento del carril. De hecho, puede resultar sorprendente la gran disparidad existente entre las soluciones de rigidez vertical de las placas de asiento adoptadas por las principales administraciones ferroviarias en sus líneas de alta velocidad, con variaciones sutanciales incluso dentro de una misma red, conforme se evidencia en el cuadro 5.1 donde se exponen también los valores de las mismas en líneas convencionales (en el caso en que esas sean constituidas por traviesas de hormigón).

PAÍS	LÍNEA	RIGIDEZ VERTICAL PLACA DE ASIENTO - k_{pa} (KN/mm)
FRANCIA	- Líneas convencionales	150
	- Líneas Alta Velocidad	90
ALEMANIA	- Líneas convencionales	500
	- Líneas Alta Velocidad:	
	- Hanover-Würzburg	500
	- Mannheim-Stuttgart	500
	- Hanover-Berlin	60
- Contorno de Stendal (línea Hanover-Berlin)	27	
ESPAÑA	- Líneas Alta Velocidad:	
	- Madrid-Sevilla	500
	- Madrid-Barcelona	100
ITALIA	- Líneas Alta Velocidad	100
BELGICA	- Líneas Alta Velocidad y líneas convencionales:	60-100

Cuadro 5.1: Rigidez vertical de las placas de asiento del carril.

En el ámbito de este estudio cabe ahora responder a dos cuestiones:

- en primer lugar, como afectan las diferentes configuraciones posibles en las líneas de alta velocidad sobre balasto a la magnitud de la rigidez vertical de la vía;
- y en segundo lugar, sobre qué parámetros se debe actuar para lograr que la rigidez vertical de la vía se aproxime al valor óptimo determinado en el anterior capítulo.

5.1.2. Evaluación aproximada de la rigidez vertical de la vía

Los parámetros que intervienen en la magnitud de la rigidez vertical de la vía se pueden dividir en:

- Concepción básica del emparrillado, que incluye:
 - Sección del carril (en concreto su momento de inercia);
 - Sección y longitud de la traviesa;
 - Distancia entre traviesas;
- Capacidad portante de la estructura de apoyo balasto-capas de asiento-plataforma, que a su vez depende de los siguientes factores:
 - Características de los materiales de las capas de asiento (balasto, sub-balasto, arena);
 - Espesores de las capas de asiento;
 - Características de la plataforma;
- Rigidez vertical de la placa de asiento.

Los parámetros del emparrillado de vía (por el momento no se considera la placa de asiento) tienen una incidencia no despreciable en la magnitud de la rigidez vertical de la vía, que puede fácilmente evaluarse mediante la teoría de viga continua sobre fundación elástica (método de Zimmermann), pudiendo deducirse que:

- un carril UIC60 supone un incremento del orden de 6% en comparación con un carril UIC54;
- una distancia entre traviesas de 50cm supone un incremento de rigidez vertical de la vía de 15% con relación a una distancia de 60cm, y de 29% con respecto a una distancia de 70cm.

No obstante ambos factores ya se encuentran optimizados, estando generalizado el empleo de un carril UIC60 con una distancia entre traviesas que se sitúa en 60cm: por ello ya se consideraron esos parámetros como fijos en el análisis sobre la optimización de la rigidez vertical de la vía del anterior capítulo. En cuanto al área de apoyo, si bien la teoría de viga sobre fundación elástica estipula una relación directa entre este factor y la rigidez vertical de la vía, en realidad la incidencia de ese factor es bastante más compleja de evaluar con corrección, sobretudo en el caso de traviesas monobloc, dado que depende de la deformación de la traviesa y de las condiciones de contacto con la capa de balasto. En el

caso de este estudio se considerará por ahora también un tipo de traviesa fijo, en concreto la traviesa monobloc B70 de origen Alemana. Así, se limitará el estudio sobre la incidencia del diseño de la vía en la magnitud de la rigidez vertical de la misma (en líneas de alta velocidad) a los dos factores más relevantes: la capacidad portante de la estructura balasto-capas de asiento-plataforma y la rigidez vertical de la placa de asiento.

En cuanto a la capacidad portante del conjunto balasto-capas de asiento-plataforma se evaluará en primer lugar su papel considerando un parámetro global como el coeficiente de rigidez vertical del sistema balasto-plataforma (k_{bp}). Esta consideración no permitirá efectuar consideraciones más que cualitativas sobre el papel del diseño de la estructura de apoyo del emparrillado de vía: en realidad lo que interesa conocer desde el punto de vista del diseño es la incidencia individual de las características y espesores de los materiales que lo componen.

Así, con posterioridad, se analizarán los métodos de cuantificación del parámetro rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, basados en la teoría de los sistemas elásticos multicapas. Si bien esta metodología permite obtener una buena aproximación, los resultados obtenidos no son del todo correctos. En efecto, la simplificación (ya discutida en el capítulo 2) que supone admitir el cálculo de la capacidad resistente del sistema balasto-plataforma mediante una medición (en este caso teórica) de la respuesta elástica de un área cargada no resulta válida en el caso ferroviario en virtud de:

- por un lado comportamiento a flexión de la traviesa (un elemento que se asimila a una viga continuamente apoyada)
- por otra parte, la existencia de cargas en traviesas contiguas que afectan a la respuesta elástica del conjunto de la estructura de apoyo del emparrillado de vía.

Por ese motivo, para calcular con mayor precisión la incidencia del diseño de las capas de asiento en la rigidez vertical, así como el papel de la elasticidad de la placa de asiento de forma explícita, se desarrollará más adelante un modelo de cálculo por elementos finitos.

5.1.2.1. Incidencia de la rigidez global del sistema balasto-plataforma

Conforme se vió en el capítulo 2, la configuración habitual de las líneas de alta velocidad supone magnitudes de la capacidad portante del conjunto balasto-plataforma considerablemente superiores a los verificados en las líneas convencionales. En el caso extremo de las líneas Alemanas, las exigencias constructivas expuestas con anterioridad se traducen en magnitudes del coeficiente de balasto situado entre $0,30 \text{ N/mm}^3$ y $0,40 \text{ N/mm}^3$ según ensayos publicados por Eisenmann y Rump (1997). En términos de coeficiente de rigidez global de la plataforma (k_{bp}), y aplicando la teoría de viga sobre fundación elástica, estos valores corresponden a magnitudes de entre 103 y 148kN/mm, admitiendo una estructura tipo UIC 60 B70 W (placa de asiento ZW 687 de 500kN/mm)

con distancia entre traviesas de 60cm. En cambio, para las líneas Francesas es sabido que la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma oscila entre 40 y 70kN/mm. Así se puede considerar que, la capacidad portante del sistema balasto-plataforma en el caso de líneas de alta velocidad puede variar entre un mínimo de 40 kN/mm hasta un máximo de 150 kN/mm, con un valor medio situado entre 70 y 100kN/mm (siempre en el caso de vías sobre plataforma natural).

La incidencia de estas magnitudes del coeficiente de rigidez vertical del sistema conjunto balasto-plataforma (k_{bp}) en la rigidez vertical de la vía (K) puede evaluarse, en una primera aproximación, aplicando las formulaciones derivadas de la teoría de viga sobre fundación elástica expuestas con anterioridad (capítulo 2), concretamente:

$$(2.24) \quad K = \sqrt[4]{\frac{64 \cdot EI}{d^3} \cdot k_{eq}^3}$$

en el que el parámetro de rigidez vertical equivalente del apoyo del carril (k_{eq}) representa la contribución relativa de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma (k_{bp}), así como de la placa de asiento (k_{pa}), mediante la siguiente formulación:

$$(2.15) \quad \frac{1}{k_{eq}} = \frac{1}{k_{bp}} + \frac{1}{k_{pa}}$$

En la fig.5.2 se ejemplifican los resultados correspondientes al caso de una vía con carril UIC60 y distancia entre traviesas de 60cm, según los dos tipos de rigidez vertical de la placa de asiento empleados en las líneas de alta velocidad Francesas y en las primeras líneas de alta velocidad Alemanas, respectivamente 90 kN/mm y 500 kN/mm.

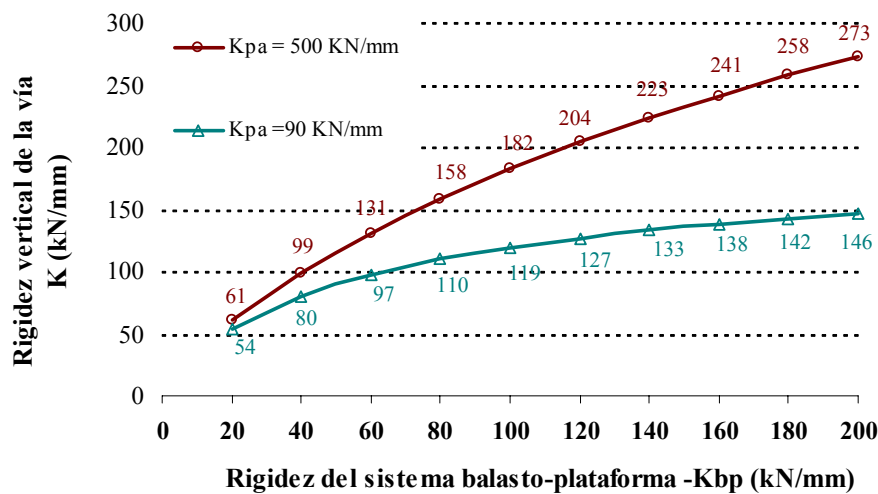


Fig.5.2: Incidencia de la rigidez del sistema balasto-plataforma (k_{bp}) en la magnitud de la rigidez vertical de la vía (K).

Se puede deducir que para el caso de una vía con una placa de asiento rígida, una variación de rigidez vertical del conjunto balasto-plataforma de 40 KN/mm para 100 KN/mm o hasta 200kN/mm supone multiplicar la magnitud del parámetro rigidez vertical de la vía por 1,8 veces o 2,8 veces respectivamente. Ese incremento se reduce a 1,5 veces y 1,8 veces respectivamente en el caso de una vía con placa de asiento de 90KN/mm, lo cual pone de manifiesto el importante papel que puede tener el empleo de elementos elásticos en la homogeneización de la magnitud de la rigidez vertical de la vía.

5.1.2.2. Incidencia de la rigidez vertical de la placa de asiento

En la fig.5.3 se visualizan los valores de rigidez vertical de la vía (K) a que conducen las diferentes soluciones de elasticidad de la placa de asiento empleadas en Europa en las nuevas líneas de alta velocidad. La estructura de vía corresponde a un carril UIC60 y una distancia entre traviesas de 60cm. A su vez, se consideraron los valores habituales de 70 kN/mm y 110 kN/mm para la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma (k_{bp}), bien como una magnitud de 200 kN/mm correspondiente al caso de una vía balastada sobre una estructura muy rígida (puente o túnel).

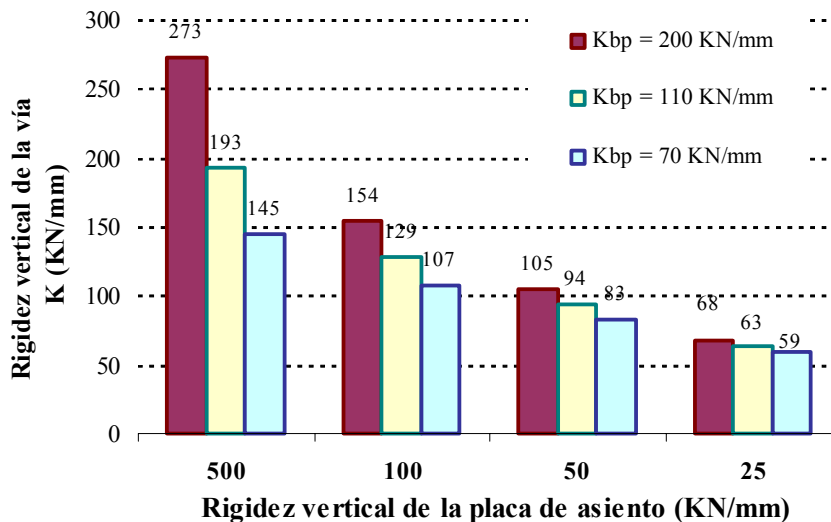


Fig.5.3: Incidencia de la elasticidad de la placa de asiento (k_{pa}) en la magnitud de la rigidez vertical de la vía (K).

Los valores expuestos confirman claramente las importantes repercusiones del diseño de este elemento en la elasticidad global sentida por un vehículo al circular sobre la vía. Así, para el caso particular de una vía de alta velocidad sobre plataforma natural, el empleo de placas elásticas de muy elevada elasticidad ($k_{pa} = 50$ o 25 KN/mm) como las utilizadas en algunas secciones de la nueva línea Alemana Hannover-Berlin, se traduce en una reducción de la rigidez vertical de la vía de entre 250% y 310% con respecto a las líneas Mannheim-Stuttgart o Madrid-Sevilla por ejemplo ($k_{pa} = 500$ KN/mm).

De este modo, se comprueba que para una vía con determinadas características estructurales, la elasticidad de la placa de asiento permite “regular” la magnitud de la rigidez vertical de la vía, de tal forma que se aproxime al valor óptimo pretendido. Cabe señalar que no solo la placa de asiento puede contribuir a aportar mayor elasticidad a una vía sobre una infraestructura muy rígida: en efecto se pueden incorporar también elementos elásticos a diferentes niveles conforme se indica en el cuadro 5.2.

LOCALIZACIÓN	DESCRIPCIÓN	RIGIDEZ VERTICAL
NIVEL 1	PLACA DE ASIENTO DEL CARRIL	25 a 500 kN/mm
NIVEL 2	SUELAS BAJO TRAVIESA	35 a 70 kN/mm
NIVEL 3	MANTAS BAJO BALASTO (O ESTERAS ELÁSTICAS)	0,02 a 0,1 N/mm ³

Cuadro 5.2: Elementos elásticos actualmente disponibles para regularizar la rigidez vertical de vías sobre balasto.

Por el momento se considerará solamente la rigidez vertical del elemento situado en el nivel 1, la placa de asiento del carril: sin embargo las conclusiones retiradas en cuanto a elasticidad necesaria de este elemento elástico pueden ser entendida como elasticidad necesaria del apoyo equivalente del carril, el cual puede lograrse también con la elasticidad de la fijación o de elementos situados en el nivel 2 bajo traviesa. En cuanto a los elementos elásticos situados en el nivel 3, el estudio sobre su efecto en la rigidez vertical de la vía (y los posibles efectos en la reducción del deterioro de la vía) debe ser analizado con mayor cuidado, dado que implican una modificación de la rigidez de apoyo del balasto, y consecuentemente de su respuesta deformacional.

De este modo, una forma de obtener la rigidez vertical óptima de la vía consiste en partir de una rigidez vertical equivalente del sistema balasto-plataforma dada, y definir la magnitud adecuada de rigidez vertical de la placa de asiento (o el conjunto de diferentes elementos elásticos situados a diferentes niveles -cuadro 2). La representación gráfica de las soluciones a que conduce este proceso, para el caso de una vía con carril UIC60 y traviesas espaciadas de 60cm, se expone en la fig.5.4.

Esta figura permite trazar unas interesantes reflexiones sobre la elasticidad necesaria para lograr la rigidez vertical óptima planteada en el anterior capítulo. En concreto, para obtener una magnitud óptima situada en el entorno de 70 a 80 kN/mm se puede concluir que resulta necesario recurrir a placas de asiento de muy reducida rigidez vertical (en concreto inferior a 60kN/mm) o bien introducir otros elementos elásticos, de forma a garantizar las magnitudes habituales de capacidad portante del conjunto balasto-plataforma.

Por otra parte, es sabido que las características de la rigidez vertical del soporte del emparrillado de vía no se mantienen invariables a lo largo de una línea. Del análisis de la

fig.5.4 se puede deducir las ventajas de las placas de asiento de muy reducida rigidez vertical para que la magnitud de la rigidez vertical de la vía se mantenga en torno al valor (óptimo) de diseño incluso cuando la vía transcurre por elementos de muy elevada rigidez, como es el caso de los puentes o túneles de hormigón: de hecho, el valor máximo considerado ($k_{bp} = 200 \text{ kN/mm}$) corresponde aproximadamente al caso de una vía cuya capa de balasto reposa directamente sobre una estructura muy rígida como un puente de hormigón.

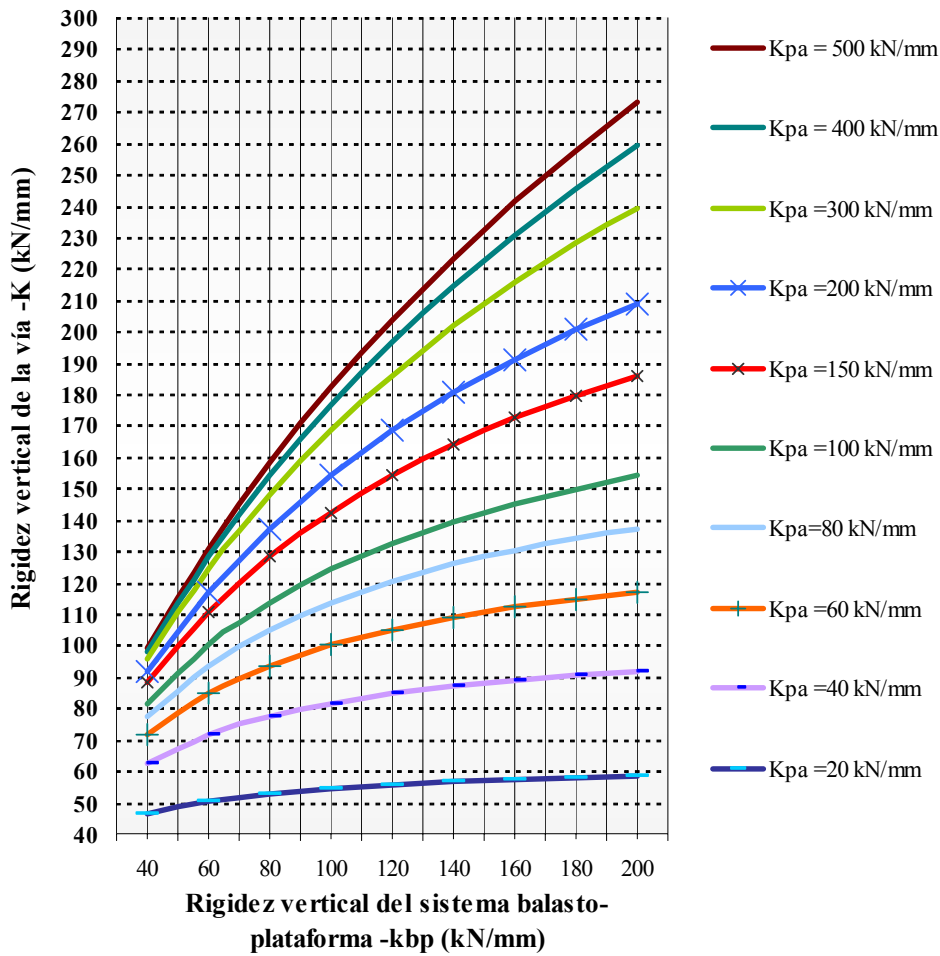


Fig.5.4: Ábaco para determinar la rigidez vertical de la placa de asiento según la rigidez vertical óptima de la vía y la rigidez vertical del sistema conjunto balasto-plataforma.

En síntesis, esta primera reflexión sobre como lograr una magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía ha permitido deducir, mediante un análisis sencillo basado en la aplicación de la teoría de viga sobre fundación elástica, en que proporción la rigidez vertical de la placa de asiento (o de un conjunto de elementos que aporten elasticidad a la vía) permite regular la magnitud de la rigidez vertical de la vía de forma a que la misma se aproxime y se mantenga lo más posible en torno al valor óptimo definido en el capítulo anterior.

No obstante, cabe ahora reflexionar sobre la incidencia de la rigidez vertical de la estructura de apoyo balasto-capas de asiento-plataforma más que de una forma meramente basada en

deducciones de los valores obtenidos experimentalmente. En concreto, resulta de muy relevante interés evaluar en que medida las características y espesores de sus componentes pueden afectar la magnitud de la rigidez vertical de la vía. Para ello, se revisarán las metodologías tradicionalmente empleadas para cuantificar los parámetros globales de rigidez vertical conjunta del sistema (como el coeficiente de rigidez vertical de apoyo), en su mayoría basadas en las teorías de los sistemas multicapas elásticas. Seguidamente se efectúa un análisis comparativo y se reflexiona sobre la validez de adoptar los resultados para el estudio pretendido. Se concluye que para evaluar de forma precisa esa incidencia resulta necesaria emplear un modelo que tenga en cuenta la globalidad de la estructura, sea analítico aplicado al caso de la vía férrea o bien por elementos finitos conforme se desarrolla más adelante.

5.1.3. Sobre la cuantificación teórica de la rigidez vertical del conjunto balasto-plataforma

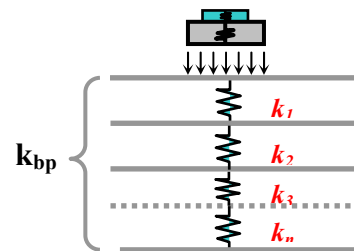
Conforme se expuso en el capítulo 2, de forma a facilitar el análisis de los esfuerzos verticales, la investigación ferroviaria se orientó hacia el empleo coeficientes globales de resistencia vertical de la vía, tratando posteriormente, sea empíricamente o teóricamente, de correlacionar la magnitud de esos coeficientes con las características de la estructura de vía. En el caso del comportamiento resistente del conjunto balasto-plataforma, la dificultad reside en correlacionar la magnitud de ese coeficiente con las características individuales de cada elemento que lo compone.

La asimilación del sistema balasto-capas de asiento-plataforma a un semi-espacio homogéneo presenta en la práctica serias limitaciones, la más común de las cuales es el hecho de no considerar la presencia de diferentes capas. De este modo, la teoría de Boussinesq (1885) solo sería válida en el caso en que la razón entre el módulo de deformación de las diferentes capas sea próxima a la unidad, lo que no sucede en la práctica. Una técnica habitual para el análisis del comportamiento de sistemas multicapas consiste en sustituir las diferentes capas por una sola capa equivalente y homogénea. En el método convencional de apoyo de la vía sobre un cuerpo de Kelvin, el estrato multicapa se representa como una serie de muelles dispuestos en serie. La constante elástica equivalente se obtiene a partir de la conocida relación:

$$k_{bp} = \frac{1}{\frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_2} + \frac{1}{k_3} + \dots + \frac{1}{k_n}} \quad (5.1)$$

Donde,

k_{bp} : rigidez equivalente del sistema n-capas;



k_1, k_2, k_3, k_n : rigidez de las capas.

Esta metodología presenta sin embargo el inconveniente de no considerar el espesor de las capas ni el orden de las mismas. Para contornear esta limitación, algunos autores desarrollaron métodos conocidos como de “distribución piramidal” en el que se asimila el sistema balasto-plataforma a un sistema bi-capa y se calcula la resistencia vertical de la capa superior (k_1 en la formulación anterior) en base a su espesor, así como el ángulo de fricción del material, su módulo de elasticidad y el área de apoyo de la traviesa. Merece especial destaque las aportaciones a ese respecto de autores como Talbot (1918), Rafirou (1968) y Meacham et al. (1974).

No obstante, en estos métodos de distribución piramidal, el ángulo de distribución de tensiones que permite evaluar la magnitud del coeficiente de la capa superior (k_1) no depende de la rigidez del sistema de soporte, lo cual constituye una limitación. En efecto, los resultados publicados por Burmister (1943) pusieron de manifiesto la estrecha relación entre el estado de tensión-deformación en un sistema bi-capa y la relación entre los respectivos módulos de deformación de ambas capas.

5.1.3.1. Formulaciones aproximadas

A partir de la década de los 40, el desarrollo de métodos simplificados de las teorías elásticas, basados en la determinación de un “espesor equivalente”, permitía aportar un mayor conocimiento sobre la incidencia de las características resistentes de las capas que componen el sistema balasto-plataforma. Palmer y Barber (1940) introdujeron una metodología para obtener la rigidez equivalente para un sistema bi-capa, en el que interviene el espesor de la capa superior y los módulos de deformación de las capas. La expresión par obtener la rigidez del conjunto tiene la siguiente forma:

$$\frac{E_2}{E_{eq}} = \frac{E_2}{E_1} + \frac{\left(1 - \frac{E_2}{E_1}\right)}{\left[1 + \frac{h^2}{a^2} \cdot \left(\frac{E_1}{E_2}\right)^{\frac{2}{3}}\right]^{\frac{1}{2}}} \quad (5.2)$$

Donde,

- E_{eq} : módulo de deformación equivalente;
- a : radio equivalente del área circular bajo carga;
- h : espesor de la capa superior;
- E_1 : módulo de deformación de la capa 1 (balasto);

E_2 : módulo de deformación de la capa 2 (plataforma);

Para un sistema tri-capa, Thenn y Borrows (1966) propusieron el empleo de la formula anterior, sustituyendo las dos capas superiores por una capa equivalente de espesor ($h_1 + h_2$) cuyo módulo de deformación equivalente se obtiene de la siguiente relación:

$$E_{eq} = \left(\frac{h_1 \cdot \sqrt[3]{E_1} + h_2 \cdot \sqrt[3]{E_2}}{h_1 + h_2} \right)^3 \quad (5.3)$$

Donde,

E_e : módulo de deformación equivalente de las dos capas superiores;

h_1 : espesor de la capa superior;

h_2 : espesor de la capa intermedia;

E_1 : módulo de deformación de la capa superior;

E_2 : módulo de deformación de la capa intermedia;

Odemark (1949) proponía a su vez una metodología basada en un procedimiento iterativo para obtener la rigidez equivalente de un sistema bi o tri-capa. La complicada formulación fue descrita en detalle por Ueshita y Meyerhof (1967):

$$\frac{E_3}{E_{eq}} = \left[\frac{1 + N_2^2 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2}{1 + N_3^2 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2} \right]^{\frac{1}{2}} + \frac{E_3}{E_2} \cdot \left[1 - \frac{1 + N_2^2 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2}{1 + N_3^2 \cdot \left(\frac{h}{a}\right)^2} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (5.5)$$

en que las expresiones para los coeficientes N_2 , N'_2 y N_3 dependen a su vez de la relación

$\frac{E_3}{E_{eq}}$, concretamente:

$$N_2 = 0,9 \cdot \frac{h_1}{h} \cdot \left(\frac{E_3}{E_1} \cdot \frac{E_3}{E_{eq}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (5.5a)$$

$$N'_2 = 0,9 \cdot \frac{h_1}{h} \cdot \left(\frac{E_3}{E_1} \cdot \frac{E_3}{E_{eq}} \right)^{\frac{1}{3}} + 0,9 \cdot \frac{h_2}{h} \quad (5.5b)$$

$$N'_2 = 0,9 \cdot \frac{h_1}{h} \cdot \left(\frac{E_3}{E_1} \cdot \frac{E_3}{E_{eq}} \right)^{\frac{1}{3}} + 0,9 \cdot \frac{h_2}{h} \cdot \left(\frac{E_2}{E_3} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (5.5c)$$

Donde,

E_e : módulo de deformación equivalente de las dos capas superiores;

$h = h_1 + h_2$

h_1 : espesor de la capa superior;

h_2 : espesor de la capa intermedia;

a : radio equivalente del área circular bajo carga;

E_1 : módulo de deformación de la capa superior;

E_2 : módulo de deformación de la capa intermedia;

E_3 : módulo de deformación de la capa inferior;

Al igualar E_1 y h_1 a cero, la misma ecuación puede aplicarse para un sistema bi-capa. Para este caso, Odemark (1949) propuso el empleo de un ábaco que permite determinar de forma más sencilla la rigidez equivalente del sistema bi-capa. Conociendo el espesor de la capa superior y el cociente entre los dos módulos de deformación de capa, se deduce el parámetro F (del ábaco mencionado) mediante el cual se obtiene el asiento producido por una presión uniforme a a través de la formulación:

$$y = \frac{1,5 \cdot a \cdot \sigma}{E_2} \cdot F \quad (5.6)$$

Donde,

y : asiento producido en el centro de un área circular;

σ : presión uniforme aplicada al área circular;

E_2 : módulo de deformación de la capa inferior

Rafirou (1970) propuso la siguiente relación para determinar el módulo de elasticidad equivalente de un sistema bicapa:

$$\frac{E_{eq}}{E_2} = 2 \cdot \sqrt{\alpha \cdot \frac{E_1}{E_2} \cdot \left(\frac{h}{2 \cdot a} \right)^3} \quad (5.7)$$

Con
$$\alpha = 1 + 3 \sqrt{\frac{E_1}{E_2} \cdot \frac{h}{2 \cdot a}} \quad (5.7a)$$

Donde,

- E_{eq} : módulo de deformación equivalente del sistema bicapa;
- h : espesor de la capa superior;
- a : radio equivalente del área circular bajo carga;
- E_1 : módulo de deformación de la capa superior;
- E_2 : módulo de deformación de la capa inferior.

A su vez los ferrocarriles Checos (CSK) consideran la siguiente formulación, también para el caso de un sistema bi-capa (Kresta, 2002):

$$E_{en} = \frac{E_n}{n^{2,5} \cdot \left[1 - \frac{2}{\pi} \cdot \left(1 - \frac{1}{n^{3,5}} \right) \cdot \text{arctg} \frac{h_n \cdot n}{D} \right]} \quad (5.8)$$

con,

$$n = 2,5 \sqrt[3]{\frac{E_n}{E_{n-1}}} \quad (5.8a)$$

Donde,

- E_{en} : módulo de deformación equivalente del sistema bicapa;
- h_n : espesor de la capa superior;
- a : radio equivalente del área circular bajo carga;
- E_n : módulo de deformación de la capa superior;
- E_{n-1} : módulo de deformación de la capa inferior.

Por último Eisenmann (1974), basándose en los trabajos de Kirk (1964), estableció la siguiente expresión para la rigidez vertical de una vía, en el supuesto de contar con tres estratos (balasto, grava y plataforma):

$$C_{eq} = E_3 \cdot \left\{ (h_1^*)^2 \cdot \left[\frac{1}{h^*} - \frac{h_2}{h_2^*} \cdot \left(\frac{1}{h^*} - \frac{1}{h_1^*} \right) \right] \right\}^{-1} \quad (5.9)$$

Siendo:

- C_{eq} = coeficiente de balasto equivalente;
- E_3 = módulo de deformación de la plataforma;
- $h^* = h_1 + h_2^*$, con h_1 igual al espesor de balasto;

$$h_1^* = n \cdot h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_1}{E_3}} \text{ , con } E_1 \text{ igual al módulo de deformación del balasto;}$$

$h_2^* = n \cdot h_2 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}}$, con h_2 igual al espesor de la capa de grava y E_2 , su modulo de deformación.

$n \approx 0,83$ a $0,86$ según los materiales empleados como sub-balasto.

5.1.3.2. Modelos basadas en la teoría de los sistemas elásticos multicapas

A partir de la década de los 70 y 80 se desarrollaron modelos específicos para evaluar los esfuerzos en la totalidad de la estructura ferroviaria, basados en la resolución numérica de las ecuaciones diferenciales de cuarta orden de los sistemas elásticos multicapas. En esta metodología, las capas son consideradas como infinitas en el plano horizontal y homogéneas, siendo la plataforma asimilada en general como un semi-espacio indefinido.

En el ámbito específicamente ferroviario, merece destaque el programa GEOTRACK desarrollado en la Universidad de Massachussets bajo la dirección de Selig (1994), que permitió al autor efectuar numerosos estudios paramétricos en las décadas de los 80 y 90, siendo a su vez empleado en ocasiones para el diseño estructural de la vía, como es el caso del nuevo enlace ferroviario actualmente en construcción entre Londres y el Túnel de la Mancha (O’Riordan, 2001). Presentado por Chang, Adegoke y Selig en 1980, el GEOTRACK consiste en un modelo tridimensional proveniente del perfeccionamiento del original MULTA desarrollado por Kennedy y Prause en 1978. El modelo considera el carril como una viga elástica soportada por traviesas, modelizadas también como vigas elásticas que se apoyan en 10 puntos equidistantes: las reacciones se transmiten al balasto mediante áreas circulares con presión uniforme cuyo tamaño está relacionado con la propia dimensión de la traviesa. (fig.5.5).

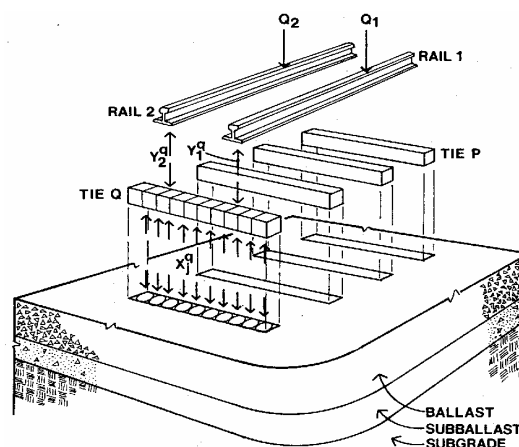


Fig.5.5: Configuración de la vía considerada en el programa GEOTRACK.
Fuente: Chang et al. (1980)

El sistema de aplicación de cargas al carril prevé la consideración del efecto de pares de ejes contiguos. Los materiales de las diferentes capas se consideran como elástico lineales o bien como no-lineales: en este caso el módulo resiliente de la capa granular (E_R) se obtiene mediante un conocido proceso iterativo función de la suma de las tensiones principales actuantes (θ), matemáticamente:

$$E_R = K_1 \cdot \theta^{K_2} \quad (5.10)$$

con,

$$\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \gamma \cdot z \cdot (1 + 2K_0) \quad (5.10a)$$

Donde,

E_R : módulo resiliente, kN/m^2

θ : invariante tensional

K_1, K_2 : constantes experimentales (K_1 en kN/m^2 ; K_2 adimensional)

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: tensiones principales, kN/m^2

γ : peso unitario, kN/m^3 ;

K_0 : coeficiente de presión del suelo.

Otro programa con características similares y para una aplicación al caso específico de una estructura de vía férrea (KENTRACK) ha sido desarrollado en la Universidad de Kentucky por Huang et al. (1984), a partir de una adaptación del programa KENLAYER para carreteras (fig.5.6). Este programa incluye un modelo de elementos finitos para las traviesas y permite la consideración de varias cargas verticales.

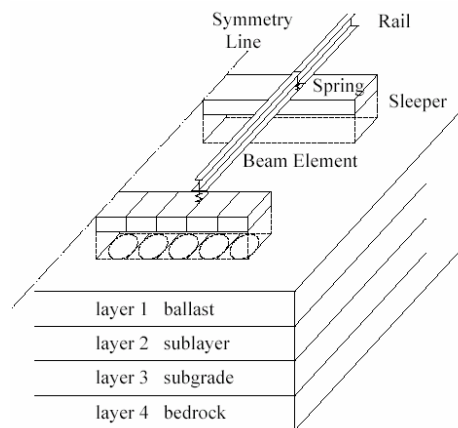


Fig.5.6: Esquema del modelo de vía considerado en el programa KENTRACK. Fuente: Rose et al. (2003)

Los resultados obtenidos por estos modelos analíticos concuerdan según los autores satisfactoriamente con ensayos realizados en el TTCI –Transport Technology Center en Pueblo, sobre diferentes tipos de vía considerando propiedades de los materiales medidas in

situ y en ensayos triaxiales. Como las soluciones de Burmister obligan a que las propiedades de los materiales sean constantes en toda la capa, estas son calculadas según una media ponderada longitudinal y transversalmente de las tensiones obtenidas en el nivel medio de las mismas, lo cual constituye una limitación (para contornear esa limitación algunas sub-rutinas incluyen la sub-división de cada estrato en múltiples capas ficticias).

En cuanto a las propiedades de los materiales a considerar para las capas granulares y en concreto para la capa de balasto, cabe señalar que si bien en el caso de una vía recién establecida es aconsejable adoptar un comportamiento no-lineal, ya en el caso de una vía consolidada resulta más razonable considerar un comportamiento lineal (Rose et al, 2003), o sea considerar la constante K_2 de la formulación (5.10) igual a 0.

5.1.3.3. Cálculo de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma

A continuación se analizan los resultados, en términos de coeficiente de rigidez del sistema balasto-plataforma, a que conducen las diferentes formulaciones basadas en resultados de la teoría de los sistemas elásticos, para diferentes configuraciones de vía.

El coeficiente de rigidez equivalente del sistema balasto-plataforma (k_{bp}) puede deducirse asumiendo un área circular de apoyo equivalente al área de apoyo de una traviesa (en este caso la B70 Alemana) a partir de la conocida relación entre el módulo de deformación equivalente (E_{eq}) y la deformación resultante en un ensayo de placa de carga, obteniendo:

$$k_{bp} = \frac{E_{eq} \cdot \pi \cdot a}{1,5} \quad (5.11)$$

Donde,

k_{bp} : rigidez vertical equivalente del conjunto balasto-plataforma;

E_{eq} : módulo de deformación equivalente del sistema;

a: radio equivalente del área circular bajo carga

El radio equivalente (a) será de 0,3012m, el cual corresponde a un área de apoyo de 0,285 m², valor asociado en la literatura alemana al área de apoyo de la traviesa B70.

A su vez se contrastarán los resultados obtenidos con los resultantes del empleo de un programa analítico (KENLAYER) basado en la resolución numérica de las ecuaciones de los sistemas elásticos multicapas: aún cuando el ámbito de aplicación de este programa es el de carreteras, es perfectamente adecuado para definir el asiento de una placa circular flexible y consecuentemente contrastar con los datos de rigidez equivalente del sistema de apoyo obtenidos mediante las formulaciones aproximadas anteriores.

En este modelo, cada capa actúa como un medio elástico lineal (con posibilidad de considerar una elasticidad no-lineal), homogéneo, isótropo, continuo, infinitas en el plano horizontal y de espesor constante, excepto la plataforma de espesor asimilado como infinito. A su vez cada capa se apoya de forma continua pudiendo existir una adherencia total o nula. Para el presente análisis, cuyo objetivo es evaluar la bondad de las ecuaciones aproximadas expuestas con anterioridad, se considera un modelo elástico lineal, bi o tri-capa con adherencia total. El parámetro de control será la deflexión máxima en el centro de un área circular cuyo radio equivalente es de 0,3012m tal como definido anteriormente.

En el caso de los sistemas bi-capa, habituales en las líneas convencionales, los resultados del coeficiente de rigidez vertical equivalente del sistema balasto-plataforma en función del espesor de balasto y del módulo de deformación de la plataforma se ilustran en la fig.5.7.

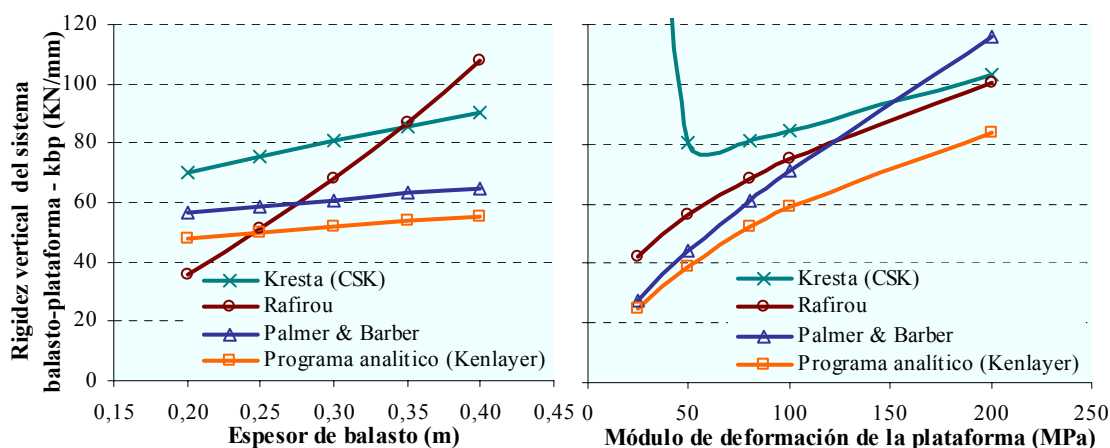


Fig.5.7: Rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, según el espesor de balasto (izq.) y la rigidez de la plataforma (der.) -sistema bi-capa-.

En el gráfico de la izquierda se representan los resultados para la evolución del coeficiente de rigidez equivalente del sistema balasto-plataforma según el espesor de la capa de balasto, considerando: una plataforma de buena calidad (suelo tipo QS3 con $E_p = 80$ MPa) y un módulo de elasticidad del balasto (E_b) de 150 MPa. En el gráfico de la derecha el coeficiente de rigidez vertical del sistema balasto-plataforma varía según el módulo de elasticidad de la plataforma, para una capa de balasto de 30cm de espesor y $E_b = 150$ MPa. De lo expuesto en las figuras se puede deducir que:

- Existe una razonable concordancia de la formulación de Palmer & Barber (1940) con los resultados del programa analítico;
- La formulación de Rafirou (1970) es demasiado sensible al incremento de espesor de la capa superior;
- La formulación de los Ferrocarriles Checos (CSK) solo es válida para una razón (E_b/E_p) inferior a 3;
- Para una plataforma de buena calidad, el espesor de balasto influencia muy tenuemente la magnitud del coeficiente de rigidez del sistema balasto-plataforma: en concreto pasar

de 25cm para 35cm supone un incremento de apenas 7% para una plataforma de buena calidad.

- La rigidez de la plataforma es el elemento más importante en la magnitud de la rigidez vertical global: pasar de una plataforma de mediana calidad (QS2 con $E_p=25$ MPa) para un suelo de buena calidad (QS3 con $E_p=80$ MPa) se traduce en un aumento superior al doble en la magnitud del coeficiente de rigidez vertical del sistema bi-capa.

En el caso de un sistema tricapa balasto-sub-balasto-plataforma, se comparan ahora los resultados del programa analítico con la formulación de Palmer y Barber (1940) con la corrección propuesta por Thenn y Borrows (1966) bien como con la formulación de Eisenmann (1974).

La fig.5.8 ilustra los resultados en cuanto a la incidencia del espesor de la capa superior de balasto, para una vía sobre plataforma de buena calidad (suelo tipo S3 con $E_p= 80$ MPa), con una capa intermedia de sub-balasto en grava ($E_{sb}=200$ MPa) de 25cm de espesor y un módulo de elasticidad del balasto (E_b) de 150 MPa. Tanto el programa analítico como la formulación de Thenn y Borrows (1966) evidencian una muy reducida incidencia del espesor de esa capa. Por otra parte, se puede concluir que la formulación propuesta por Eisenmann (1974) resulta inapropiada para evaluar el efecto del espesor de la capa superior.

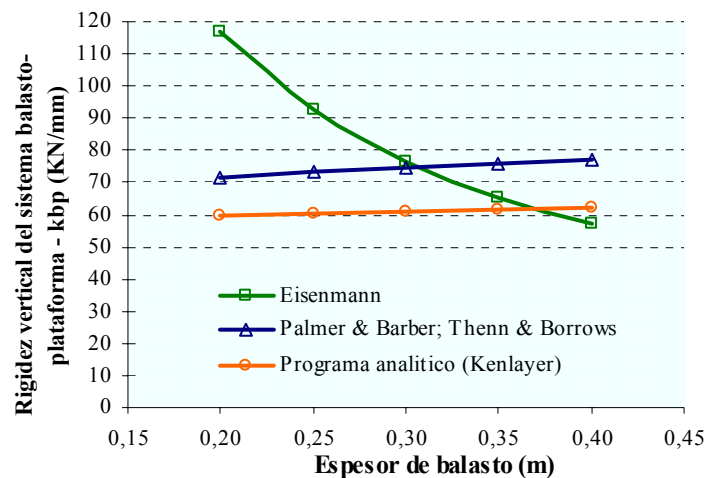


Fig.5.8: Análisis comparativo de la variación de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma según el espesor de la capa de balasto.

También para el caso de un sistema tri-capa, el módulo de deformación de la plataforma constituye el factor con mayor incidencia en la magnitud del coeficiente de rigidez global del sistema, incluso cuando la capa de 30 cm de sub-balasto es de elevada rigidez ($E_{sb}=200$ MPa), como es el caso del ejemplo de la fig.5.9 Conforme se observa, pasar de una plataforma con un suelo de mediana calidad (QS2 con $E_p=25$ Mpa) a una plataforma de buena calidad (QS3= con $E_p=80$ Mpa) supone un incremento superior a 70% en la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma.

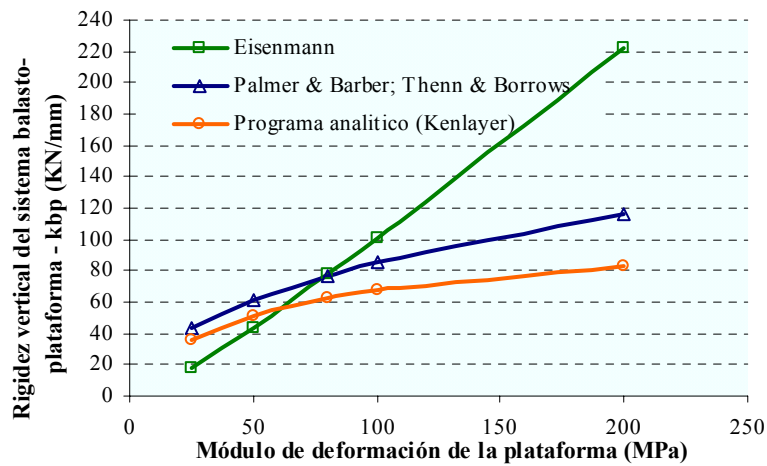


Fig.5.9: Análisis comparativo de la variación de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma según el módulo de deformación de la plataforma.

En cuanto a la capa de sub-balasto, la fig.5.10 ilustra la importancia de su módulo de deformación en la rigidez vertical conjunta, para un espesor fijo de balasto de 30cm y una plataforma de buena calidad (izq.) y mediana calidad (der.). Según se deduce de los resultados, la rigidez vertical conjunta es más sensible a un aumento del módulo de deformación del sub-balasto cuando la plataforma es más rígida.

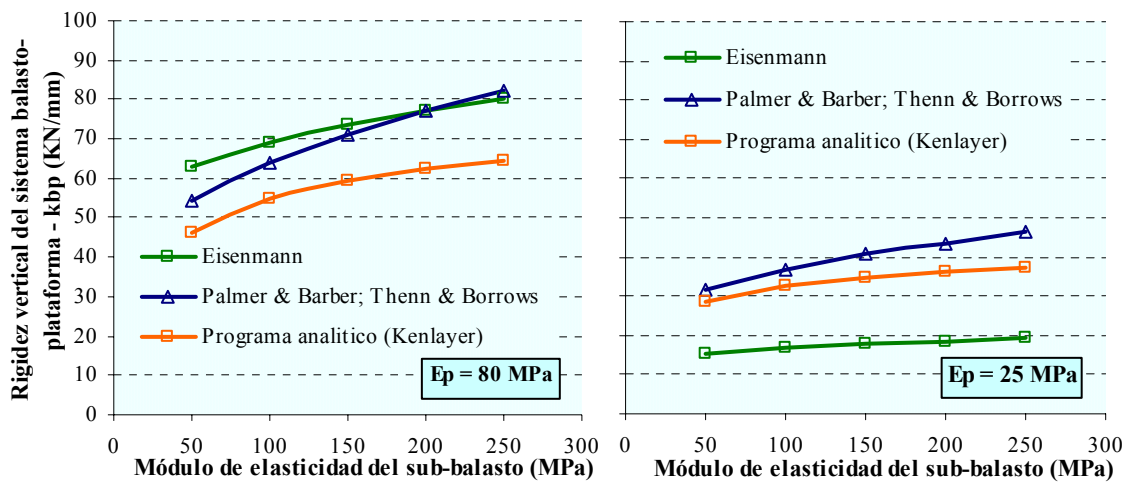


Fig.5.10: Análisis comparativo de la variación de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma según el módulo de elasticidad de la capa de sub-balasto.

Por último, en la fig.5.11 se ilustran los resultados en cuanto a la incidencia del espesor de la capa de sub-balasto cuando esta es de importante rigidez (grava con $E_{sb}=200\text{MPa}$), para un espesor fijo de balasto de 30cm y una plataforma de buena calidad (izq.) y mediana calidad (der.). Se evidencia una mayor sensibilidad al espesor de sub-balasto para plataformas más flexibles: pasar de 20cm a 40cm supone (en base a los resultados del programa analítico) un aumento de 20% en la rigidez vertical conjunta; mientras que para una plataforma con suelo tipo QS3 ese incremento se reduce a 8%.

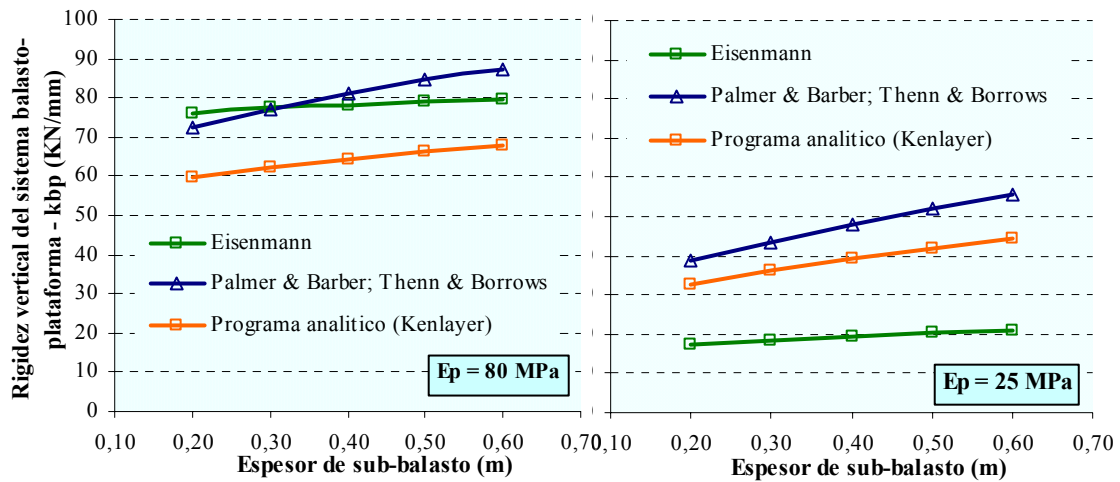


Fig.5.11: Análisis comparativo de la variación de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma según el espesor de la capa de sub-balasto.

Del análisis comparativo expuesto se puede deducir que:

- La formulación de Thenn y Borrows (1966) basada en la fórmula de Palmer y Barber (1940) presenta una mejor concordancia con los resultados del programa analítico, sobretodo en cuanto la sensibilidad a los diferentes parámetros estudiados: existen no obstante variaciones por veces muy significativas en cuanto al valor absoluto de la rigidez vertical global resultante;
- Para una vía sobre suelo de buena calidad (QS3), la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma parece situarse en el entorno de entre 50 y 70 kN/mm, para los espesores y las características de las capas granulares consideradas;

5.1.3.4. Síntesis

Hasta el presente, se trató de cuantificar la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma de forma aproximada mediante el empleo de las formulaciones derivadas de los resultados de la teoría de los sistemas elásticos multicapas, así como empleando un programa analítico. Si bien permiten trazar algunas consideraciones cualitativas, estos métodos no posibilitan una cuantificación suficientemente precisa de la rigidez vertical de una estructura de vía férrea. De hecho, los mismos corresponden al caso de una sola carga circular aplicada sobre una placa flexible: sin embargo, en realidad las cargas son transmitidas a la estructura de vía por traviesas cuyo funcionamiento estructural se aproxima al de una viga. Por otra parte, los esfuerzos que migran de las traviesas contiguas también afectan la respuesta de la estructura de apoyo del emparrillado de vía.

De este modo, para valorar la incidencia del diseño de las capas de asiento en la magnitud de la rigidez vertical de la vía, resulta más correcto analizar la vía como sistema conjunto, sin recurrir a la simplificación de la teoría de la rigidez equivalente de los apoyos elásticos.

A continuación se desarrollará un modelo por elementos finitos que permita obtener una aproximación más fiable a la magnitud de la rigidez vertical de una vía, cuando esta se encuentra ya consolidada.

5.2. Cuantificación teórica de la rigidez vertical de la vía


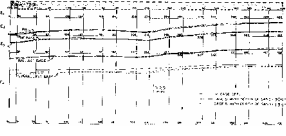
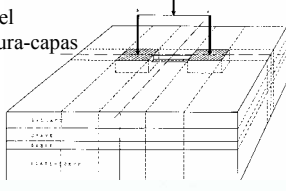
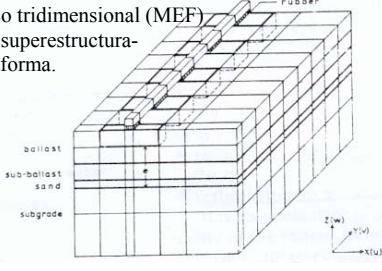
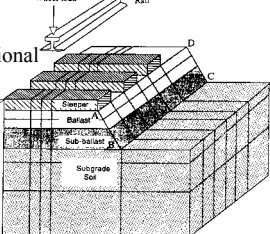
5.2.1. Aplicaciones del método de elementos finitos al ámbito ferroviario

El método de los elementos finitos (MEF) está basado en la división de un medio considerado continuo en un número finito de pequeños elementos cuyo comportamiento es más fácil de caracterizar. Cada elemento con un dado material es analizado de forma separada, siendo el conjunto de la deformación de la estructura obtenida con el reagrupamiento de los desplazamientos individuales de cada elemento.

La estructura de soporte se define como un medio continuo, consideración aceptable en el caso de la plataforma y las capas de sub-balasto, pero que se traduce en una gran simplificación en el caso del balasto: en efecto, el elevado tamaño de las partículas así como el carácter discontinuo de su granulometría aconsejan el empleo de modelos de elementos discretos (MED). Esta problemática fue abordada por algunos autores como Estradé i Panadès (1989) en el ámbito del comportamiento a rotura de las partículas o más recientemente por Cholet et al. (2002) en un análisis bi-dimensional del comportamiento deformacional de la capa de balasto. No obstante, la enorme complejidad de este análisis así como los importantes recursos necesarios, hacen que el desarrollo de un modelo de elementos discretos o mixto (MED-MEF) para el análisis de esfuerzos sobre la estructura de vías ferroviarias solo sea posible, incluso involucrando considerables recursos económicos, dentro de algunos años.

En el ámbito ferroviario, el MEF fue empleado en estudios paramétricos por autores como Robnett et al. (1976), López Pita (1976), Svec et al. (1976), Raymond et al. (1979), Sauvage y Larible (1982), Desai y Siriwardane (1982), Profillidis (1986) y Sahu et al. (1999), citando apenas algunos de los más relevantes. En concreto los estudios llevados a cabo en la E.N.P.C. (École Nationale des Ponts et Chaussées) en la década de los 80 con el programa ROSALIE (Profillidis, 1986) se integraron en los trabajos del comité D-117 de la ORE que validaron los resultados obtenidos con los alcanzados en extensas campañas de mediciones experimentales llevadas a cabo en Francia, Gran Bretaña y Austria. Estos resultados sirvieron de base a los ábacos de dimensionamiento de las estructuras de apoyo de la vía desarrollados por la UIC en el actual catálogo de secciones estructurales (Ficha UIC 719R, 1994).

En el cuadro 5.3 se resumen algunos de los estudios llevados a cabo con modelos por elementos finitos para analizar las repercusiones de parámetros de diseño en la resistencia vertical de la estructura de vía.

AUTORES	MODELO	PRINCIPALES CONCLUSIONES
<p>López Pita (1976) López Pita y Alonso (1980)</p>	<p>Modelización de la sección transversal del balasto -elasticidad plana- (MEF).</p> 	<p>La heterogeneidad transversal del balasto, debido a los procesos habituales de compactación, afecta la deformabilidad elástica de la vía.</p>
<p>Universidad de Illinois Robnett, Knuston, Tayabji y Thompson (1975-1977)</p>	<p>ILLITRACK – Programa que modeliza la vía según el plano longitudinal (viga continua soportada por muelles –traviesas- que asientan sobre una malla de elementos finitos rectangulares pseudo-planos que representan el sistema balasto-plataforma) y transversal (utiliza los resultados del modelo longitudinal como input -reacción máxima en la traviesa utilizada como carga-)</p>	<p>Ventajas de una buena plataforma y de una capa de sub-balasto compuesta por materiales estabilizados. Variaciones de rigidez vertical del sistema balasto-plataforma tiene menos preponderancia cuando la rigidez del emparrillado es elevada.</p>
<p>Svec, Raymond y Turcke (1976-1979)</p>	<p>Modelo tridimensional de la estructura de soporte de la vía</p> 	<p>Incidencia de varios ejes (con relación a una sola carga) aumenta con la disminución del módulo de deformación de la plataforma.</p>
<p>Sauvage y Larible (1982)</p>	<p>Modelización tridimensional del sistema mecánico superestructura-capas de asiento-plataforma.</p> 	<p>El coeficiente de rigidez de la capa de balasto varia poco en función del espesor de la(s) sub-cap(a)s Notable importancia del espesor de una capa de grava de gran rigidez en la rigidez vertical de la vía</p>
<p>Profillidis (1983-1987) -O.R.E.-</p>	<p>Modelo elasto-plástico tridimensional (MEF) del sistema mecánico superestructura-capas de asiento-plataforma.</p> 	<p>Solo 40% de la carga es soportada por la traviesa subyacente. Flexibilidad de la traviesa depende esencialmente de su naturaleza y de la calidad de la plataforma (influencia del diseño de las capas de asiento es secundaria). Validación de ley de comportamiento elasto-plástica con criterio de rotura de Drucker-Prager.</p>
<p>Sahu et al. (1999)</p>	<p>Modelo elástico lineal tridimensional (MEF) de la estructura de vía</p> 	<p>Influencia del espesor de sub-balasto en el módulo de vía puede ser relevante (hasta un 25%). Efecto del módulo de elasticidad del balasto y del sub-balasto es muy reducido (despreciable frente al efecto del módulo de la plataforma).</p>

Cuadro 5.3: Ejemplos de modelos de elementos finitos desarrollados por algunos autores.

En general, para el proyecto de plataformas y estructuras ferroviarias, se recomienda el empleo de modelos tridimensionales: en efecto la hipótesis de estado plano de deformaciones no resulta aceptable en virtud del carácter discreto del apoyo de las traviesas. En cuanto al tipo de análisis, los desarrollos en las dos últimas décadas sugieren

el empleo de modelos constitutivos de tipo elastoplástico: sin embargo la validez de los resultados así obtenidos dependerán en gran medida de la adecuación de la ley constitutiva escogida para describir el comportamiento del material, así como de la caracterización de los parámetros mediante ensayos de laboratorio (Desai, 1982; Profillidis, 1986). Por otra parte, cuando la estructura de vía se encuentra consolidada, predominan las deformaciones recuperables de la estructura de vía bajo cargas instantáneas: este hecho lleva autores como Selig y Waters (1994) a considerar adecuado el empleo de modelos lineales para predecir la respuesta dinámica de las vías, utilizando un módulo resiliente para caracterizar la rigidez elástica de la fundación y de las capas granulares (Sahu et al. 1999).

Así, en el ámbito de este estudio, que pretende reflexionar sobre la incidencia de las características mecánicas y espesores de los elementos constituyentes de la estructura de asiento en la magnitud de la rigidez vertical de la vía, o sea, en el asiento vertical del carril bajo una carga estática, se adoptará un modelo tridimensional elástico-lineal por elementos finitos. Se empleará como código de cálculo el COMET[®] (Cervera et al., 2000) y como pré y post-procesador el GID[®], ambos programas desarrollados en el Centro Internacional de Métodos Numéricos (CIMNE) de la Universidad Politécnica de Catalunya. Para la formulación general tridimensional en elasticidad lineal del MEF referirse a Oñate (1995).

5.2.2. Proceso de modelado

5.2.2.1. Sobre la generación de la malla

La modelización de la vía férrea por elementos finitos debe tener en cuenta las principales singularidades estructurales de la misma, estableciendo un compromiso entre la capacidad de cálculo disponible y la precisión aceptable en los resultados numéricos. En general una malla de elementos finitos debe construirse considerando los siguientes aspectos (Prat et al., 1995):

- Todas las simetrías compatibles con el problema mecánico deben ser empleadas (geometría, condiciones de contorno, solicitaciones) de forma a reducir el tamaño del sistema utilizado;
- El mallado debe ser suficientemente fino en las zonas más solicitadas, es decir, en las zonas donde se esperan las más pronunciadas variaciones de desplazamientos y tensiones;
- El tamaño de los elementos debe ser, dentro de lo posible, tal que la razón entre la mayor dimensión del elemento y la más pequeña dimensión sea próxima a la unidad: en este caso y principalmente en las zonas de fuertes gradientes, los hexaedros deben parecerse lo más posible a cubos, de forma a no introducir perturbaciones al cálculo numérico (la experiencia ha puesto de manifiesto que para obtener una solución correcta en desplazamientos, la razón máxima se sitúa en torno a 10, mientras que para una

- solución correcta en tensiones y deformaciones, la razón máxima no debe ser superior a 3);
- En las zonas menos solicitadas, se emplean generalmente elementos de dimensiones más importantes para alcanzar las fronteras exteriores del modelo: aún cuando no existe reglas precisas, se recomienda un aumento progresivo y regular lejos de las zonas sensibles;
 - Cabe tener presente la mayor dificultad de los modelos tridimensionales a la hora de refinar la malla en las zonas más solicitadas (en comparación con modelos bi-dimensionales), principalmente si se emplean elementos cuadráticos, dado que el tamaño de los sistemas matriciales aumenta de forma muy sustancial y puede rápidamente superar la capacidad de los ordenadores actuales.

En este caso se dividirá el proceso de modelado en tres parte:

- Primero, un análisis de la discretización efectuada en otros modelos tridimensionales de la estructura de la vía cuyos resultados han sido publicados y contrastados experimentalmente: las reflexiones derivadas de este análisis servirán para construir un primer modelo de referencia;
- En seguida se calibran los resultados relativos a esfuerzos en la estructura de apoyo (sistema balasto-capas de asiento-plataforma) con los obtenidos mediante el empleo de un programa analítico basado en los sistemas de multicapas elásticas: los resultados para diferentes configuraciones permitirán reflexionar sobre la validez de las condiciones de contorno y tamaño del dominio de análisis adoptado en el primer punto;
- Por último, se calibran los resultados del modelo adoptado para la globalidad de la estructura de la vía con los resultados que sirvieron de base a los ábacos de dimensionamiento de la U.I.C. (1994).

5.2.2.2. Tipo de elementos

La escoja del tipo de elemento es de gran importancia: cabe tener en cuenta que un mallado puede dar buenos resultados en desplazamientos y valores muy incorrectos en cuanto al campo de tensiones (situación que se debe al hecho de que, en términos de interpolación, las tensiones y deformaciones son de un orden inferior a los desplazamientos). El elemento tridimensional de referencia es el tetraedro de 4 nudos (pirámide de base triangular): las funciones de interpolación son lineales sobre el elemento y consecuentemente los esfuerzos y deformaciones son constantes. Otros elementos usuales son el hexaedro de 8 nudos o el pentaedro de 6 nudos: las funciones de interpolación son en este caso trilineales o trilineales en base incompleta. Por último, unos elementos de mayor precisión son los tetraedros de 10 nudos o hexaedros de 27 nudos, cuyas funciones de interpolación son cuadráticas, o bien el hexaedro de 20 nudos cuyas funciones de interpolación son cuadráticas incompletas. Para obtener una buena representación del campo de tensiones en la estructura de vía, se deben

descartar los elementos con función de interpolación lineal (tetraedro de 4 nudos) e si posible evitar los elementos con funciones de interpolación bilineales o trilineales. Los elementos cuadráticos son naturalmente los más adecuados, siendo el hexaedro de 20 nudos el elemento más aconsejado en el caso de una modelización tridimensional de estructuras de suelo: asociado a una integración reducida de (2x2x2 puntos de Gauss) conduce a resultados muy satisfactorios a coste de cálculo razonable, según especifican autores como Prat et al. (1995).

Sin embargo, en algunos casos no resulta posible adoptar este tipo de elementos cuando se pretende incorporar al modelo elementos particulares (como las superficies de contacto), dado que muchos programas de cálculo no tienen desarrollado esta compatibilidad: es el caso del código de cálculo adoptado en este estudio. Así, se desarrollaran mallas con elementos hexaédricos de 20 nudos (considerando adherencia total) y mallas (más densas) con hexaedros de 8 nudos y con elementos de contacto.

5.2.2.3. Discretización usual del dominio de análisis

En cuanto a la experiencia adquirida con relación a la construcción de modelos por elementos finitos de la estructura de la vía férrea, cabe en primer lugar señalar la concordancia con relación a las dimensiones y características del dominio de análisis, concretamente:

- Simetría: debido a la simetría supuesta para una vía en tramo rectilíneo, se modeliza apenas una cuarta parte de la estructura.
- Condiciones de contorno: en general se adoptan como condiciones habituales la restricción de los desplazamientos en el sentido perpendicular a los planos que definen el límite inferior, lateral y longitudinal del modelo, bien como, naturalmente, en los planos de simetría.
- Longitud del dominio: en cuanto al número de traviesas a considerar en el análisis se comprueba una convergencia de resultados a partir de 5 traviesas, hecho comprobado por la experiencia práctica que pone de relieve que a partir de la cuarta traviesa los esfuerzos recibidos por la misma son despreciables. Esta consideración supone una longitud de entre 2,5 a 2,7m para valores habituales de ancho y distancia entre traviesas.
- Ancho del dominio: en la dirección transversal de la vía, el ancho del dominio viene definido como la longitud de media traviesa -debido a la simetría- más la distancia considerada hasta el límite lateral: esta distancia es dependiente en teoría de la distancia vertical entre el punto de aplicación de la carga y el límite inferior, debiendo ser aproximadamente del mismo orden. Sin embargo algunos estudios han comprobado una buena concordancia de resultados a partir de una distancia equivalente a la longitud de una traviesa.
- Profundidad del dominio: esta viene definida por los espesores de las capas de asiento más el espesor a adoptar para la plataforma. Con relación a este último existen algunas

divergencias: en algunos estudios de la O.R.E. el espesor de la plataforma se situaría en cerca de 1,5m, mientras que en la recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias del Ministerio de Fomento (1999) se emplean espesor de 3m. Otros autores (Selig y Li, 1994) comprobaron que la incidencia del espesor considerado para la plataforma en la magnitud de la rigidez vertical de la estructura (o sea en los desplazamientos verticales) es notable principalmente hasta una profundidad de 5m.

- Travesía: se adopta en general una forma tipo paralelepípedo con dimensiones lo más próximas posibles de las reales: si la sección transversal es variable (caso de las monobloc por ejemplo) se modifica el módulo de elasticidad en algunas zonas de forma a conservar una idéntica rigidez a flexión.
- Placa de asiento: se adoptan usualmente dimensiones en planta correspondientes al ancho del patín del carril y al ancho de la travesía, mientras que el espesor y el módulo de elasticidad se establecen de manera a representar la rigidez vertical en la ‘zona de trabajo’ de este elemento.
- Carril: se modeliza habitualmente como un paralelepípedo cuyas características permitan representar el comportamiento a flexión del mismo: para tal se suele adoptar como ancho del elemento el ancho del patín del carril y la altura viene definida de tal forma que el momento de inercia respecto del eje de simetría horizontal resulte idéntico.
- Carga aplicada: carga quasi-estática vertical correspondiente a los esfuerzos dinámicos máximos transmitidos por la rueda del vehículo de referencia considerado.

Así, siguiendo las recomendaciones presentes en la bibliografía, un modelo habitual por elementos finitos tendrá la configuración expuesta en la fig.5.12 en cuanto a las características y dimensiones del dominio de análisis.

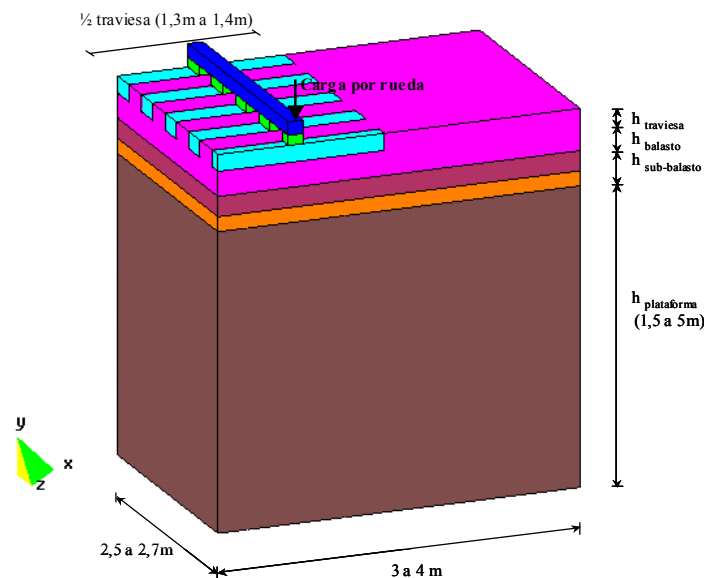


Fig.5.12.: Modelo convencional de la estructura de vía férrea por elementos finitos.

5.2.2.4. Calibrado de la estructura de asiento

Para reflexionar sobre la validez de adoptar dichos criterios en cuanto a las dimensiones y características del dominio de análisis, se compararán los resultados de la malla que define el conjunto balasto-plataforma con los resultantes de la aplicación de un modelo de multicapas elásticas (KENLAYER). Dado que este último considera la carga aplicada uniformemente distribuida en un área circular (cuyo radio equivalente considerado es de 0,3012m que corresponde a un área de apoyo de una traviesa por hilo de carril de 2850cm²), se considerará un área de apoyo equivalente en el modelo (privado del emparrillado de vía), aunque esta será definida por un cuadrado en virtud de poder emplear elementos hexaédricos.

La estructura de vía considerada corresponde a un caso corriente de estructura de apoyo de una vía de altas prestaciones, siendo idéntica a la considerada en el análisis comparativo del ítem 5.1.3.3, en concreto una capa de balasto con 30cm de espesor ($E_b=150$ MPa), una capa de sub-balasto de 30cm, y considerando diferentes tipos de plataforma: suelo rocoso ($E_p=3000$ MPa), buena calidad (suelo tipo QS3 con $E_p=80$ MPa) o mediana calidad (suelo tipo QS2 con $E_p=25$ MPa).

Los parámetros de control serán los desplazamientos verticales y las tensiones verticales en la superficie del sub-balasto y en la superficie de la plataforma, en la vertical del centro del área cargada (o sea el vértice del modelo debido a la simetría considerada).

Los cálculos efectuados para distintas dimensiones del dominio (ancho, largo y profundidad) se exponen en gráficos donde, en el eje de abscisas, se escaló la relación (M/A) que corresponde a la relación entre los resultados obtenidos mediante el modelo por elementos finitos (M) y los resultados del programa analítico (A). Este análisis se efectuó manteniendo un mismo tamaño y proporción de los elementos, bien como la misma razón de incremento progresivo del tamaño de los elementos a medida que se aproximan de los límites del dominio (aumentando así solamente el número de elementos en la vecindad de la frontera exterior). Los elementos empleados en esta fase fueron hexaedros de 20 nudos.

En la fig.5.13 se exponen los resultados relativos a la variación del ancho y la longitud del dominio: estas distancias son medidas desde el borde del área de aplicación de la carga. Se comprueba que estos parámetros no suponen prácticamente ninguna variación perceptible en términos de desplazamientos y tensiones verticales en los dos puntos de medida adoptados.

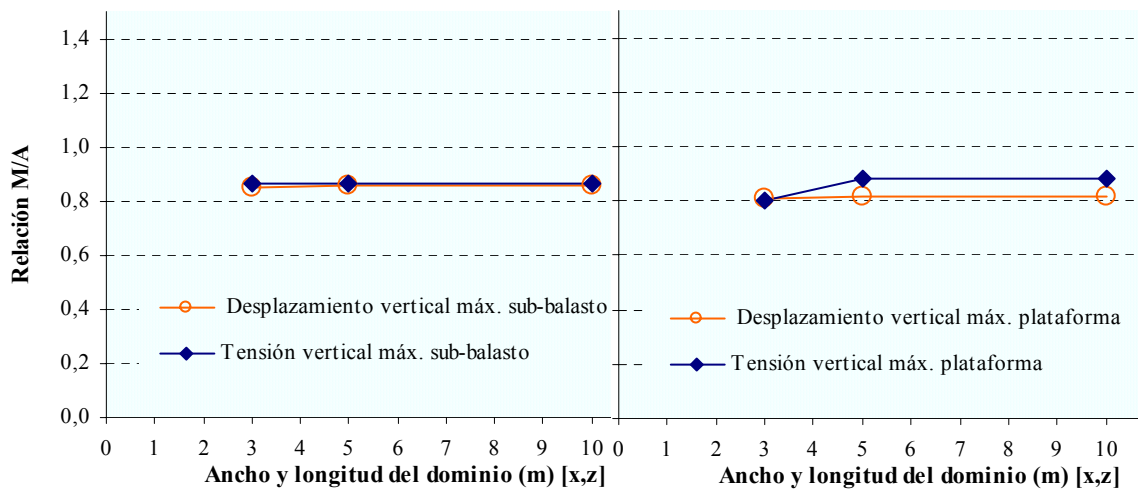


Fig.5.13: Comportamiento de los parámetros desplazamiento vertical máximo y tensión vertical máxima sobre el sub-balasto (izq.) y la plataforma(der.) al variar el ancho y longitud del dominio.

El espesor de plataforma considerado ha sido de 3m y el suelo de plataforma tipo QS3. A continuación se analiza la incidencia del espesor de la plataforma que define la frontera inferior del modelo (fig.5.14a y 5.14b): para ello se consideran diferentes tipos de suelo para evaluar también la sensibilidad a ese factor (espesor de la plataforma) de la capacidad portante de la misma.

Se concluye que en cuanto a tensiones verticales, se consigue un comportamiento estable de los resultados a partir de unos 5 metros de profundidad, mientras que los desplazamientos verticales se muestran más sensibles a la variación del espesor, tal como sería de esperar.

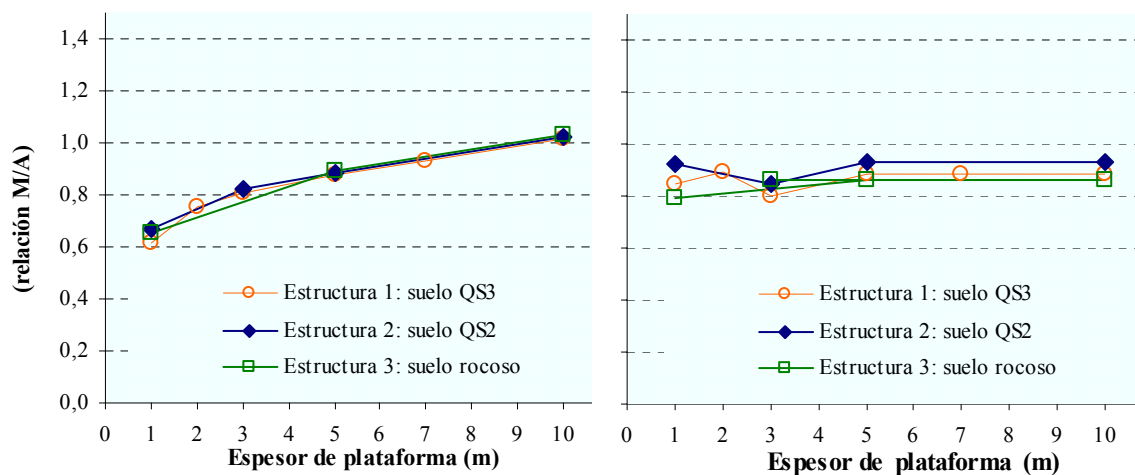


Fig.5.14a: Comportamiento de los parámetros desplazamiento vertical máximo (izq.) y tensión vertical máxima (der.) sobre la plataforma al variar el espesor de la plataforma.

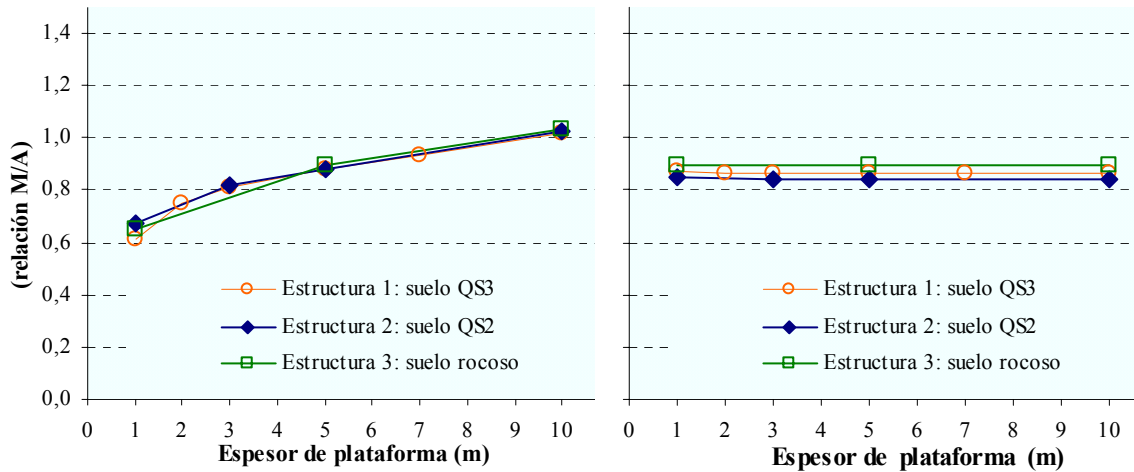


Fig.5.14b: Comportamiento de los parámetros desplazamiento vertical (izq.) y tensión vertical (der.) sobre el sub-balasto al variar el espesor de la plataforma.

Los valores precedentes se obtuvieron manteniendo los valores de ancho y longitud de dominio de referencia del orden de magnitud expuesto en la fig.5.12: en concreto una distancia de 2,5m desde el borde del área bajo carga al limite longitudinal (dirección z) y de 3,4m al limite lateral (dirección x). No obstante es conocida la relación entre la distancia en planta de la zona bajo carga a los limites laterales (ancho y longitud del dominio) y la distancia de la misma zona cargada al limite inferior, siendo aconsejable desde un punto de vista teórico que los mismos sean del mismo orden de magnitud. De este modo se llevaron a cabo cálculos en el que el espesor de la plataforma (dirección y), el ancho (dirección x) y la longitud (dirección z) se mantuvieron con magnitudes equivalentes. Los resultados obtenidos, expuestos en la fig.5.15 para el caso de una plataforma tipo QS3 evidencian una modesta sensibilidad de los desplazamientos y tensiones verticales a estos factores.

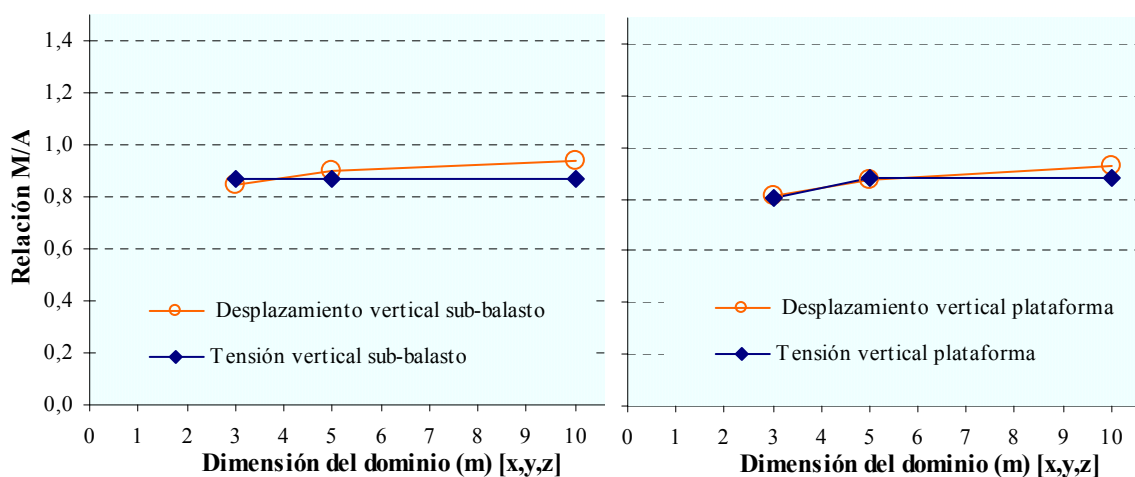


Fig.5.15: Comportamiento de los parámetros desplazamiento vertical y tensión vertical sobre el sub-balasto (izq) y la plataforma (der) al variar las dimensiones del dominio en las tres direcciones.

Se concluye entonces que a partir de unas dimensiones en planta del orden de 3m del ancho y longitud del dominio, es el espesor de la plataforma el factor que supone mayores

variaciones en los resultados obtenidos, principalmente en cuanto a desplazamientos se refiere: ya en el caso de las tensiones los valores habituales de 3m a 5m de espesor conducen a resultados satisfactorios. Así, se puede considerar como aceptable en cuanto al ancho y la longitud del dominio, los valores recomendados en la fig.5.12.

Hasta el presente, los resultados discutidos se llevaron a cabo considerando un numero fijo de elementos en la vecindad de la zona cargada y una distribución homogénea de los mismos hacia los límites del dominio, siendo mantenido siempre el mismo tipo de elementos (hexaedros de 20 nudos). Cabe ahora analizar la incidencia de la densidad de la malla en los resultados de este análisis. En la fig.5.16 se ilustra la evolución de los resultados a medida que aumenta el numero de elementos (o sea, a medida que se disminuye el tamaño de los elementos).

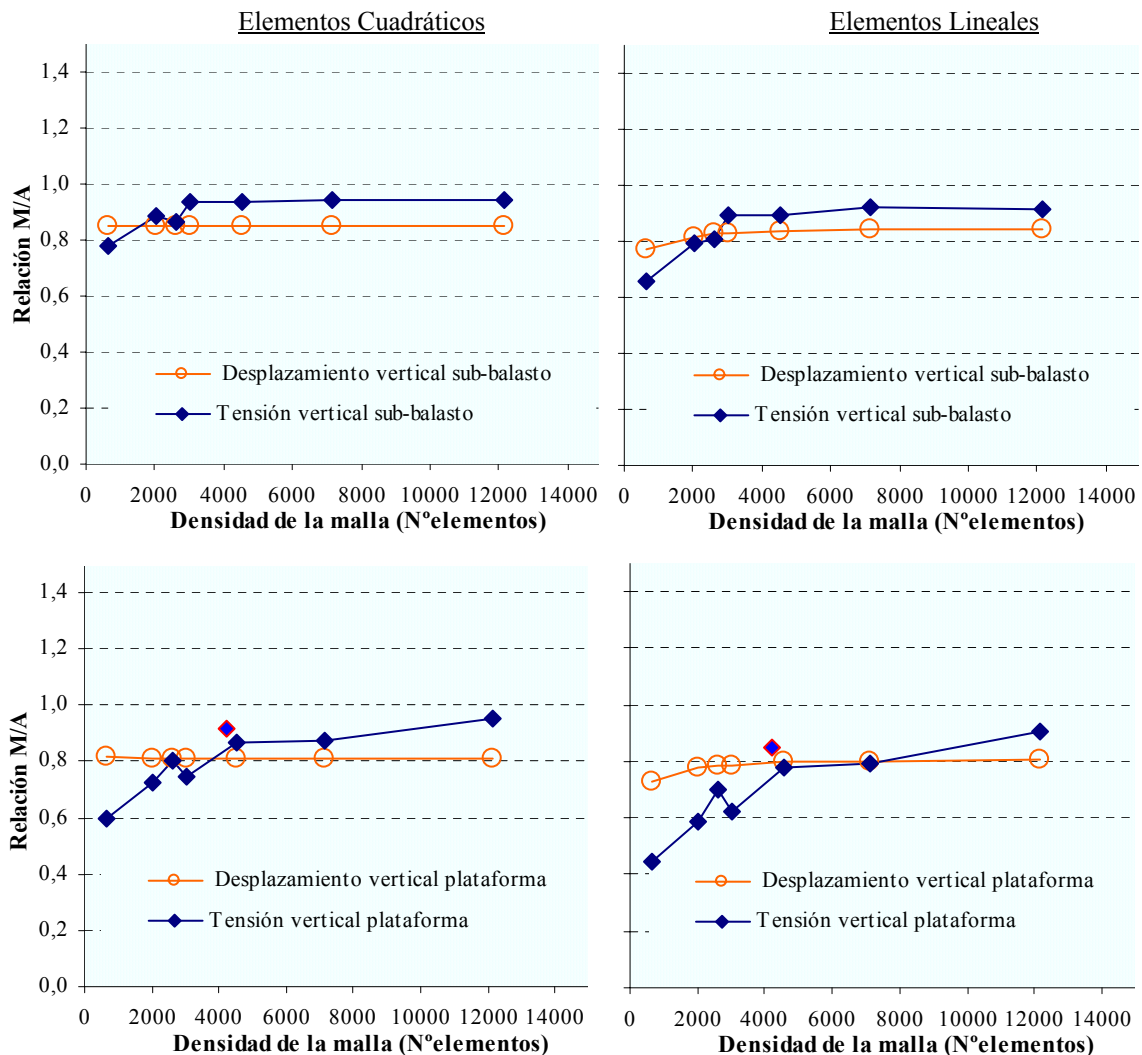


Fig.5.16: Comportamiento de los parámetros desplazamiento vertical y tensión vertical sobre el sub-balasto (sup.) y la plataforma (inf.) al variar la densidad de la malla.

Como dimensiones del dominio se adoptaron los valores de referencia, con 3m de profundidad de la plataforma -tipo QS3- (dirección y), 2,5m de longitud (dirección z) y 3,4m de ancho (dirección x): para estas condiciones el número de elementos del modelo empleado en los análisis efectuados hasta el momento era de aproximadamente 2500.

Conforme se observa en la referida figura, se obtiene un comportamiento muy estable para los desplazamientos verticales a partir de una malla de cerca de 2000 elementos, sea para los elementos cuadráticos o bien para los lineales: esta constatación pone de manifiesto el buen desempeño de estos elementos lineales para evaluar los desplazamientos sobre la estructura a partir de una malla suficientemente representativa.

Para el caso de las tensiones verticales, se observa como hasta el sub-balasto se obtiene un comportamiento regular a partir de los 3000 elementos, sin embargo en la superficie de la plataforma la solución no se estabiliza del todo. Este fenómeno tiene su explicación en el hecho de haber mantenido constantes las dimensiones del dominio pero sobretodo debido al reducido espesor de la plataforma considerado (3m). En efecto, manteniendo este ancho y longitud de dominio y aumentando para el espesor de plataforma para 5 metros se comprobó, para el caso de una estructura de vía completa, que los resultados de tensiones sobre las capas de asiento y plataforma se estabilizan perfectamente a partir de mallas en el entorno de los 3000 elementos. Por otra parte, se observa como los elementos lineales necesitan mallas considerablemente más densa para alcanzar valores similares (en cuanto a tensiones) a los obtenidos mediante elementos cuadráticos. A su vez, al contrario de lo ocurrido con los elementos cuadráticos al aumentar el espesor de la plataforma para 5 metros, no se obtiene una estabilización de la solución para tensiones verticales con los elementos lineales, por lo menos hasta los valores (número de elementos) considerados en este análisis.

Por último, se pone de relieve como la solución puede mejorarse sin aumentar sustancialmente el número de elementos (y su respectivo coste), mediante un modelado manual: la solución para tensiones, en el caso de elementos cuadráticos y lineales, se señala con un punto aislado en las gráficas inferiores de la fig.5.16.

Resumiendo, se puede establecer que, a nivel de esfuerzos sobre la estructura de asiento de la vía, se alcanza una razonable coherencia en los resultados para las siguientes consideraciones:

- Espesor de plataforma: a partir de 5 metros;
- Ancho y longitud de dominio: es aceptable adoptar los límites definidos en el modelo de referencia y acordes con las recomendaciones de otros estudios para el caso de la estructura global de la vía (ilustrado en la fig.5.12);
- Elementos y densidad de la malla: empleando elementos cuadráticos (hexaedros de 20 nudos) con una malla “ajustada” manualmente se obtiene una buena aproximación a

partir de un número de elementos del orden de 3.000 a 4.000 (el elevado número de elementos viene en parte subordinado por las condicionantes geométricas del emparrillado de vía que “encajará” posteriormente sobre esta estructura de apoyo). Los elementos lineales presentan una muy superior dificultad para alcanzar una estabilidad en los resultados, necesitan mallas considerablemente densas para alcanzar una estabilidad y obtener valores que se aproximen a los obtenidos mediante elementos cuadráticos.

5.2.3. Calibrado del modelo adoptado

Una vez calibrada la estructura de asiento se procede a la construcción del modelo global de la estructura de vía y a su respectivo calibrado con resultados de otros estudios contrastados experimentalmente, en concreto los de la O.R.E. que sirvieron de base a la elaboración de los catálogos estructurales de la U.I.C. (ficha 719R, 1994). En cuanto a la configuración del emparrillado de vía, el modelo sigue las sugerencias descritas con anterioridad, considerando carril UIC60 placa de asiento de rigidez vertical variable (adoptado el valor de 90 kN/mm para el calibrado) y traviesa monobloque de 2,6m espaciada 60cm. Las condiciones de contorno son:

- $u_x = 0$ en los planos límite de la malla perpendiculares al eje x ;
- $u_y = 0$ en el plano vertical inferior;
- $u_z = 0$ en los planos límite de la malla perpendiculares al eje z ;

En cuanto a la densidad de la malla y número de elementos se llevaron a cabo cálculos con mallas compuestas por 3000 a 6000 elementos, número elevado justificado por las condicionantes geométricas de la estructura y la importancia de disponer de un tamaño de elementos en la vecindad de la traviesa que correspondan como máximo a 10% de la dimensión de la misma.

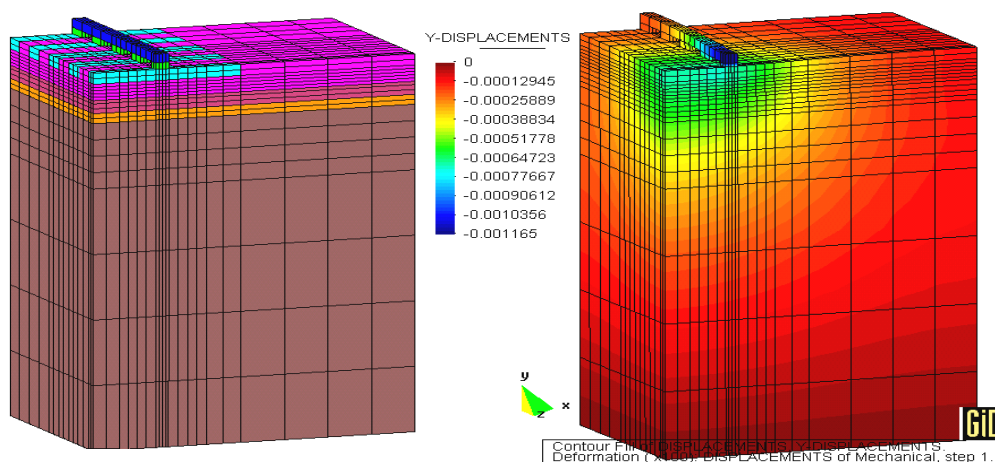


Fig.5.17: Malla de elementos finitos típica empleada en el análisis y ejemplo de resultados para desplazamientos verticales.

Para este análisis comparativo se optó finalmente por la malla expuesta en la fig.5.17, compuesta por 5688 elementos (25939 nodos en cuadrático; 6765 nodos en lineal): en la referida figura se expone también un ejemplo de resultados para desplazamientos verticales.

Con relación a los materiales de la estructura de apoyo de vía a emplear en este análisis, se considerarán los expuestos en el cuadro 5.4, cuyos valores fueron los adoptados por el estudio de la O.R.E. con el cual se comparan más adelante los resultados. Cabe señalar que corresponden a resultados obtenidos en ensayos con placa de carga y triaxiales: en concreto, en el caso de la plataforma, el módulo de elasticidad de los suelos QS1 a QS3 es del orden de magnitud del mínimo módulo E_{v2} (módulo obtenido en el segundo ciclo de un ensayo de placa de carga) obtenido en cada grupo de suelos.

MATERIAL	E (MPa)	ν
Balasto	130	0,2
Sub-balasto (grava)	200	0,3
Arena	100	0,3
Suelo rocoso	3000	0,2
Suelo de buena calidad (QS ₃)	80	0,3
Suelo de mediana calidad (QS ₂)	25	0,3
Suelo de mala calidad (QS1)	12,5	0,4

Cuadro 5.4: Características mecánicas consideradas para las capas de asiento.

La carga estática aplicada al modelo es de 98,1 kN (10t) equivalente a la empleada en el referido estudio de la O.R.E.

En la fig.5.18 se presentan los resultados en cuanto a desplazamientos verticales y tensiones verticales (en la vertical del punto de aplicación de la carga) obtenidos mediante el empleo de elementos lineales, de elementos lineales con superficie de contacto y de elementos cuadráticos, para una estructura de vía sobre una plataforma de buena calidad (suelo QS3) y un espesor total de capas granulares de 60 cm compuesto por 25cm de balasto, 20cm de grava y 15cm de arena. La profundidad 0,0 corresponde a la superficie de la capa de balasto.

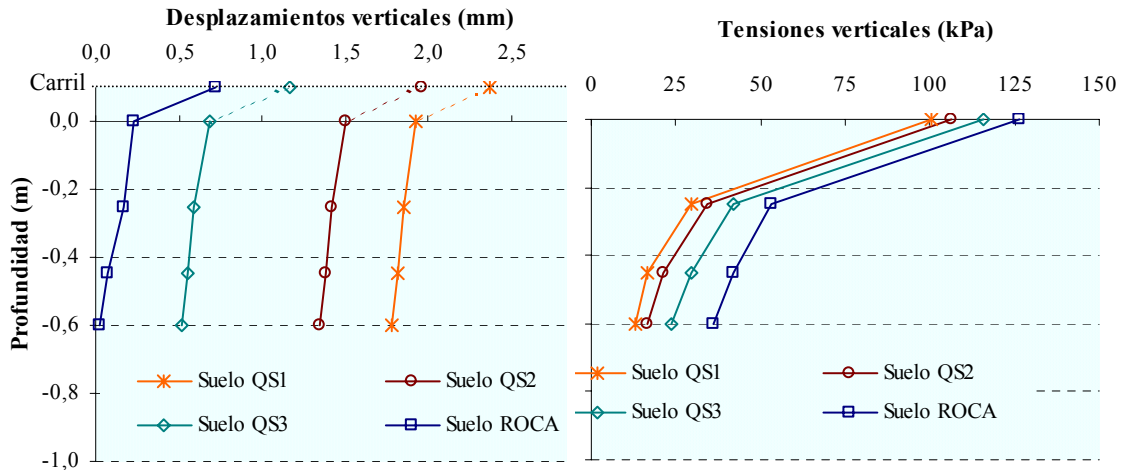


Fig.5.18: Resultados para desplazamientos verticales (izq.) y tensiones verticales (der.) según el tipo de elementos empleados.

El empleo de superficie de contacto permite obtener una mejor aproximación a la distribución de tensiones bajo traviesas, pero debido a la limitación del tipo de elemento asociado (hexaedro de 8 nudos) pierde precisión en profundidad. Por otra parte, los resultados a nivel de desplazamientos se alejan bastante de los obtenidos por otros modelos. Se trató de mejorar la malla de elementos lineales con sucesivos modelados: no obstante las mejoras son muy tenues siendo necesarios mallas exageradamente densas para obtener una aproximación razonable, lo cual a su vez incrementa muy considerablemente el tiempo de cálculo para el análisis no-lineal con superficies de contacto.

De este modo se optó por efectuar el análisis con la malla propuesta de elementos cuadráticos (hexaedros de 20 nodos), cuyos resultados son más coherentes y se aproximan más a los resultados obtenidos sea por métodos analíticos (ítem anterior) sea por métodos de elementos finitos como los de O.R.E., conforme se verá a continuación.

De forma a comparar los valores de este modelo con los relativos a la O.R.E. se efectuaron cálculos para las diferentes características de los suelos considerados en este estudio, manteniendo el valor medio de espesor de las capas granulares de 60cm. En la fig.5.19 se exponen los resultados de desplazamientos y tensiones verticales obtenidos para los diferentes tipos de suelo (en la vertical del carril).

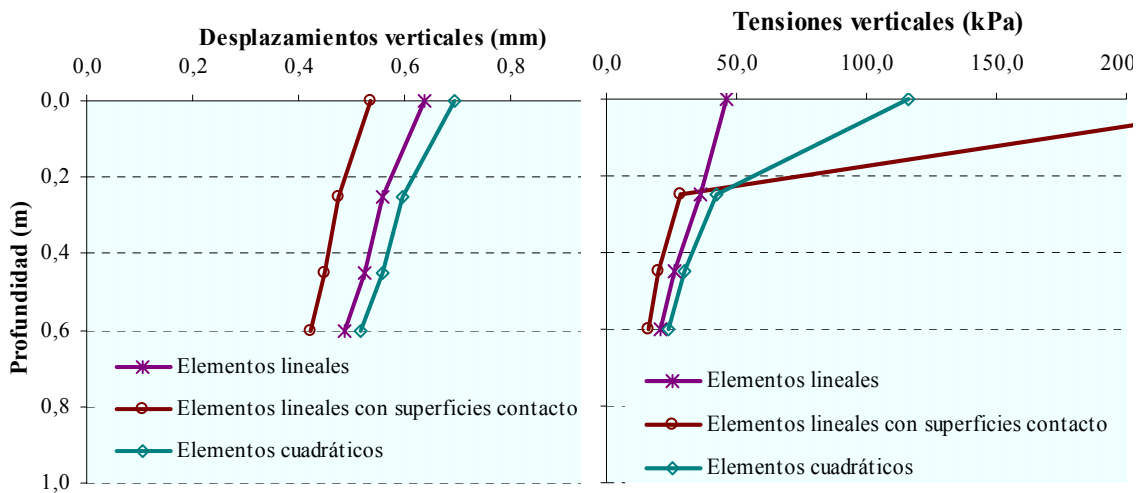


Fig.5.19: Resultados de desplazamientos verticales (izq.) y tensiones verticales (der.) según el tipo de suelo.

Se precisa también el asiento máximo del carril el cual permite deducir las magnitudes de rigidez vertical de la estructura de vía -para una placa de asiento de 90 kN/mm y un espesor de capas granulares de 60cm- (fig.5.20). En el caso concreto de un suelo QS3 los resultados obtenidos indican que la magnitud de la rigidez vertical de la vía es de 84 kN/mm, mientras que para un suelo rocoso es de 136 kN/mm .

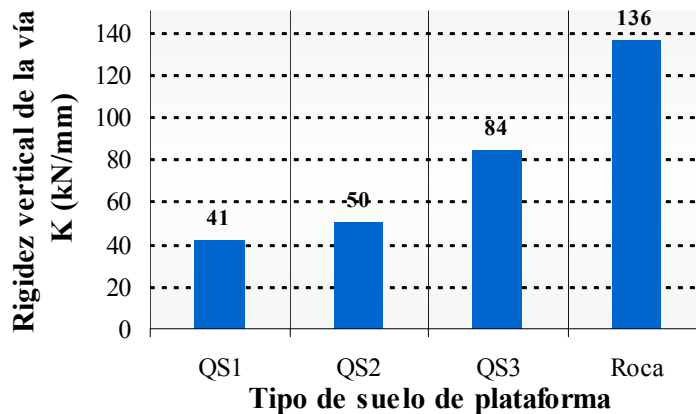


Fig.5.20: Rigidez vertical de la vía según el tipo de suelo.

Se deduce una muy buena concordancia de estos resultados con los publicados por el comité D-117 de la ORE para la misma estructura de vía: en concreto la O.R.E. señala que la rigidez vertical de la vía para el suelo QS3 se sitúa en torno a 80 kN/mm, mientras que para un suelo rocoso es de 140 kN/mm. A su vez la magnitud obtenida para el suelo QS3 se aproxima a los valores obtenidos experimentalmente ($K=81,5$ kN/mm) en la línea Paris-Lyon, cuya estructura de vía tiene precisamente características similares a las estudiadas en este ejemplo (aunque el tipo de traviesa es diferente).

La buena aproximación de los resultados del modelo adoptado con los obtenidos por el comité D-117 de la O.R.E., en cuanto a la rigidez vertical de la vía, se comprueba también para los otros tipos de suelos considerados y para diferentes espesores de las capas de asiento. Este hecho queda ilustrado en la fig.5.21 donde se exponen los gráficos desarrollados por este organismo para los catálogos de secciones estructurales la U.I.C. en los cuales se sobrepusieron las magnitudes encontradas en este análisis para suelos QS1, QS2, QS3 y ROCA.

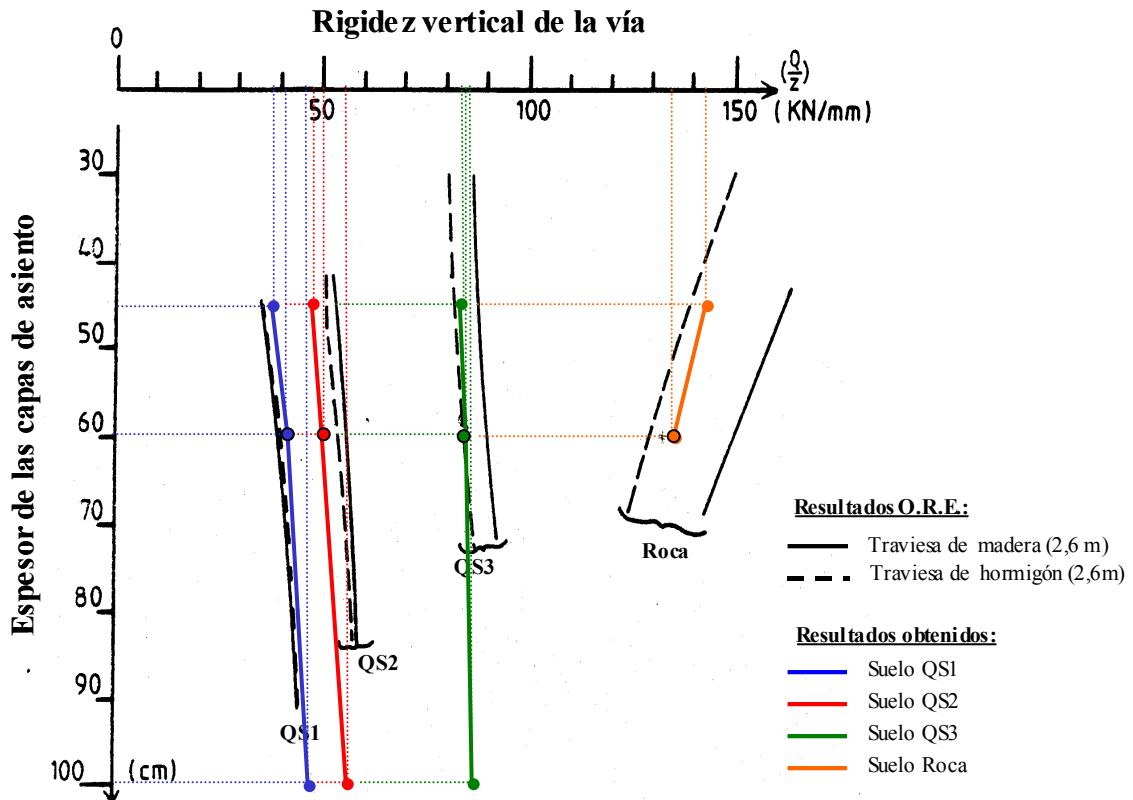


Fig.5.21: Resultados de la O.R.E. en cuanto a la rigidez vertical de la vía: comparación con los resultados obtenidos. Fuente: O.R.E. (1983)

El buen ajuste de los resultados del modelo de cálculo empleado con estos datos (a su vez calibrados experimentalmente) permite efectuar con razonable fiabilidad una estimación de la magnitud del parámetro rigidez vertical de la vía para distintas consideraciones estructurales.

5.2.4. Análisis paramétrico

Los diferentes estudios realizados hasta el momento sobre la incidencia del diseño estructural en la magnitud de la rigidez vertical de la vía, sea mediante métodos analíticos de multicapas elásticas o el método de los elementos finitos, han puesto de manifiesto que

el parámetro fundamental es la capacidad portante de la plataforma, seguida en mucho menor grado por los espesores de las capas de asiento, mientras que los módulos de elasticidad de los materiales de las capas de asiento tienen un efecto muy reducido. Sin embargo, los referidos estudios siempre consideran la elasticidad de la placa de asiento como un parámetro fijo.

El objetivo de este ítem es de cuantificar la incidencia específica de los principales parámetros de la estructura de apoyo balasto-plataforma en la magnitud de la rigidez vertical de la vía, teniendo en cuenta de forma explícita el papel de la elasticidad de la placa de asiento.

El ámbito del análisis es el de las estructuras habituales en líneas de Alta Velocidad, por lo que los parámetros a estudiar variarán dentro del umbral habitualmente considerado en ese tipo de líneas, adoptándose un emparrillado de vía de referencia constituido por carriles UIC60 sobre traviesas monobloc tipo B70 espaciadas de 0,60m.

5.2.4.1. Incidencia de las propiedades de las capas de asiento

Se comparan los resultados de rigidez vertical de la vía para diferentes propiedades resistentes de los materiales de las capas de asiento: el parámetro analizado es el módulo de elasticidad del material, mantenido invariable la magnitud del coeficiente de Poisson. En el cuadro 5.5 se exponen las diferentes estructuras analizadas.

CAPAS DE ASIENTO	MÓDULO DE ELASTICIDAD (MPa)			
	M1	M2 (ref.)	M2a	M3
Balasto (h = 25cm)	130	130	250	130
Sub-balasto (h = 20cm)	100	200	200	1000
Arena (h= 15 cm)	100	100	100	100

Cuadro 5.5: Módulos de elasticidad de las capas de asiento considerados en el análisis.

La estructura M1 corresponde a una magnitud del módulo de elasticidad del sub-balasto frecuentemente empleada en algunos estudios presentes en la bibliografía. La estructura M2 corresponde a los valores de referencia empleados a lo largo de este estudio. La estructura M2a supone una modificación en el módulo de elasticidad del balasto: la magnitud de 250MPa corresponde a los valores máximos obtenidos por Stewart et al. (1985) y Cai et al. (1994), aproximándose también del valor máximo del módulo resiliente del balasto publicado por Selig y Waters (1994). Por último, la estructura M3 corresponde al umbral mínimo considerado por algunos autores para el caso de un sub-balasto constituido por grava-cemento. A continuación se exponen los resultados relativos al incremento del

módulo de elasticidad de la capa de balasto (fig.5. 22), así como de la capa superior de sub-balasto (fig.5. 23), para el caso de una vía de referencia sobre un suelo QS3. Se observa una muy reducida incidencia de ese parámetro en la magnitud de la rigidez vertical de la vía en el caso de una vía sobre un suelo de suficiente capacidad portante.

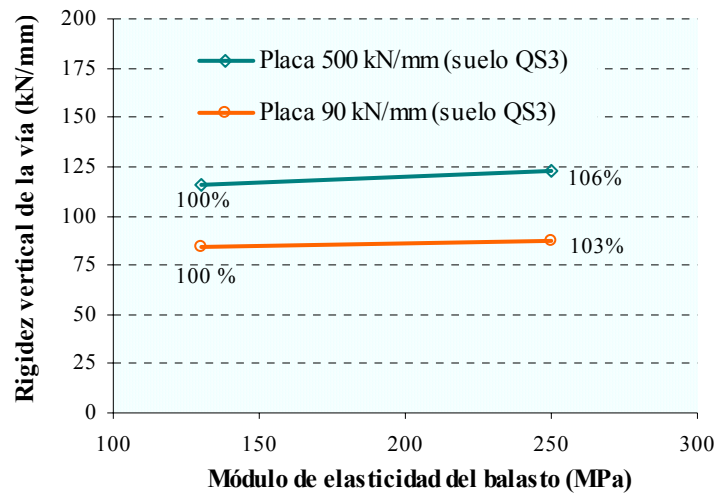


Fig.5.22: Influencia del módulo de elasticidad de la capa de balasto.

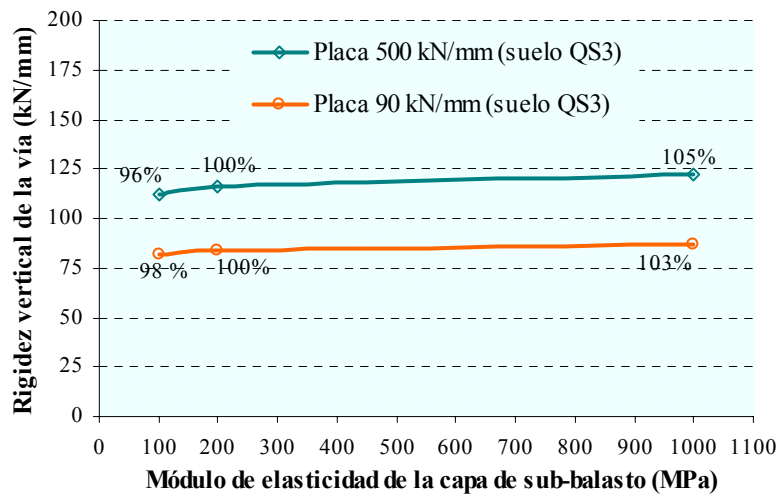


Fig.5.23: Influencia del módulo de elasticidad de la capa superior de sub-balasto (20cm).

5.2.4.2. Incidencia del espesor de las capas de asiento

Para analizar la incidencia de los espesores de las capas de asiento se comparan tres tipos de configuración expuestas en el cuadro 5.6, que corresponden respectivamente al umbral mínimo, medio y máximo de espesores habitualmente empleados en las diferentes líneas de Alta Velocidad Europeas. En concreto el valor mínimo corresponde al espesor estipulado por el catalogo de la U.I.C. en casos de plataformas de buena calidad. A su vez, la estructura de vía H3 con un espesor total de capas de asiento de 1,0m se aproxima a la concepción de vías de Alta Velocidad previstas en las Normas Alemanas que estipulan

estos espesores para plataformas de mediana a buena calidad. Por último, el nivel medio corresponde a la magnitud recomendada en general en las líneas de Alta Velocidad Francesas sobre plataformas de mediana a buena calidad. En cuanto a los módulos de deformación de los materiales que componen las capas de asiento (balasto + sub-balasto) se mantendrán las magnitudes estipuladas por la U.I.C. (cuadro 5.4).

CAPAS DE ASIENTO	H1 h = 45cm	H2 (ref.) h = 60cm	H3 h = 100cm
Balasto	25cm	25cm	30cm
Sub-balasto (grava)	20cm	20cm	40cm
Arena	--	15cm	30cm

Cuadro 5.6: Espesores de materiales considerados en el análisis

En la fig.5.24 se exponen los resultados para el caso de vías con placas de asiento elásticas de 90 kN/mm (vías Francesas) y rígidas de 500 kN/mm (primeras vías Alemanas).

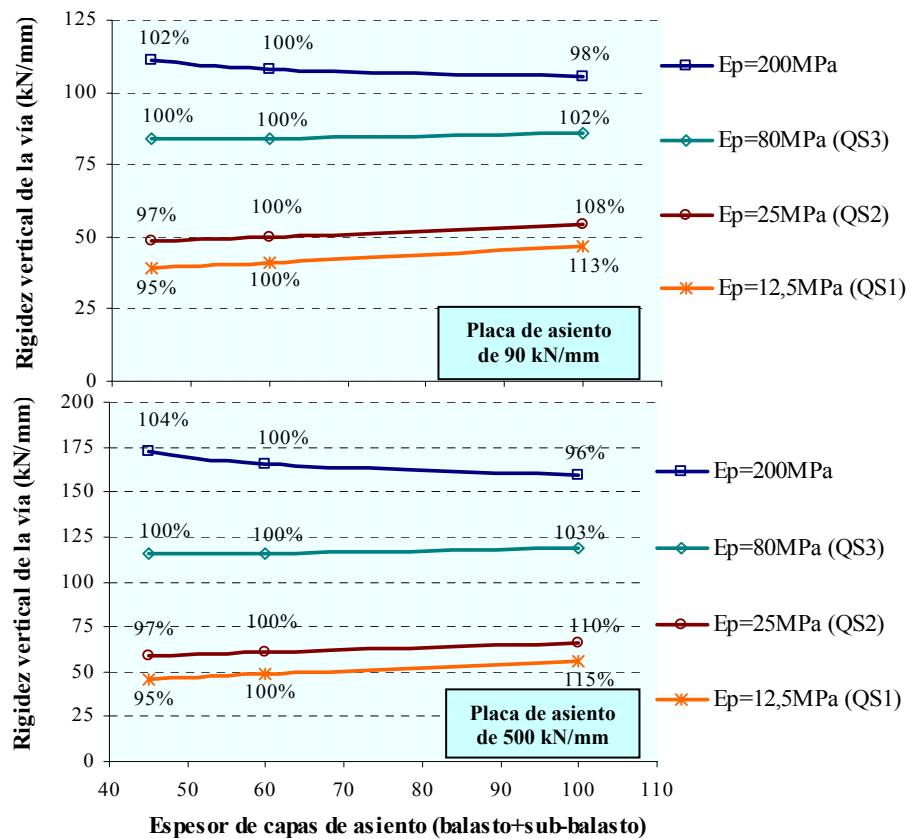


Fig.5.24: Influencia del espesor de las capas de asiento (balasto + sub-balasto) en la magnitud de la rigidez vertical de la vía.

Se comprueba que el espesor de las capas de asiento tiene una incidencia relevante en el caso de plataformas de mala capacidad portante: en este caso el diseño previsto en las

Normas Alemanas (estructura E3) se traduce en una rigidez vertical de la vía superior en aproximadamente 15% a la estructura E2 con un espesor total de 60cm y de 2de 15% en la rigidez vertical de la vía en comparación con el valor (en este último caso pasar de 45cm a 1,0m de espesor supone un aumento de cerca de 20%). Por otra parte, las variaciones relativas de rigidez vertical con los espesores de las capas de asiento son muy ligeramente influenciadas por la rigidez vertical de la placa de asiento considerada: una placa más flexible minimiza muy tenuemente esta incidencia.

5.2.4.3. Capacidad portante de la plataforma

La importancia de la capacidad portante de la plataforma en la rigidez vertical de la vía quedó ilustrada en la fig.5.20, donde se observa que, para un espesor fijo de las capas de asiento, la rigidez vertical global de una vía con una placa de asiento de 90kN/mm puede llegar a triplicar dependiendo de estar sobre una plataforma rocosa o muy blanda.

PARÁMETRO DEL SUELO	S1	S2	S3	S4	S5	S6
Módulo de Elasticidad (MPa)	12,5	25	80	200	500	3000
Coefficiente de Poisson	0,4	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2

Cuadro 5.7: Parámetros del suelo considerados en el análisis

Se cuantifica ahora el papel del módulo de elasticidad de la plataforma para un umbral de variación descrito en el cuadro 5.7, y comparando su incidencia para dos placas de asiento de distinta rigidez vertical (fig.5.25).

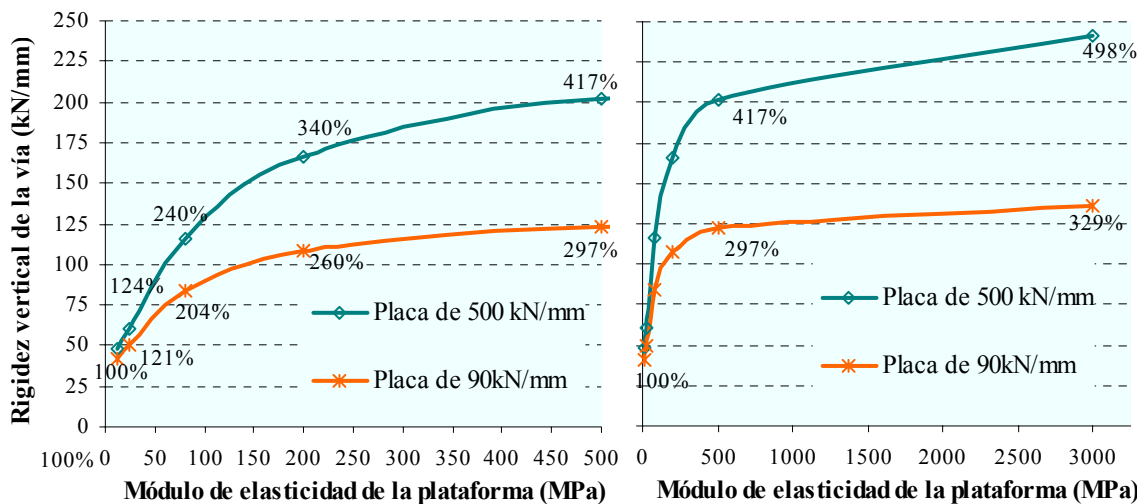


Fig.5.25: Influencia del módulo de elasticidad de la plataforma en la rigidez vertical.

Un análisis de la fig.5.25 permite dividir la incidencia del módulo de elasticidad de la plataforma en tres escalones:

- Una evolución muy pronunciada de la rigidez vertical hasta alcanzar valores correspondientes a un suelo tipo QS3 (80 MPa);
- Una evolución menos pronunciada entre valores de 80 MPa y 200 MPa;
- Una cierta estabilización a partir de magnitudes de 200MPa (principalmente para la placa de asiento más flexible)

El empleo de una placa de asiento flexible (en este caso de 90 kN/mm) permite que la rigidez vertical de la vía se mantenga por debajo de los 125 kN/mm independientemente de la capacidad portante del suelo (excepto en el caso de suelo rocoso donde alcanza los 136 kN/mm): esta observación es de suma importancia para lograr que, a lo largo de un trazado, la magnitud de rigidez vertical se mantenga en un entorno próximo al valor óptimo, conforme se discute a continuación.

5.3. Diseño para rigidez vertical óptima

5.3.1. Elasticidad óptima de la superestructura ferroviaria

Tal como se confirmó, la capacidad portante de la plataforma es el parámetro de la estructura de asiento con mayor incidencia en la rigidez vertical de la vía. Este hecho plantea una seria dificultad a la hora de diseñar la estructura de una vía férrea para una rigidez vertical óptima, dado que la misma transcurre por zonas con características geológicas muy diferenciadas y la plataforma es el elemento sobre el cual una intervención que “regule” su capacidad portante es más compleja y costosa.

En el caso de plataformas excesivamente blandas, el cumplimiento de los requisitos fundamentales de fiabilidad estructural ya prevé actuaciones para aumentar la rigidez vertical de la estructura de apoyo: en concreto la introducción de capas de asiento de mayor espesor, el empleo de materiales geo-sintéticos, de materiales tratados con ligantes hidráulicos e incluso la sustitución de una parte del material de la plataforma (saneamiento). Pero en el caso de plataformas excesivamente rígidas, pocas son las actuaciones posibles.

De este modo a partir de esa magnitud mínima es posible diseñar la estructura global de la vía que se traduzca en una magnitud de rigidez vertical óptima, determinando la elasticidad óptima de la placa de asiento del carril. Para ello se desarrolló el ábaco de la fig.5.26 que relaciona la rigidez vertical de la vía con la capacidad portante de la plataforma, para un amplio umbral de variación de la elasticidad de la placa de asiento.

Cabe destacar que el módulo de deformación de la plataforma mínimo absoluto en las líneas de alta velocidad (E_{v2} medido mediante ensayo de placa de carga) suele situarse entre 40 a 50 MPa, mientras que el valor habitual alcanza los 80MPa.

Así, un análisis de la fig.5.26 pone de relieve que para lograr una magnitud de rigidez vertical en el entorno de 70kN/mm a 80kN/mm para un valor habitual de E_{v2} de 80MPa, resulta necesario adoptar una elasticidad de la placa de asiento de **60kN/mm** (lo cual corrobora las conclusiones efectuadas en el ítem 5.1.2.2 en base a un coeficiente de rigidez vertical equivalente del sistema balasto-plataforma).

En el caso en el que el valor de módulo de deformación (E_{v2}) representativo se situará entre el mínimo (50MPa) y el habitual (80MPa), una placa de **90kN/mm** permitiría un mejor ajuste al valor óptimo.

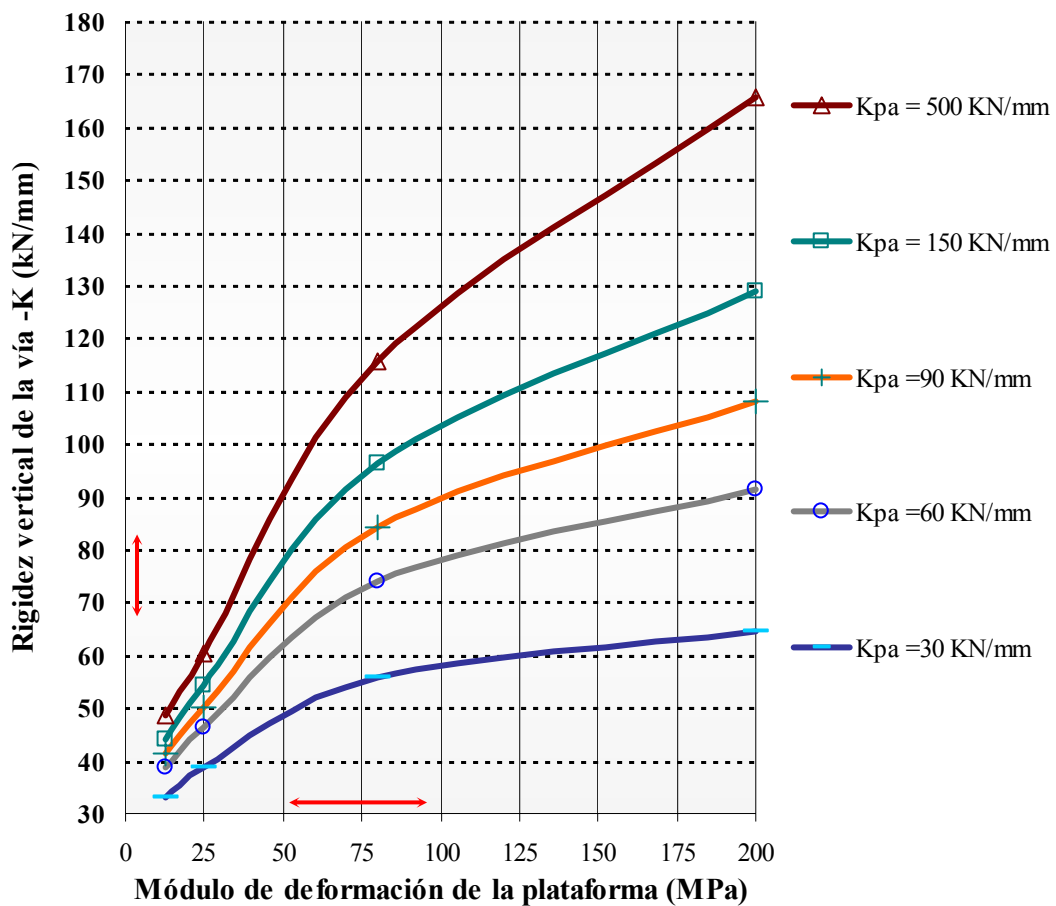


Fig.5.26: Rigidez vertical de la vía según la capacidad portante de la plataforma, para diferentes tipos de placa de asiento (espesor de capas de asiento de 60cm).

A su vez, una placa de asiento de **30kN/mm** sólo sería adecuada en caso de que el valor óptimo de la rigidez vertical de la vía determinado en el anterior capítulo se situara entorno a 50 a 60kN/mm, la cual correspondería a una situación de un reducido volumen de tráfico:

sería el caso por ejemplo de la línea Madrid-Sevilla. Pero en la hipótesis de una elevada densidad de tráfico, esta placa de asiento sólo se ajustaría al valor óptimo si se adopta el límite superior del criterio de evolución del deterioro ($\alpha=2$).

Por otra parte, se observa que el empleo de placas de asiento más rígidas, como de 150kN/mm o superiores, no permite en ningún caso una aproximación a cualquier de los posibles valores óptimos de la rigidez vertical discutidos en el anterior capítulo.

5.3.2. Sobre la variancia de la rigidez vertical de la vía

5.3.2.1. Dispersión de la capacidad portante y diseño óptimo de la superestructura

Se ha venido discutiendo la magnitud óptima de la rigidez vertical de la superestructura según la capacidad portante de la plataforma, considerando este parámetro como una constante, pero en realidad esta varía a lo largo de un trazado. Esas variaciones implican variaciones también en el parámetro ‘rigidez vertical de la vía’, aunque de forma más moderada cuanto mayor es la elasticidad de los elementos elásticos de la superestructura (fig.5.26).

Así, la rigidez vertical óptima definida en el capítulo 4 constituye un valor medio o representativo, al cual el proyectista debe tratar de aproximarse lo más posible. Una forma de lograr un ajuste casi perfecto consistiría en adoptar diferentes elasticidades de los elementos de la superestructura a medida que se incrementa la rigidez vertical del apoyo del balasto: sin embargo es sabido que este escenario “ideal” es muy difícil de implementar en la práctica, dado que:

- Las fluctuaciones de la capacidad portante de la plataforma son muy frecuentes y en ocasiones muy localizadas;
- Ello obligaría a múltiples variaciones de todo el sistema de sujeciones y/o del tipo de traviesa, según los respectivos ensayos realizados in-situ, lo que supondría:
 - Dificultades a la hora de establecer un diseño preliminar;
 - Un coste más elevado de los elementos del emparrillado de vía;
 - Dificultades de ejecución, en virtud de los métodos habitualmente empleados para el tendido de vía en continuo;
 - Por otra parte, cabrían efectuarse transiciones graduales entre una magnitud de elasticidad y otra.

De este modo, exceptuando el caso de obras de fábrica de importante longitud, la adopción de una solución específica para la configuración del emparrillado de vía según la capacidad portante del suelo de fundación no parece por el momento viable.

Por consiguiente, la problemática a la hora de diseñar la vía es la de definir la elasticidad de la superestructura, o más específicamente del emparrillado de vía, de tal modo que, contabilizando las diferentes magnitudes de capacidad portante a lo largo la vía y su respectiva longitud, la suma de costes totales sea el mínimo posible. Un análisis efectuado comprobó que al efectuar una media ponderada de la capacidad portante de la plataforma y con ello determinar la elasticidad óptima del emparrillado de vía (fig.5.26 o fig.5.4), se está logrando un coste total mínimo posible.

El porqué resulta adecuado emplear una media ponderada de la capacidad portante tiene la siguiente explicación:

- Para bajos valores de rigidez vertical óptima, resulta siempre necesario emplear una muy elevada elasticidad en el emparrillado de vía, lo cual resulta que, sea cual sea la desviación de la capacidad portante de la plataforma, esta tendrá muy poca relevancia en la rigidez vertical global de la vía;
- El error podría surgir si la rigidez vertical óptima de la vía estimada es elevada, dado que al adoptar una menor elasticidad en el emparrillado de vía, la rigidez vertical resultante en cada tramo es más sensible a la magnitud de la rigidez de la plataforma, pero:
 - La rigidez vertical óptima de la vía, independientemente de todas las situaciones eventualmente consideradas (ítem 4.5) se sitúa siempre en un máximo que difícilmente superará los 100 kN/mm, incluso considerando las situaciones más desfavorables evaluadas en el ítem 4.5.
 - Aún en ese valor o incluso superior, la elasticidad óptima resultante de la de la placa de asiento supone siempre que el mínimo y el máximo de rigidez vertical posibles se sitúa siempre en una zona de simetría (y aplanada) de la curva de costes totales, incluso cuando se verifica una desviación extrema de la rigidez de la plataforma.

Naturalmente, cuanto menor sea la dispersión en torno a la capacidad portante representativa de la infra-estructura, menores serán los costes totales. Por otra parte, cabe señalar que cuanto más elevada sea la rigidez vertical de la infra-estructura de la vía, mayor será la elasticidad “óptima” de la superestructura, y consecuentemente menores serán las dispersiones en la magnitud de la rigidez vertical global.

5.3.2.2. Valor máximo puntual de rigidez vertical

Cabe cuestionarse sobre si los razonamientos anteriores son válidos independientemente del grado de dispersión de la rigidez vertical de la vía resultante en los diferentes tramos, o sea, si existe alguna condicionante adicional en los casos en que, con la solución adoptada, resulten tramos con una muy reducida o muy elevada rigidez vertical de la vía.

Con relación a valor reducidos de rigidez vertical, a priori no existen problemas dado que la capacidad portante de la infra-estructura debe satisfacer unos criterios muy exigentes en líneas de alta velocidad.

Sin embargo, en el caso de los tramos en el que la plataforma es muy rígida podría surgir una limitación, dado que la metodología aplicada (capítulo 4) es válida siempre y cuando el criterio de evolución de los costes de mantenimiento lo sigue siendo. Este criterio estipula una evolución lineal, o máximo con una potencia de 2, del deterioro de la vía con las tensiones transmitidas al balasto, lo cual se verifica cuando ese nivel de tensiones se considera acotado. Así, sólo se puede considerar que el valor estipulado de rigidez vertical de la superestructura de la vía corresponde al “óptimo” si se verifica que los esfuerzos verticales sobre el balasto no superan dicho nivel de esfuerzos.

La dificultad reside en la identificación precisa de ese “límite” de tensiones sobre el balasto a partir del cual el deterioro es muy acelerado, dado que el mismo es todavía una incógnita. Una hipótesis posible sería suponer que ese límite corresponde al valor que habitualmente se considera como máximo admisible a la hora de diseñar la estructura de vía. La literatura ferroviaria supone casi unánimemente que el valor máximo recomendable de presiones verticales de contacto entre traviesa y balasto se sitúa en torno a $0,30 \text{ N/mm}^2$, aunque sorprendentemente no existe ningún estudio profundo al respecto que avale dicha consideración. López Pita (1984) trató de aportar alguna luz sobre el tema al evaluar la presión admisible sobre el balasto considerando la traviesa como una zapata de cimentación y calculando la carga de hundimiento de la misma. Los resultados alcanzados por el autor confirman que, aplicando un coeficiente de seguridad de 2,5 como para cimentaciones, la tensión máxima admisible sobre el balasto se situaría efectivamente en $0,30 \text{ N/mm}^2$. Aún así, cabe destacar que algunos autores como Eisenmann (1990) consideran recomendable adoptar un límite de entre $0,15 \text{ N/mm}^2$ y $0,20 \text{ N/mm}^2$ para que los costes de mantenimiento de la calidad geométrica no se incrementen de forma excesiva en las líneas de alta velocidad.

De este modo se admitirá que el nivel de tensiones máximas admisibles para mantener válidas las consideraciones efectuadas se sitúan en torno a $0,30 \text{ N/mm}^2$. En paralelo, se considerará también, como situación recomendable, la hipótesis de limitar los esfuerzos sobre el balasto a $0,20 \text{ N/mm}^2$. Aplicando la teoría de viga sobre fundación elástica con las consideraciones efectuadas hasta el momento en cuanto a las características del vehículo y de la vía se obtiene los correspondientes valores máximos de rigidez vertical de la vía admisibles y recomendables expuestos en la fig.5.27, según el área de apoyo “efectiva” de la traviesa considerada.

Cabe señalar el importante papel del tipo traviesa considerado, dado que la tensión vertical sobre el balasto es inversamente proporcional al su área de apoyo efectiva. Así, mientras

que para una traviesa tipo U41 bi-bloc (área real de 2436cm^2) la máxima rigidez vertical de la vía admisible se sitúa en torno a 250 kN/mm , para el caso de una traviesa tipo B70 (área efectiva estimada en 2850cm^2) la máxima rigidez vertical admisible se sitúa en 330 kN/mm .

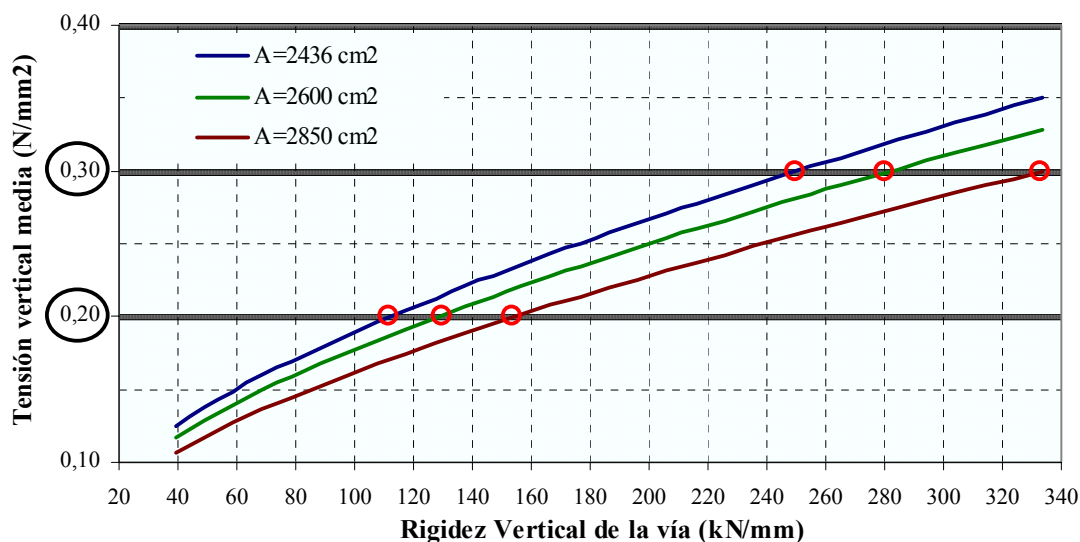


Fig. 5.27: Tensiones verticales medias sobre el balasto según la rigidez vertical de la vía y el área de apoyo de la traviesa.

Teniendo en cuenta que en el caso de una vía balastada sobre puente de hormigón u túnel, incluso para una placa de asiento muy rígida (500 kN/mm), el coeficiente de balasto es del orden de $0,50\text{ N/mm}^3$ (lo cual supone una rigidez vertical de la vía del orden de 270 kN/mm), se puede deducir que, empleando una traviesa tipo B70, no se alcanzan valores de tensión vertical superiores a los máximos admisibles.

En el caso de pretender mantener las presiones sobre el balasto bajo un valor recomendable de $0,20\text{ N/mm}^2$, la máxima rigidez vertical de la vía es alrededor de 150 kN/mm . Teniendo en cuenta que una vía sobre un puente de hormigón presenta un coeficiente de rigidez del sistema balasto-plataforma de cerca de 200 kN/mm , del ábaco de la fig. 5.4 se deduce que la rigidez vertical de la placa de asiento máxima es de 100 kN/mm . Para una traviesa bi-bloc U41, lograr tensiones bajo el mencionado valor recomendable, que en este caso se sitúa en 110 kN/mm , supondría el empleo de una placa de asiento con una rigidez vertical máxima de 60 kN/mm en los puentes de hormigón o túneles.

Como síntesis de lo discutido hasta ahora, se puede decir que si el emparrillado de vía está compuesto por traviesas con un área de apoyo equivalente o superior a la B70 alemana (2850 cm^2), no resulta imperativamente necesario fijar un valor mínimo para la elasticidad de la superestructura ferroviaria. En todo caso y bajo la perspectiva de limitar al máximo el

desgaste del balasto, sería recomendable que la rigidez vertical equivalente de los elementos elásticos de la superestructura no superase los 100kN/mm.

5.3.2.3. Sobre las transiciones entre tramos de diferente rigidez vertical

Hasta ahora se vienen discutiendo las posibles variaciones de rigidez vertical a lo largo de la vía únicamente desde la perspectiva del asiento medio de cada tramo de vía. En términos prácticos, este hecho equivale a admitir que:

- Entre dos tramos consecutivos de diferente rigidez vertical, la velocidad de asiento estimada para cada una de las secciones no se ve afectada por la proximidad del otro.
- Se admite una transición entre los dos tramos consecutivos tal que la diferente velocidad de asiento de esos dos tramos, y los respectivos defectos de nivelación longitudinal que origina, no afectan la marcha del tren y consecuentemente no supongan necesidades adicionales de mantenimiento de la calidad geométrica de la vía.

Sin embargo, las mediciones experimentales en líneas en explotación comercial ponen de manifiesto que las transiciones entre tramos de diferente capacidad portante no son nada graduales, pudiendo incluso en algunos casos ser muy pronunciadas en distancias muy cortas. Coincidentemente, los registros de defectos geométricos en la mayoría de las líneas principales o de alta velocidad coinciden en apuntar a un mayor deterioro de la vía en las zonas donde la rigidez vertical de la vía varía de forma brusca.

De este modo, resulta necesario no sólo ajustar una rigidez vertical óptima para la vía y limitar su valor máximo, sino también limitar la forma como esa rigidez vertical varía a lo largo del trazado. En el siguiente capítulo se tratará de reflexionar sobre este fenómeno, proponiendo la aplicación de un criterio de máxima variación de rigidez vertical entre traviesas consecutivas, de tal modo que se minimice la probabilidad de un posible deterioro acelerado del balasto y consecuentemente de unos costes de mantenimiento en esas secciones muy superiores a los estimados hasta el momento.

5.4. Limitación de las variaciones de rigidez vertical de la vía

Es un hecho conocido que a lo largo de un trazado ferroviario, la capacidad de soporte ofrecido por el sistema balasto-plataforma presenta variaciones más o menos importantes, aunque puede resultar sorprendente la forma brusca como esas variaciones se pueden llegar a producir.

Este fenómeno empezó a despertar interés cuando autores como Amielin (1969) y Prud'homme (1976) evidenciaron su incidencia en las importantes fluctuaciones de sobrecargas dinámicas producidas por los vehículos a lo largo de un dado tramo de vía.

Más concretamente, Amielin comprobó que las cargas dinámicas podrían duplicar en zonas de transición entre obras de fábrica y plataforma natural, mientras que el autor francés verificaba que las sobrecargas dinámicas varían de forma acentuada incluso en zonas sobre plataforma natural (fig.5.28 y 5.29).

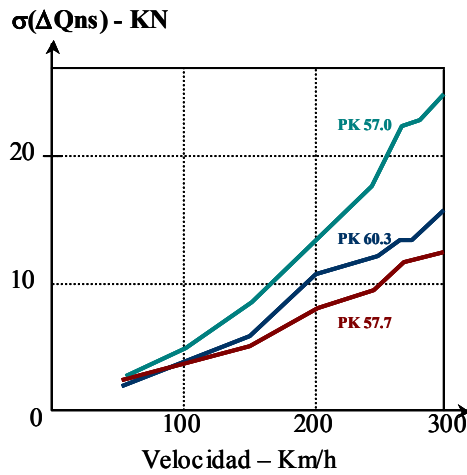


Fig.5.28: Esfuerzos verticales transmitidos por las masas no suspendidas del vehículo en diferentes puntos de un tramo de vía.

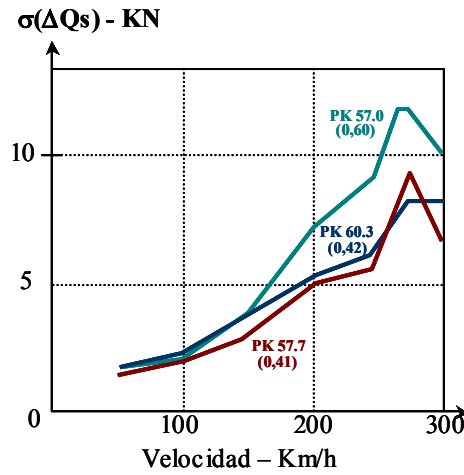


Fig.5.29: Esfuerzos verticales transmitidos por las masas no suspendidas del vehículo en diferentes puntos de un tramo de vía

Fuente: tomado de López Pita (1984a).

A partir de finales de la década de los 70, las mediciones de rigidez vertical realizadas a lo largo de algunos tramos de ensayos, permitieron obtener un conocimiento más preciso sobre la importancia de las heterogeneidades resistentes de las vías. Entre los primeros resultados más significativos, destacan los publicados por Riessberger (1978) quien ponía de manifiesto la existencia de acentuadas variaciones de rigidez vertical de las vías en distancias extremadamente cortas (fig. 5.30). El autor austriaco verificaría también que esas heterogeneidades no se reducían con las operaciones de bateo, hecho confirmado también por Esveld (1980) y otros autores, conforme se discutirá de forma detallada más adelante.

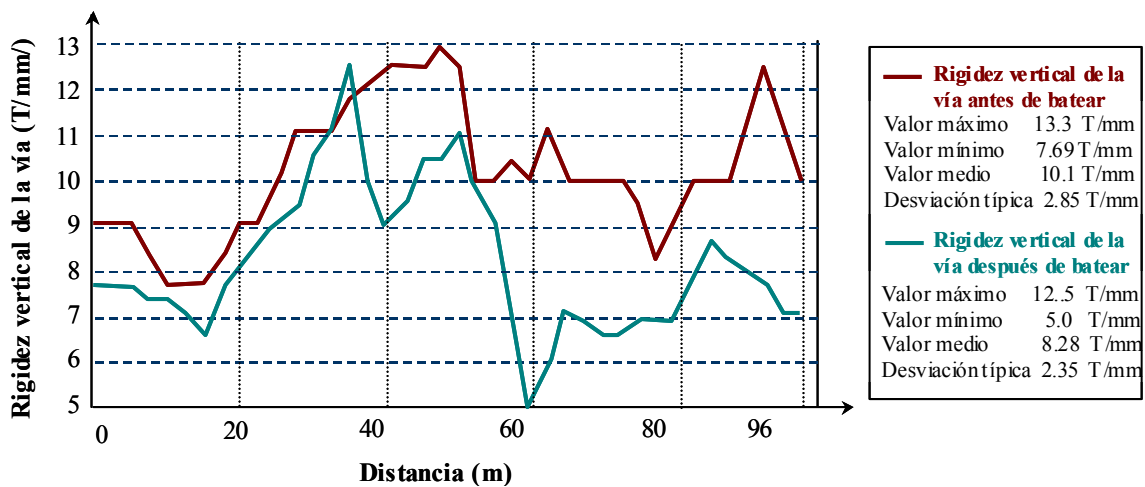


Fig. 5.30: Variaciones de rigidez vertical de la vía y influencia de las operaciones de bateo.
Fuente: basado en Riessberger (1978)

Poco después, López Pita (1981) comprobó que en zonas extremadamente próximas, e incluso entre traviesas consecutivas, se verifican importantes variaciones de rigidez vertical de la vía. Los resultados publicados por el autor, relativos a mediciones de rigidez vertical en traviesas consecutivas, desolidarizadas del carril, demuestran la existencia de variaciones muy notables, superiores al 50%, conforme se deduce del cuadro 5.8.

TRAMO	RIGIDEZ VERTICAL (T/mm)				
	TRAVIESAS CONSECUTIVAS				
	1	2	3	4	5
1	4.44	4.80	4.61	3.17	1.88
2	5.66	6.14	6.30	6.30	2.52
3	3.53	3.45	4.63	3.50	3.33
4	4.54	4.42	6.66	4.68	6.30
5	4.59	4.30	3.87	4.04	2.65
6	2.71	1.82	1.51	1.40	1.32

Cuadro 5.8 - Variación longitudinal de la rigidez vertical del sistema traviesa-balasto-plataforma en secciones españolas. Fuente: López Pita (1981)

Posteriormente, la existencia de importantes heterogeneidades resistentes de la vía fue confirmada en numerosas campañas experimentales llevadas a cabo, en Estados Unidos, por autores como Selig y Slutz (1978), Stewart (1985), o más recientemente Ebersöhn y Selig (1994) cuyos resultados se exponen en la fig.5.31.

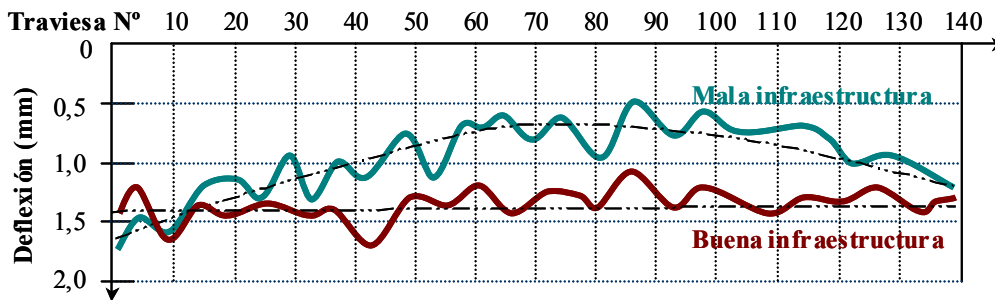


Fig. 5.31: Variaciones de la deflexión vertical de la vía a lo largo de tramos de vía de buena y mala calidad. Fuente: basado en Ebersöhn y Selig (1994)

La reconocida importancia de la rigidez vertical de las vías en el deterioro de la calidad geométrica de las mismas llevó a que, en los últimos años, se multipliquen las mediciones experimentales de ese parámetro no solo en las vías clásicas como en las de nueva construcción. Si bien el objetivo de la mayoría de esos estudios consiste en correlacionar las necesidades de mantenimiento de dado tramo con su rigidez vertical media, lo que los resultados evidencian es una gran dispersión. Un ejemplo de estas importantes variaciones puede encontrarse en los resultados publicados por Hunt (2000) en el ámbito del proyecto EUROBALLT (fig. 5.32).

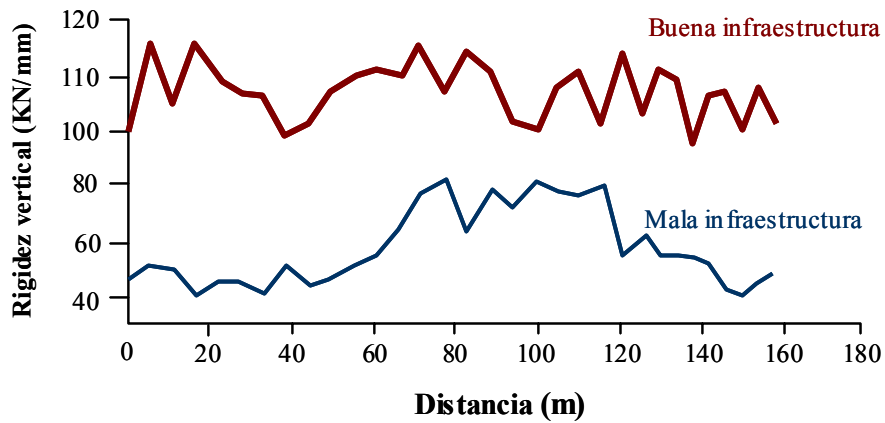


Fig.5.32: Evolución longitudinal de la rigidez vertical de la vía en infraestructuras de buena y mala capacidad portante. Fuente: Hunt (2000)

En otra investigación reciente en una línea de las cercanías de Londres, Grainger et al. (2001) verificaron que las variaciones de rigidez del conjunto balasto-plataforma alcanzan fácilmente razones superiores a 1 para 3 en distancias muy reducidas (fig.5.33).

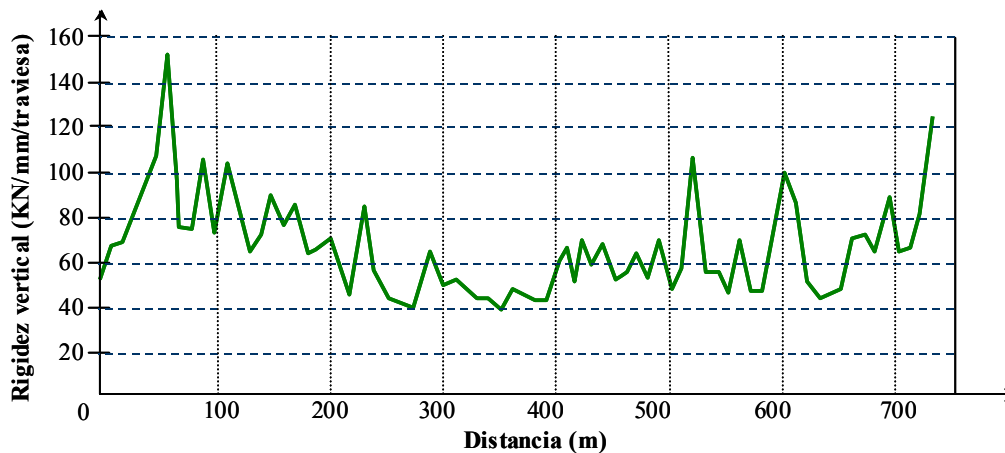


Fig.5.33: Variaciones de rigidez vertical del apoyo de la traviesa en un tramo cerca de Elstree (Londres). Fuente: basado en Grainger et al. (2001)

Más recientemente aún, en el ámbito de un programa de investigación británico (ISERT⁴), Konstantelias et al. (2002) publicaron los resultados visibles en la fig.5.34, relativos a la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma en una sección de vía británica.

⁴ ISERT -Improvement of Stiffness of Existing Rail Track- Proyecto formado por la Universidad de Birmingham en colaboración con Fugro, Carillion Rail, Keller Ground Engineering, Railtrack, Scott Wilson Pavement Engineering, Serco Railtest y WS Atkins Rail.

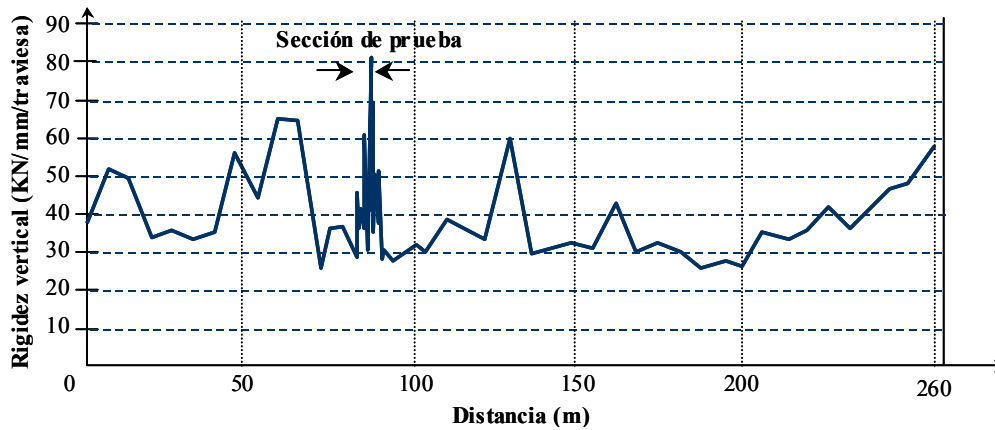


Fig.5.34: Medición de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma llevado a cabo por el proyecto ISERT en un tramo de vía localizado en Leominster, Herefordshire (2002). Fuente: basado en Konstantelias et al. (2002)

Cabe destacar que en la sección señalada en la figura anterior como “sección de prueba”, fueron efectuadas mejoras de la rigidez vertical, a través de la construcción de columnas de suelo-cemento. No obstante, aún después de esta corrección, los resultados para la zona en cuestión, ampliados en la fig.5.35, demuestran una vez más las importantes variaciones de rigidez vertical existentes incluso entre traviesas consecutivas, superando en ese caso razones de 1 para 2.

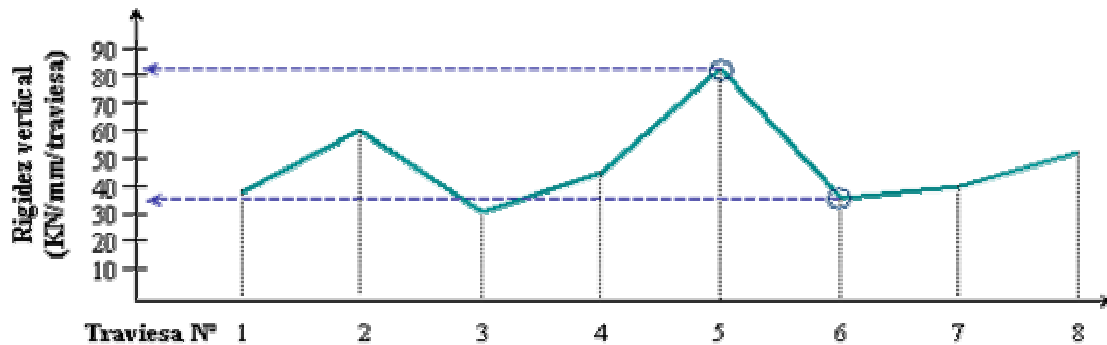


Fig.5.35: Variaciones de rigidez vertical en traviesas consecutivas, según los resultados de ensayos realizados en Leominster, Herefordshire (2002) por el proyecto ISERT. Fuente: basado en Konstantelias et al. (2002)

La reciente puesta a punto, en países como Holanda (Rasmussen et al., 1999), Estados Unidos (Li et al., 2002) y Suecia (Berggren et al. 2002), de sofisticados equipos de medición en continuo de las deflexiones del carril permite actualmente obtener datos todavía más precisos sobre la heterogeneidad resistente de las vías.

A título de ejemplo, se recogen los resultados publicados por Li et al. (2002) obtenidos por un vehículo (TLV- Train Loading Vehicle) desarrollado en Estados Unidos por el Transportation Technology Center, Inc. (TTCI). Estos resultados, relativos a una zona de

débil capacidad portante, ponen una vez más de relieve las importantes fluctuaciones en la rigidez vertical de las vías clásicas (fig.5.36).

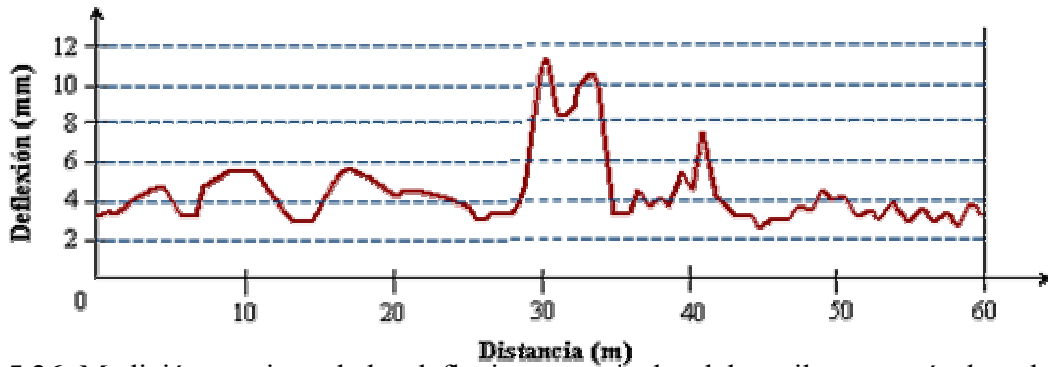


Fig. 5.36: Medición continua de las deflexiones verticales del carril en una vía de reducida calidad. Fuente: basado en Li et al. (2002)

Por último, cabe señalar que estas heterogeneidades resistentes del sistema balasto-plataforma alcanzan magnitudes considerables, no solamente en las líneas convencionales de reducida calidad, como también en las de nueva construcción, donde aparentemente, el exigente diseño del sistema balasto-plataforma debería minimizar la incidencia de este fenómeno.

Merecen especial atención los resultados de la fig6.9, relativos a la rigidez vertical y la nivelación longitudinal del carril, deducidos a partir de mediciones en continuo llevadas a cabo recientemente por la Banverket sueca, en una sección de vía nueva y considerada de buena calidad. Cabe destacar la correlación, sugerida por los autores, entre los defectos de nivelación longitudinal de la vía y las zonas de variación más acentuada de rigidez vertical (fig.5.37).

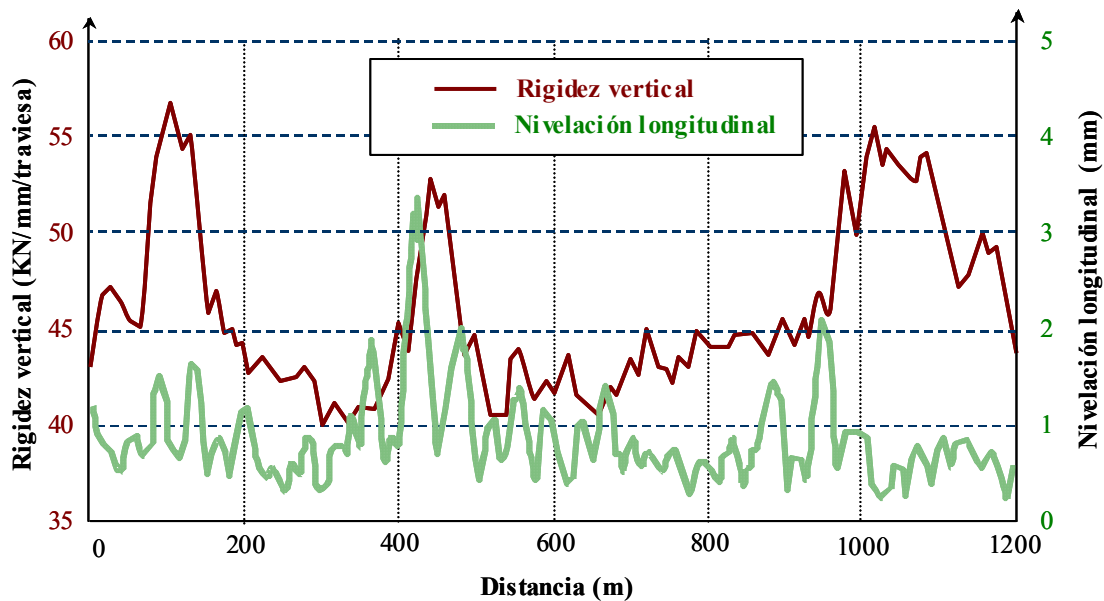


Fig. 5.37: Variaciones longitudinales de rigidez vertical del sistema balasto-plataforma y nivelación longitudinal de una vía nueva de buena calidad. Fuente: elaboración propia a partir de Berggren et al. (2002).

La explicación para el apareamiento de estas heterogeneidades y su magnitud se discute a continuación, separando las mismas entre variaciones en la capacidad resistente de la infraestructura y heterogeneidades generadas en la capa de balasto.

5.4.1. Origen de la variaciones de rigidez vertical de la vía

5.4.1.1. Variaciones en la capacidad portante de la infra-estructura

Las variaciones de capacidad portante de una plataforma natural tienen su origen, en primera instancia, en las singularidades del perfil geológico en el cual asienta un dado trazado de vía. Los frecuentes cambios en la geología de un terreno, como variaciones de espesores, de tipo de materiales, de condiciones hidrológicas u otros, repercuten inevitablemente en su capacidad resistente en el sentido vertical.

El resultado es una irregularidad, en algunos casos acentuada, de la capacidad resistente de una dada plataforma natural de vía, conforme verificaba López Pita (1980) en ensayos realizados en la línea Madrid-Barcelona, donde el módulo de deformación de infraestructura alcanzaba fácilmente variaciones de 50% en menos de 100 metros de distancia (fig. 5.38).

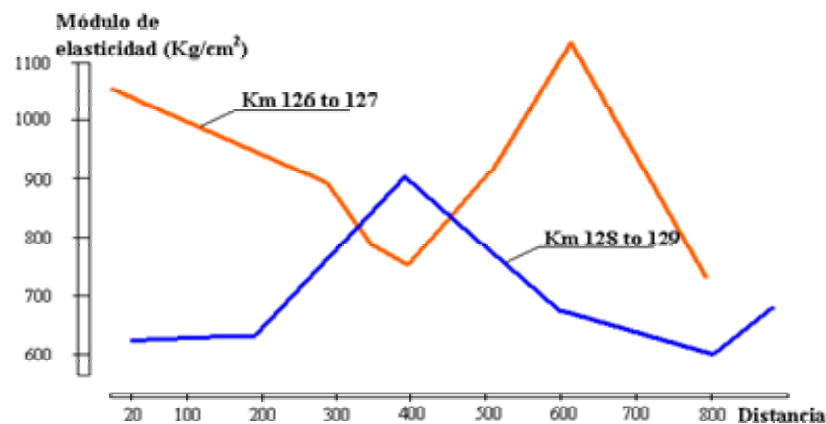


Fig.5.38: Variación longitudinal de la capacidad portante de la plataforma en la Línea Madrid-Barcelona (tramo Baides-Sigüenza). Fuente: López Pita (1980)

Por otra parte, es sabido que la adaptación de los requisitos del trazado a las condiciones del perfil morfológico del terreno llevan a la generación de importantes terraplenes, de zonas de desmonte, obras de fábrica, túneles, travesías, etc.. En ese contexto, aparte de las variaciones de carácter geológico en el suelo de fundación, se producen variaciones más o menos pronunciadas en la capacidad portante de la infraestructura en las zonas de transición entre estas diferentes infraestructuras o tipologías de construcción. En tramos de vía sobre plataforma natural, merecen especial destaque las transiciones entre zonas de terraplén y zonas de desmonte, principalmente si este último consiste en material rocoso, conforme se aprecia en la fig 5.39.

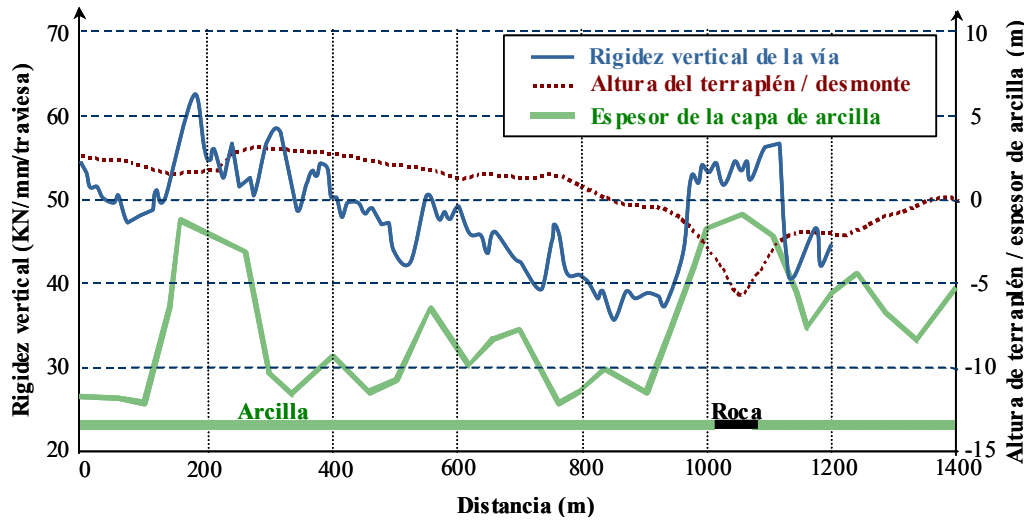


Fig. 5.39: Variaciones longitudinales de rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, relacionadas con las características de la plataforma (espesor de estrato de arcilla y altura de terraplén o desmonte). Fuente: elaboración propia a partir de Berggren et al. (2002).

Pero es en el caso de transiciones entre los puentes o viaductos y su respectivo terraplén de acceso que se verifican situaciones particulares (aunque frecuentes) de variaciones más pronunciadas de capacidad portante en la infra-estructura (fig. 5.40). Un caso similar ocurre cuando se produce la transición entre una sección sobre plataforma natural y un túnel, sea porque este se edifica sobre suelo rocoso, sea porque se edifica la vía sobre una placa de hormigón para reducir el diámetro del túnel.

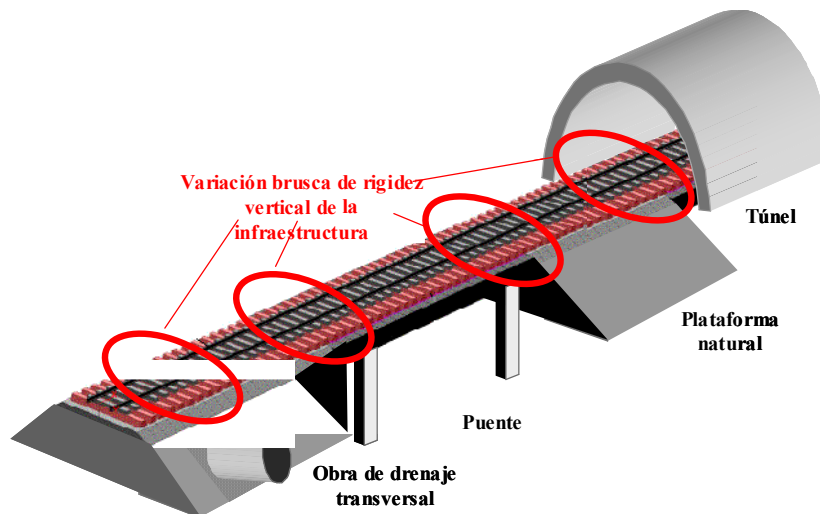


Fig. 5.40: Ejemplos de variaciones acentuadas de rigidez vertical de la vía.

Otro caso específico muy frecuente que introduce variaciones significativas en la capacidad portante de la infraestructura son las obras de drenaje transversales a la vía, principalmente cuando su profundidad es reducida. Así, en el caso de cajones de gran dimensión, su incidencia en la variación de rigidez vertical puede alcanzar fácilmente los 40% o incluso superar los 90% caso la fundación de esta sea rígida, conforme se deduce de la fig. 5.41, basada en los resultados publicados por Romo et al. (1999). Naturalmente, cuanto más

cerca está las obras de drenaje transversal de la base de la traviesa, mayores variaciones de rigidez vertical producirá.

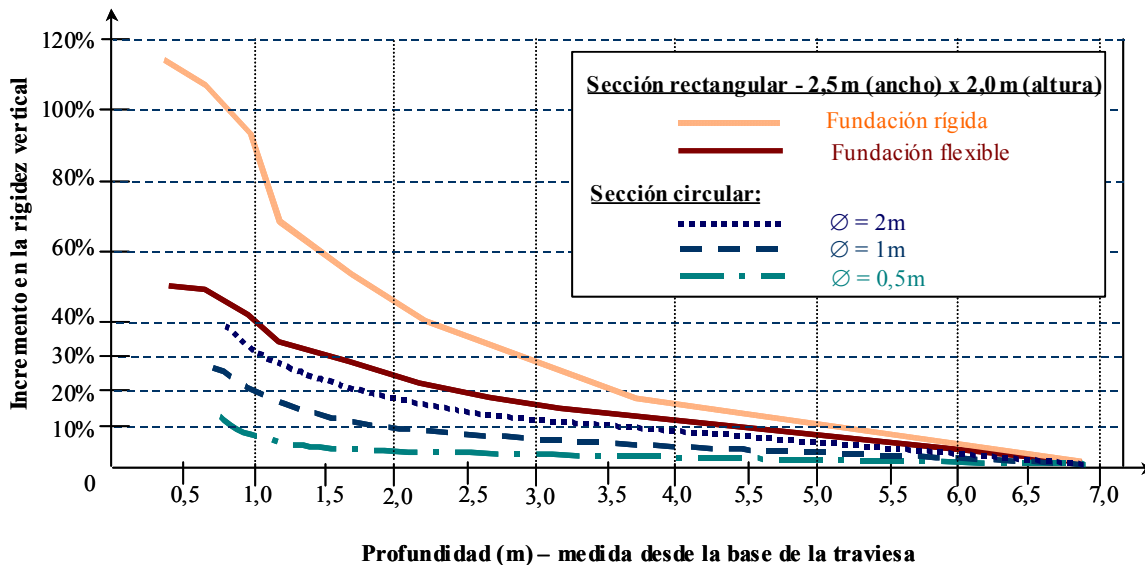


Fig. 5.41: Variaciones de rigidez vertical de la vía producidas por las obras de drenaje (u otros tipos) transversales a la vía, según tamaño y profundidad. Fuente: basado en Romo et al. (1999)

De acuerdo con el mismo estudio, la presencia de tuberías hidráulicas u otras de diámetro iguales o superiores a 1 metro también supone notables incrementos, superando los 20% cuando las mismas se encuentran a reducida profundidad (fig. 5.41). A ese propósito, cabe destacar la gran frecuencia de obras hidráulicas que llegan a producir importantes variaciones de rigidez, dado que, por un lado, se emplean diámetros cada vez mayores en los trazados recientes por cuestiones de proyecto, mantenimiento y otros (pasos de fauna etc.) y, por otro lado, las características del trazado y su adaptación lo más posible al terreno natural llevan en numerosos casos a tener que adoptar profundidades muy reducidas.

La interposición de las capas de asiento entre la plataforma y el balasto, constituidas en general por materiales granulares de granulometría extensa altamente compactados, permiten normalmente homogeneizar ligeramente la capacidad portante de la infraestructura (salvo algunos casos de variaciones puntuales de rigidez en zonas de transición entre diferentes materiales y/o espesores de las capas de asiento).

5.4.1.2. Heterogeneidades en la capa de balasto

Contrariamente a lo que sucede en general con el sub-balasto, la interposición de la capa de balasto no reduce las variaciones existentes de rigidez vertical de la infra-estructura, sino que incluso aumenta dichas heterogeneidades, en ocasiones de forma muy pronunciada. De hecho, la naturaleza granular del balasto, su proceso de compactación así como su

evolución bajo las cargas cíclicas del tráfico, llevan a la generación de importantes heterogeneidades resistentes en todos los sentidos. A título de ejemplo, la fig.5.42 relativa a ensayos con isótopos radioactivos llevados a cabo en Alemania, pone de manifiesto las variaciones existentes en las densidades de una capa de balasto recién bateada.

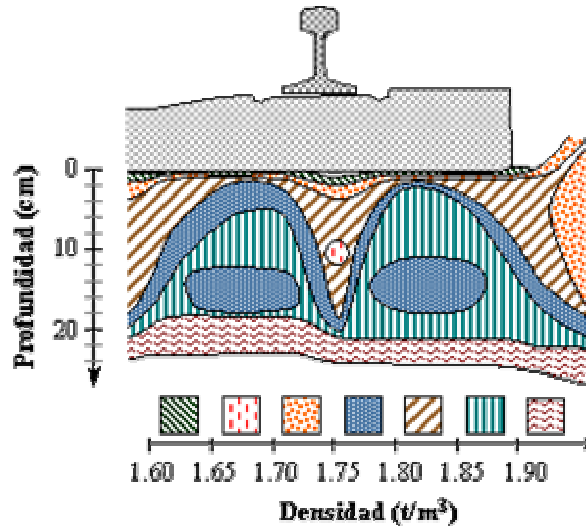


Fig.5.42: Densidades del balasto en el perfil transversal de la vía según los resultados obtenidos por Cabos. Fuente: tomado de López Pita (1984)

Además, el proceso de asiento del conjunto del sistema balasto-plataforma bajo las cargas del tráfico lleva a un empeoramiento de la interface entre las diferentes capas estructurales y sobretodo a una migración de partículas de balasto hacia los estratos inferiores. Las sucesivas correcciones a través de operaciones de bateo, con recargas de balasto eventuales, permiten mantener la nivelación del carril bajo niveles aceptables, pero conducen a la generación de importantes irregularidades en el espesor de las capas granulares, en especial del balasto, conforme se observa en el ejemplo de la fig.5.43. Conocida la relación directa entre el espesor de la capas de balasto y la magnitud de la rigidez vertical de la vía (López Pita, 1976), resulta legítimo suponer que estas variaciones frecuentes de espesores a lo largo de un trazado también contribuyen a un incremento de la heterogeneidad resistente en el sentido longitudinal.

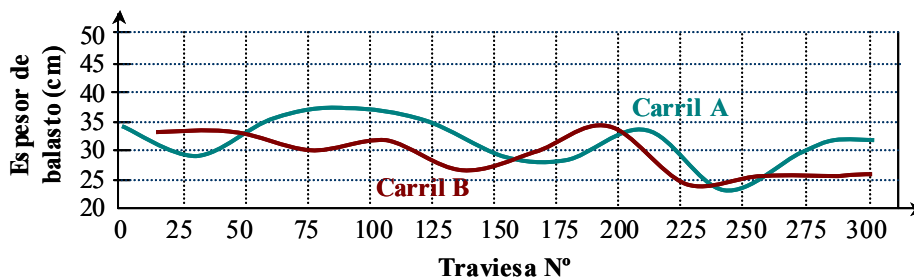


Fig.5.43: Variaciones del espesor de balasto a lo largo de un tramo de vía. Fuente: Ebersöhn y Selig (1994)

Las variaciones de espesores y las irregularidades en las interfaces entre las diferentes capas, así como los problemas de contaminación de la zona inferior de la capa de balasto, fueron también puestas de manifiesto por Sussmann y Hyslip (2001), por intermedio de

mediciones con GPR (Ground Penetration Radar) del substrato de un tramo de vía con frecuentes problemas de mantenimiento (fig.5.44).

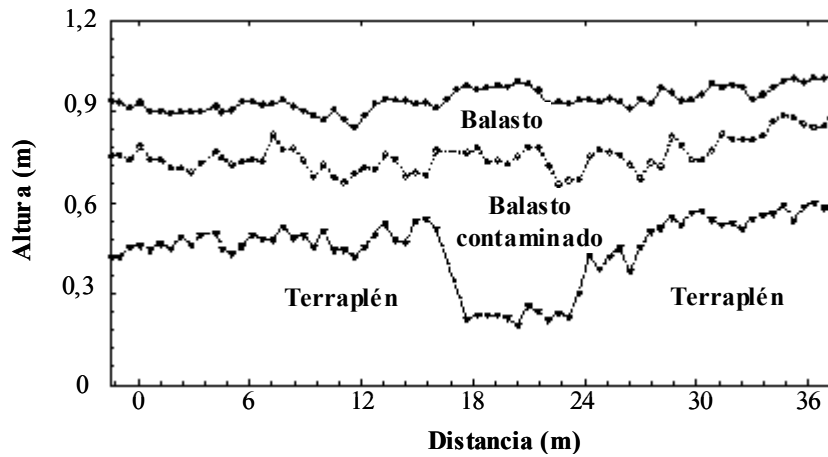


Fig.5.44: Variaciones del espesor del balasto y capas de asiento. Fuente: Sussmann y Hyslip (2001)

5.4.1.3. Incidencia de las operaciones de mantenimiento

Conforme se vio anteriormente, fue Riessberger (1978) quien primero puso de manifiesto la reducida influencia de las operaciones de bateo del balasto en la minimización de las variaciones longitudinales de rigidez vertical de la vía (fig. 5.30). Más tarde, Esveld (1980) publicaba los resultados de mediciones del coeficiente de balasto efectuados por los ferrocarriles holandeses (NS), donde se reflejaba que las operaciones de bateo del balasto, si bien atenúan en ocasiones algunos puntos máximos, en otros casos también amplifican otras variaciones de rigidez o incluso originan la aparición de nuevas heterogeneidades, tal como se puede observar en la fig.5.45.

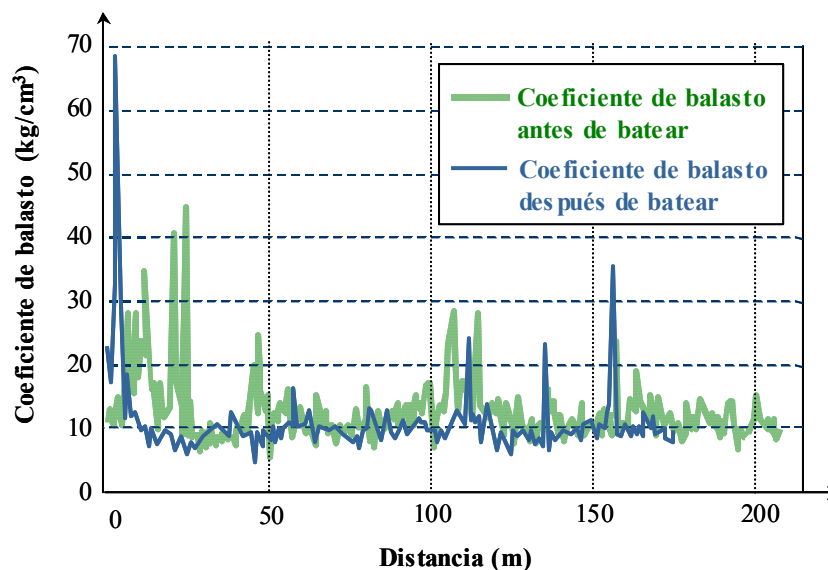


Fig.5.45: Variaciones del coeficiente de balasto y influencia de las operaciones de bateo. Fuente: elaboración propia basado en Esveld (1980)

Concretamente, en la referida figura, las variaciones del coeficiente de balasto alcanzan razones de 1 para 4 entre puntos muy próximos, después de concluidas las operaciones de bateo, o sea, antes de la puesta en servicio de la vía.

En cuanto al efecto de una estabilización dinámica de la vía inmediatamente después de las operaciones de bateo, el referido autor holandés evidenciaba también que esta, si bien permitía suprimir puntualmente algún valor acentuado, no suprimía la mayoría de las heterogeneidades longitudinales del sistema balasto-plataforma, e incluso incrementaba significativamente otras heterogeneidades. Así, conforme se aprecia en la fig.5.46, las variaciones de rigidez vertical en una vía recién bateada y estabilizada llegan a alcanzar razones de 1 para 6 prácticamente entre traviesas consecutivas. Este hecho es tanto más significativo cuando es sabido que el deterioro de las vías está directamente vinculado a la calidad inicial de las mismas, o sea, a la calidad después de las operaciones de mantenimiento.

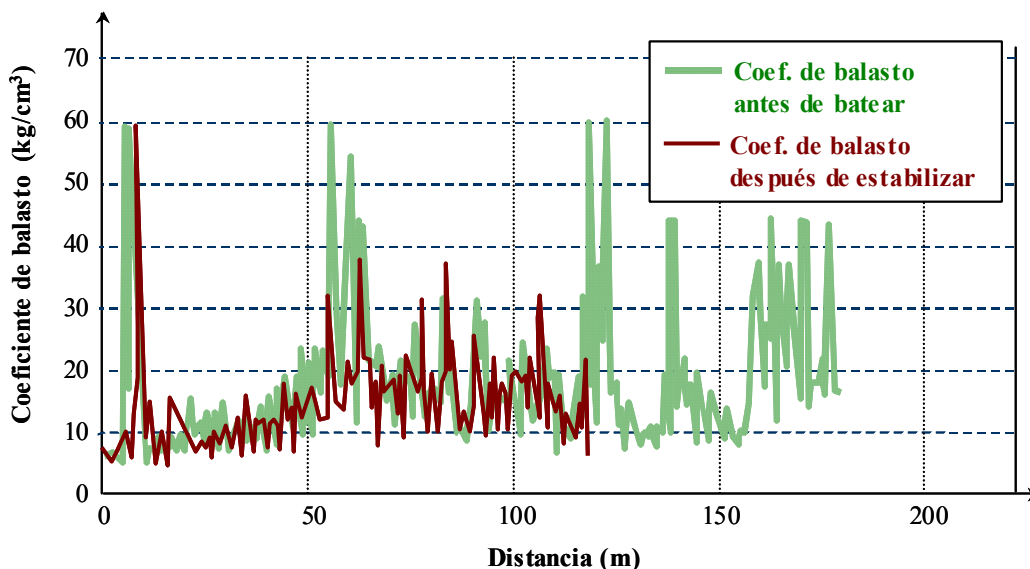


Fig.5.46: Variaciones del coeficiente de balasto y influencia de la estabilización dinámica de la vía. Fuente: Esveld (1980)

Más tarde, Stewart (1985) también verificó las alteraciones en el módulo de vía después de efectuadas las operaciones de mantenimiento de algunos tramos de ensayo. Conforme se observa en la fig.5.47, las dispersiones en la magnitud del módulo de vía, identificadas por el autor, ponen de relieve el insignificante e incluso desfavorable efecto de las operaciones habituales de mantenimiento.

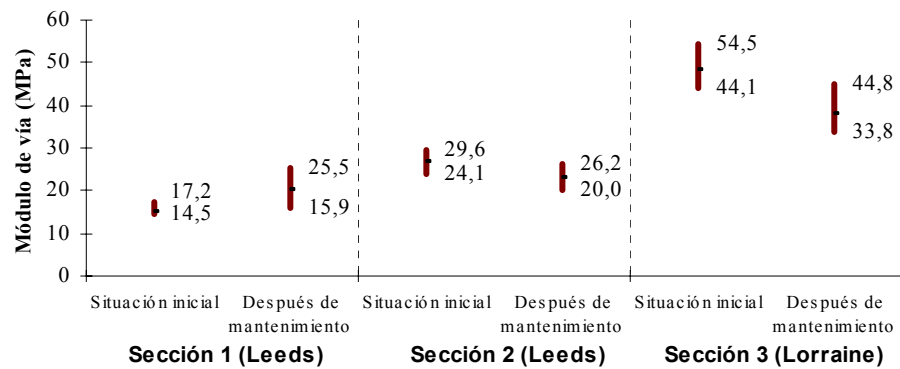


Fig.5.47: Influencia de las operaciones de bateo en las dispersiones en torno al valor medio del módulo de vía de un dado tramo. Fuente: elaboración propia a partir de datos de Stewart (1985)

Por último y más recientemente, también Read et al. (1994) evidenció el incremento de las heterogeneidades longitudinales inmediatamente después de las operaciones de bateo, conforme se comprueba en la fig.4.48. A su vez, la referida figura pone de manifiesto que estas dispersiones se van reduciendo con el tráfico, o sea con la consolidación de la vía (las importantes oscilaciones del valor medio son atribuidas a la diferente época del año en que fueron realizadas las mediciones).

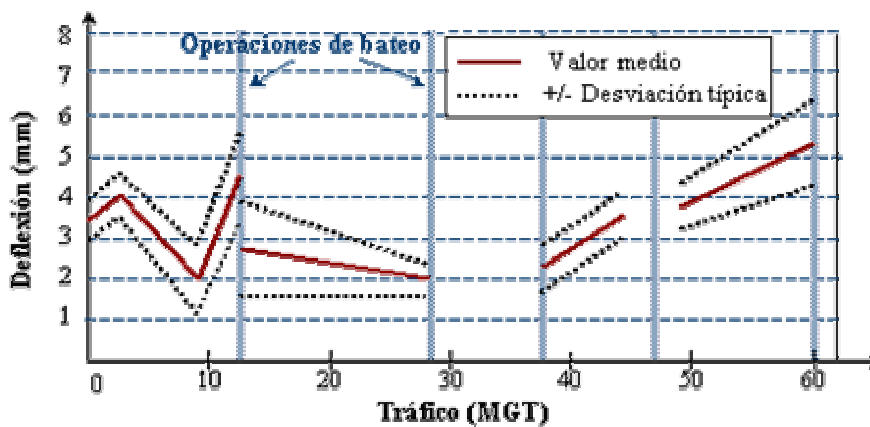


Fig.5.48: Evolución con el tráfico y las operaciones de bateo de la deflexión media y de su dispersión a lo largo de un tramo de vía sobre plataforma arcillosa. Fuente: basado en Read et al. (1994)

5.4.1.4. Incidencia de las condiciones climatéricas

Ensayos realizados por Eisenmann (1974) pusieron también de relieve la importancia de la estación anual, temperatura y condiciones higrométricas en la magnitud del coeficiente de balasto. Conforme se aprecia en la fig.5.49, la desviación típica en torno a valores medios de entre 12 y 20 kg/cm³ alcanza proporciones considerables en los periodos de helada y deshielo (de hasta 5,4 kg/cm³).

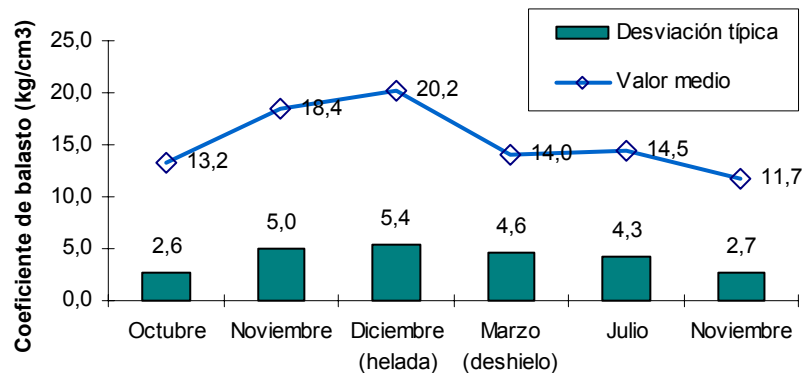


Fig. 5.49: Resultados de Eisenmann (1974) sobre la magnitud del coeficiente de balasto.
Fuente: basado en López Pita (1984a)

5.4.1.5. Defectos de danza de las traviesas

Un tipo particular de heterogeneidad longitudinal dice respecto a los defectos de “danza” de las traviesas. Este fenómeno, frecuente y bien conocido en las vías férreas, se produce cuando se crea un “vacío” entre la traviesa y el balasto, o sea, cuando la traviesa pierde el apoyo en el balasto y queda suspendida por el carril. Su origen está naturalmente asociado al movimiento descendente del balasto bajo la acción del tráfico, acompañado por veces de una deficiente actuación de las máquinas de bateo. Sin embargo, se desconocen todavía los factores de diseño o de tráfico que pueden estar asociados a su aparición.

Las importantes magnitudes de estos defectos fueron ya puestas de relieve por Talbot (1918-20) por ocasión de las extensas campañas de ensayos realizadas en líneas norteamericanas. El autor verificó la existencia de defectos de danza en la mayoría de las vías sobre traviesas de madera, concluyendo que estos alcanzan en media una magnitud de 0,064 in (1,6mm) en las líneas principales y en condiciones normales (Hay, 1982).

En Europa, en la década de los 60, el comité D-71 de la O.R.E. comprobaría la existencia de defectos de danza en algunas líneas europeas, con magnitudes que fácilmente alcanzan 1mm e incluso, en algunos casos, máximos de 3mm. Más tarde, a través de ensayos realizados en la línea española Pamplona-Castejon, López Pita (1982) también identificaría valores máximos de hasta 2,8mm, comprobando que la magnitud media de los defectos de danza evoluciona progresivamente con el tráfico, conforme se observa en el cuadro 5.9.

TRÁFICO (T)	VALOR MEDIO DE LOS DEFECTOS DE DANZA DE LAS TRAVIESAS (mm)
Nulo	0,26
10.000	0,30
300.000	0,42
500.000	0,50
750.000	0,58

Cuadro 5.9: Magnitud de los defectos de danza de las traviesas (línea Pamplona-Castejon).
Fuente: López Pita (1982)

A partir de los años 80, los estudios conducidos por diversos autores, en el sentido de medir experimentalmente la magnitud de la rigidez vertical de las vías, comprobarían en la mayor parte de los casos la existencia de un comportamiento altamente bi-lineal de la relación carga aplicada-deflexión del carril, motivada por la presencia de defectos de danza de las traviesas, conforme se ejemplifica en la fig.5.50. Así, la rigidez vertical efectiva de la vía (K) tal como se expuso anteriormente, debe evaluarse descontando la deflexión de “asiento” provocada por los defectos de danza, por lo que resulta necesario efectuar dos mediciones de la deflexión del carril con distinto valor de carga aplicada (cargas Q_1 y Q_2 en la fig.5.50).

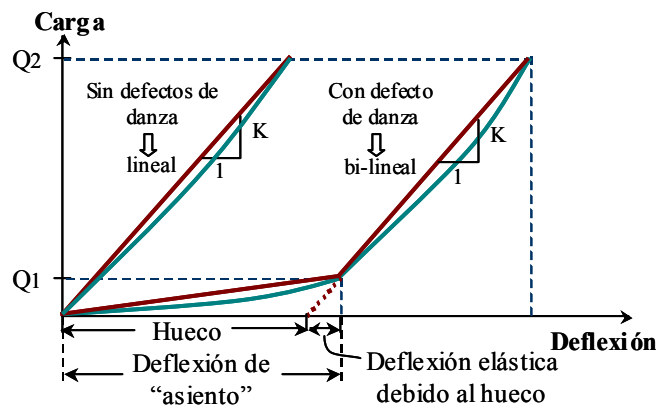


Fig.5.50: Características de la relación carga aplicada-deflexión, en vías con o sin presencia de defectos de danza de las traviesas.

Esta metodología fue aplicada en la mayoría de las mediciones de rigidez vertical efectuadas en los últimos años. Esveld (1980), por ocasión de los trabajos efectuados en secciones holandesas (fig.5.45 y 5.46), observó que solamente a partir de una carga de 50KN la relación carga-deflexión podía considerarse lineal, lo cual evidenciaba la presencia generalizada de defectos de danza en las líneas mencionadas. También en las vías Norte-Americanas la existencia generalizada de defectos de danza de la traviesas se hizo muy evidente, a tal punto que las recomendaciones del comité AREA para la evaluación

experimental de la resistencia vertical de una vía estipula la necesidad de efectuar dos mediciones de las deflexiones del carril (con un tren vacío y otro cargado). Hay (1982) ilustra en la fig.5.51 el error que se comete al evaluar la magnitud del módulo de vía mediante el método de las áreas si no se descuenta el efecto de la no-linealidad introducida por los defectos de danza.

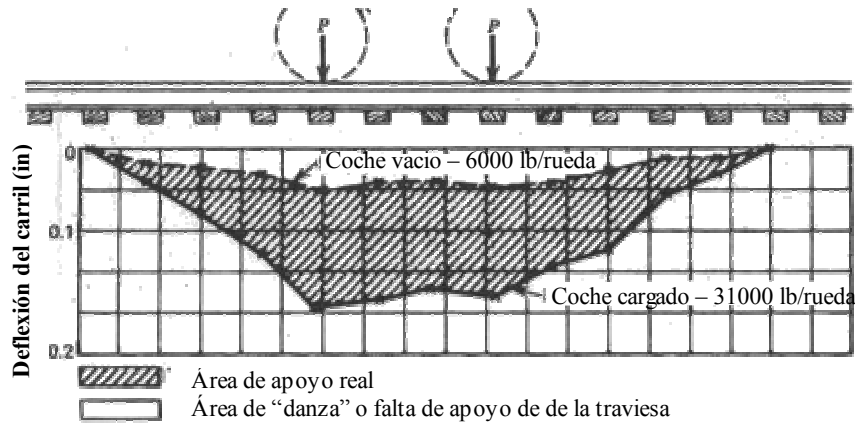


Fig.5.51: Obtención del módulo de vía en base al método de las áreas. Fuente: Hay (1982).

En cuanto a mediciones recientes de la magnitud de los defectos de danza, cabe señalar las investigaciones conducidas por Ebersöhn y Selig (1994), los cuales midieron las deflexiones relativas a cargas de 31,25 kN y 125 kN en líneas con altas cargas por eje. Los resultados publicados (fig.5.52) permiten deducir las importantes magnitudes de defectos de danza presentes en ese tipo de vías: la magnitud de "danza" se obtiene restando en cada punto las dos curvas de la referida figura.

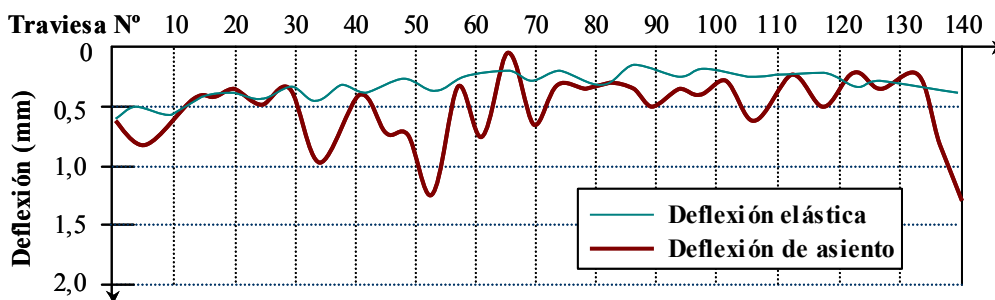


Fig.5.52: Deflexión elástica y de asiento en una sección de línea de transporte de carbón de Sudáfrica. Fuente: Ebersöhn y Selig (1994)

Pero es sabido que el proceso de bateo mecánico de la capa de balasto, ejemplificado en la fig.5.53, permite teóricamente corregir los defectos de danza de las traviesas.

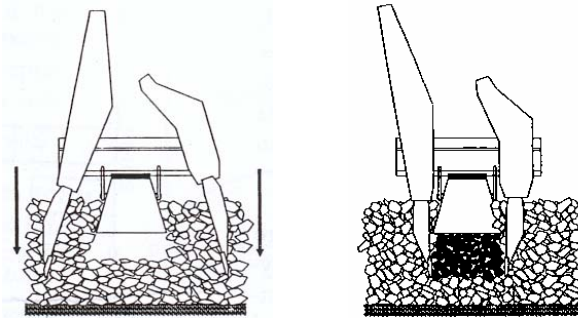


Fig.5.53: Corrección de los defectos de danza con el bateo del balasto.

No obstante, Ebersöhn y Selig (1994) comprobaron que después del paso de un determinado número de circulaciones (en el caso estudiado equivalente a 6,4 MGT), los defectos de danza reaparecen en los mismos puntos que existían anteriormente (fig.5.54).

Conforme se observa en la referida figura (c), la magnitud de los defectos de danza se ve incluso incrementada de forma sustancial en el caso de una vía de reducida calidad, lo mismo no sucediendo, según los autores, en una vía sobre plataforma de mayor calidad.

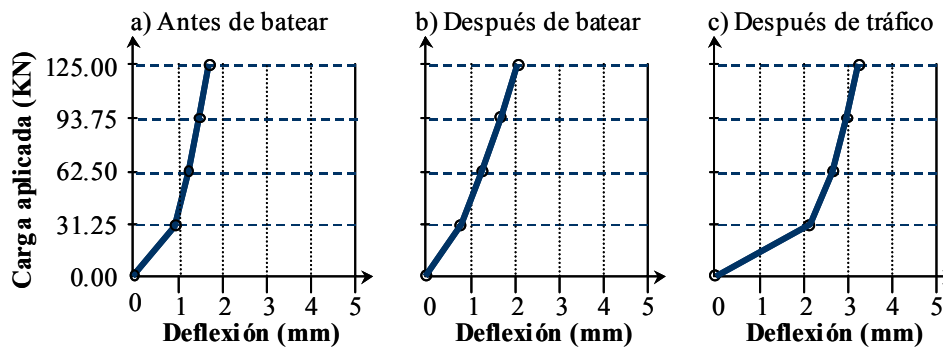


Fig.5.54: Resultados de carga-deflexión efectuados en un tramo de reducida capacidad portante. Fuente: basado en Ebersöhn y Selig (1994)

En el mismo periodo, estudios llevados a cabo en una vía de reducida capacidad portante del Transportation Test Center (TTC, en Pueblo- Estados Unidos) por Read et al. (1994) confirmarían que la magnitud de los defectos de danza no se reducía con las operaciones de bateo.

Aún cuando puede resultar sorprendente, estas importantes heterogeneidades se manifiestan también en líneas de nueva construcción e incluso de Alta Velocidad, donde supuestamente los altos niveles de calidad exigidos en la construcción y mantenimiento deberían atenuar su apareamiento. A título de ejemplo, los resultados obtenidos en 1995 por Rump (1997) en la línea de alta velocidad alemana Hannover-Würzburg, ponen de relieve que los problemas de danza de las traviesas están aún lejos de estar superados también en las líneas más recientes y de nueva construcción (fig.5.55).

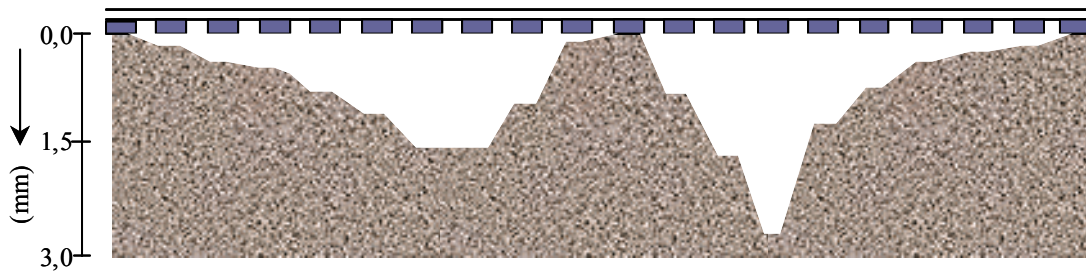


Fig.5.55: Defectos de danza de las traviesas medidos en la línea de alta velocidad alemana Hannover-Würzburg. Fuente: basado en Rump (1997)

Por último, Sussmann et al.(2001) en ensayos sobre dos tramos prácticamente consecutivos de reducida y buena calidad, comprobaron nuevamente que las importantes magnitudes de los defectos de danza de las traviesas se manifiestan independientemente de la calidad de la vía (fig.5.56).

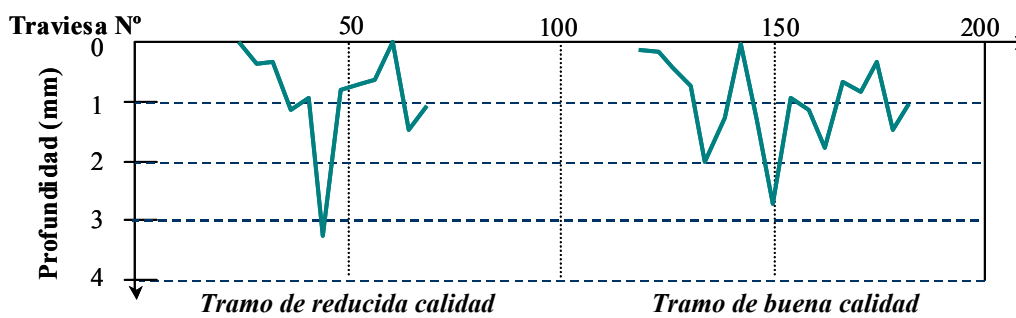


Fig.5.56: Defectos de danza de las traviesas en dos tramos consecutivos del corredor Nordeste de Amtrack (Estados Unidos). Fuente: Sussmann et al. (2001)

Así, se presenta de forma notoria el interés de evaluar cual puede ser la influencia de estas heterogeneidades en el deterioro de la vía: para ello se repasan a continuación las principales conclusiones de los estudios efectuados a ese respecto hasta el momento.

5.4.2. Análisis de los conocimientos disponibles

5.4.2.1. Importancia del fenómeno

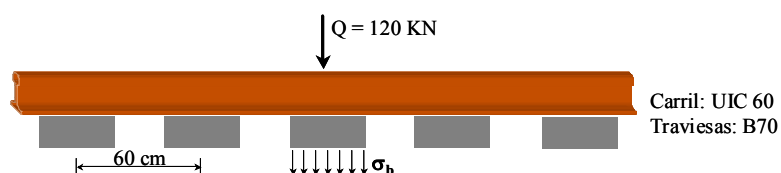
Conforme se expuso, la rigidez vertical de la vía sufre importantes variaciones a lo largo de un tramo de vía, incluso en distancias muy cortas. La influencia de esta heterogeneidad longitudinal en el deterioro de la vía se presenta en diversos niveles. Por un lado, fácilmente se intuye que esa heterogeneidad es el principal responsable por el apareamiento de defectos de nivelación longitudinal. Por otro, las variaciones de rigidez a lo largo de la vía resultan en variaciones de la deformación elástica con un principal inconveniente: las

ondulaciones en el perfil de la vía cargada, que el tren siente como rugosidad de la vía originando incrementos en las cargas dinámicas transmitidas por el vehículo.

Es en el caso particular de las transiciones entre plataforma natural y obra de fábrica que el problema de las variaciones bruscas de rigidez vertical ha despertado inicialmente el interés de la investigación ferroviaria, dado que en esas zonas se concentran históricamente los mayores gastos de mantenimiento de la calidad geométrica de las vía convencionales. Su importancia quedó particularmente reflejada con la inauguración de la primera línea de alta velocidad del mundo en 1964, entre Tokio y Osaka: en los primeros años de servicio evidenció un muy acelerado deterioro del balasto en las secciones sobre obras de fábrica así como una rápida pérdida de calidad geométrica en las secciones transición.

Para tratar de atenuar dichos problemas de deterioro en las líneas de nueva construcción, las soluciones ideadas pasaron, por un lado, la reducción de la rigidez vertical de la vía en la obra de fábrica introduciendo, por ejemplo, elementos elásticos entre el balasto y la estructura (conforme fue llevado a cabo en la mencionada línea del Tokaido), y por otro tratar de reforzar la rigidez vertical de los terraplenes de acceso.

En cuanto a la incorporación de mantas elásticas entre el balasto y los tableros de hormigón, cabe señalar que esta solución no fue prácticamente aplicada en ninguna línea de alta velocidad europea, a pesar de su favorable efecto en la disminución de las tensiones sobre el balasto (fig.5.57), conforme evidenciaba Eisenmann (1977). Así, fundamentalmente debido a su coste, este tipo de solución solo se aplica en casos puntuales de problemas ambientales relacionados con la transmisión de vibraciones o el ruido.



Presión vertical sobre el balasto (σ_b)

Vía sobre puente de hormigón con 30cm de balasto	0.34 N/mm²
Vía sobre puente de hormigón con 30cm de balasto y manta elástica bajo balasto (con C=0,04 N/mm ³)	0.21 N/mm²

Fig.5.57: Efecto de las mantas elásticas en puentes de hormigón.

Fuente: Eisenmann (1977)

No obstante, con relación al incremento de rigidez vertical de los terraplenes de acceso a las obras de fábrica, la mayoría de las principales administraciones ferroviarias europeas desarrollaron secciones de transición: en el cuadro 5.10 se visualizan algunos ejemplos recogidos en la ficha UIC 719R (1994).

ADMINIST. (PAIS)	ESQUEMA DE LA SECCIÓN DE TRANSICIÓN	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES
DB (Alemania)		<ul style="list-style-type: none"> ① Plano de rodadura ② Grava ($C_u \geq 5$ grado de compactación $D_{pr} \geq 1,03$) ③ Módulo de deformación $E_{v2} \geq 120$ MN/m² Sub-balasto ④ Sub-capa ⑤ Dimensión máx. correspondiente a un terraplén en materiales coherentes ⑥ Terraplén o suelo natural (desmonte) ⑦ Dispositivo de drenaje ⑧ Relleno en hormigón
SNCF (Francia)		<ul style="list-style-type: none"> ① Plano de rodadura ② Zona de transición en grava-cemento ③ Sub-balasto ④ Capa de coronación ⑤ Dispositivo de drenaje ⑥ Grava-cemento (o grava bien graduada, según la importancia de la línea) ⑦ Grava compactada a 95% OPM ⑧ Terraplén ⑨ Material impermeable compactado
FS (Italia)		<ul style="list-style-type: none"> ① Plano de rodadura ② Capa de sub-balasto asfáltica de 12cm ③ 30-40cm de grava ④ 20cm de "misto-cemento" ⑤ 25cm de grava

Cuadro.5.10: Ejemplos de estructuras de transición propuestas por algunas administraciones ferroviarias. Fuente: Ficha UIC 719R (1994)

En el caso concreto de las líneas de alta velocidad, el cuidado fue particularmente acentuado, como lo demuestra el ejemplo de la sección de transición de la fig.5.58 relativo a la línea Madrid-Sevilla (el cual está basado en las secciones empleadas en las líneas alemanas).

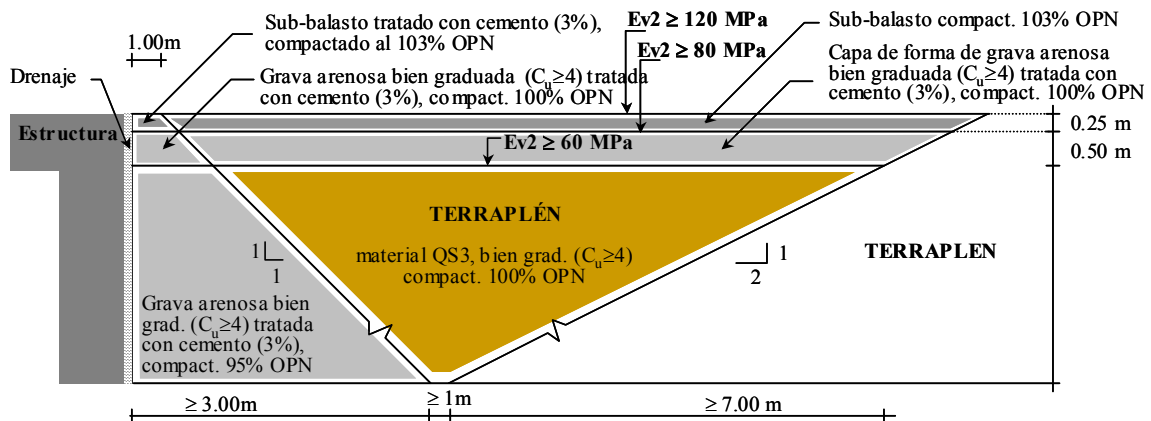


Fig.5.58: Sección de transición terraplén-obra de fábrica de la línea Madrid-Sevilla

Sin embargo, aún con algunas de las secciones de transición descritas anteriormente, sigue existiendo una relevante variación en la magnitud de la rigidez vertical de la vía en el estribo del puente de hormigón. Por otra parte, cabe destacar que estas disposiciones se adaptan en general cuando se tratan de puentes suficientemente importantes, pero debido a su laboriosidad y respectivo coste económico, terminan por no llevarse a cabo cuando se tratan de obras de fábrica corrientes de reducida dimensión, como es el caso de los pasos inferiores.

Aún así, resulta talvez sorprendente comprobar que incluso en las líneas de alta velocidad, los problemas de deterioro acelerado de la geometría de la vía en este tipo de transiciones están lejos de haber desaparecido. Un análisis⁵ de los registros de auscultación de las aceleraciones verticales en caja de grasa, desde la puesta en servicio de la línea de alta velocidad Madrid-Sevilla (1992) hasta el año 2003, no hace sino confirmar esta constatación práctica. En el cuadro 5.11 se visualizan los resultados en cuanto a número de rebases (y la densidad de las mismas) según la vía transcurra por un viaducto o un terraplén de acceso. Se define el parámetro “número de rebases” como el número de veces que se han detectado aceleraciones verticales en caja de grasa superiores a los límites establecidos (30 m/s^2), o sea, el número de rebases es un indicador directo de las necesidades de mantenimiento de la geometría de la vía.

SECCIÓN	LONGITUD (km)	Nº TOTAL DE REBASES (*)	DENSIDAD DE REBASES	INDICE DE VARIACIÓN
Tramos de transición (40m para cada lado del estribo)	2,08	Vía 1 ⇨ 202	97	536
		Vía 2 ⇨ 321	154	769
Tramos sobre viaducto (30 viaductos de más de 50m)	7,99	Vía 1 ⇨ 301	38	208
		Vía 2 ⇨ 388	49	242
Resto de línea (incluye aparatos de vía y obras de fábrica de reducido tamaño)	460,7	Vía 1 ⇨ 8020	17	96
		Vía 2 ⇨ 8736	19	95
TOTAL	470,8	Vía 1 ⇨ 8523	18	100
		Vía 2 ⇨ 9445	20	100

(*) La diferencias en los registros de vía 1 y vía 2 se deben a la ausencia de algunos datos en el caso de la vía 1.

Cuadro 5.11: Registro de auscultaciones de aceleraciones en caja de grasa en la línea Madrid-Sevilla en el periodo Abril 1992-Marzo 2003.

De la observación del referido cuadro se puede deducir que, en comparación con el resto de la línea, las necesidades de mantenimiento de la calidad geométrica son superiores al doble en el caso de vía sobre viaducto y de entre 5 y 7 veces superiores en el caso de terraplenes de acceso al viaducto. Estos datos no hacen sino confirmar la importancia de la rigidez

⁵ Estudio del Ing. Luis Ubalde (basado en datos de RENFE), en el ámbito de su Tesis Doctoral actualmente en curso en la Universidad Politécnica de Cataluña.

vertical de la vía por un lado, y de las variaciones bruscas de rigidez vertical por otro, en el deterioro de la calidad geométrica de las vías.

Pero, conforme se vio con anterioridad, no solo en el caso de presencia de obras de fábrica se producen importantes variaciones de rigidez vertical de la vía: en un estudio recientemente publicado, G.Hunt (1997) afirmaba que el 50% del deterioro de la calidad geométrica de las vías principales de la BR (British Rail) se atribuye a la variabilidad de la capacidad portante de la vía a lo largo de un trazado.

5.4.2.2. Estudios anteriores

Las inevitables variaciones de rigidez vertical producen, además de asientos diferenciales, incrementos de tensión sobre el balasto y como resultado de ambos factores, también el posible el desarrollo de defectos de danza de las traviesas.

En lo que respecta a la influencia en la distribución de tensiones sobre el balasto, el primer análisis de relieve fue llevado a cabo por López Pita (1982), quien comprobó en base a un modelo de apoyo discreto del carril, que las heterogeneidades longitudinales de la vía (variaciones de rigidez de apoyo y defectos de danza) provocan en numerosos casos esfuerzos sobre el balasto superiores a los máximos admisibles. Este hecho llevó el autor a proponer la aplicación de una limitación a la heterogeneidad resistente entre traviesas consecutivas, de modo que las tensiones verticales en la superficie del balasto se sitúen por debajo de esos valores admisibles. En la fig.5.59 se recogen los valores propuestos por López Pita (1982) los cuales alertaban para la importancia de este fenómeno en el deterioro prematuro de determinadas secciones de vía sobre plataforma natural.

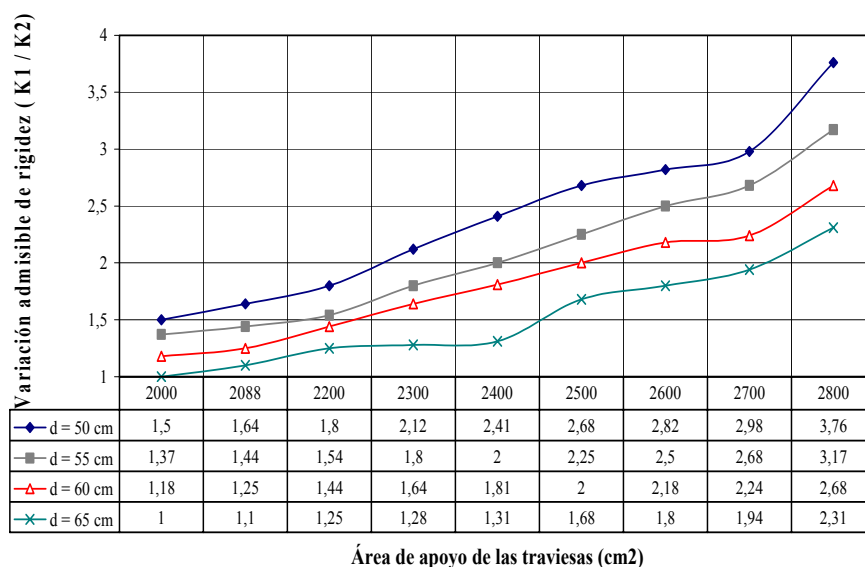


Fig.5.59: Valores máximos admisibles en la variación longitudinal de rigidez de apoyo del carril según el área de apoyo y la distancia entre traviesas. Fuente: basado en resultados de López Pita (1982).

A su vez, Moravčik (1995) estudió con un modelo de cálculo de apoyos discretos no-lineales similar la incidencia de considerar un apoyo bi-lineal del carril con variación de rigidez a partir de una fuerza de 20 kN (representando el efecto de la danza de las traviesas), mediante un modelo de apoyos discretos no-lineales por elementos finitos. El autor indica que los incrementos en la reacción vertical de los apoyos, con respecto al caso de una rigidez de apoyos lineal, son tanto mayores cuanto menor es la rigidez vertical del apoyo, pudiendo alcanzar variaciones de hasta 100% en vías muy flexibles. Por otra parte, un análisis considerando defectos de danza en tres traviesas (3mm en la traviesa central y 2mm en las traviesas contiguas) permitió al autor confirmar la importancia que este fenómeno tiene en las tensiones transmitidas a los apoyos, con incrementos de hasta 52% con relación al caso de una rigidez constante.

Pahnke (1997) comprobó, mediante la aplicación de la formulación de Fendrich (1980), que la presencia de defectos de danza de las traviesas de 2mm, correspondiendo a una magnitud tolerada en líneas convencionales, generan velocidades de impactos sustancialmente superiores a 3cm/s (cuadro 5.12). Mediciones efectuadas previamente habían a su vez puesto de relieve que esa velocidad de 3cm/s correspondería al límite a partir del cual se generaba una importante degradación del balasto.

Velocidad del tren (km/h)	120	160	200	240	280
Velocidad de impacto de la traviesa (cm/s)	3,7	5,0	6,2	7,4	8,6

Cuadro 5.12: Velocidad de impacto de la traviesa sobre el balasto para un defecto de danza de 2mm. Fuente: Pahnke (1997)

Últimamente, algunos estudios han discutido la problemática de variación brusca de rigidez vertical de la vía, en la evolución del asiento de vía, aunque bajo puntos de vista distintos.

Mauer (1995) trató de evaluar el desarrollo del asiento diferencial de vía generado en el caso de una variación de rigidez vertical del apoyo del carril de razón 1 para 2, mediante la combinación de un modelo dinámico del vehículo, un modelo cuasi-estático de la vía (apoyos discretos no-lineales) y la ley de asiento de vía de Hettler (formulación 4.8). A partir de un asiento inicial, el modelo dinámico del vehículo evalúa las cargas a aplicar de acuerdo con la el perfil de rodadura resultante, determinando sucesivamente con el modelo de vía la reacción bajo traviesa y el respectivo asiento producido. Los resultados publicados por el autor evidencian un mayor asiento en la sección más rígida con un ligero “pico” de asiento en la primera traviesa, lo cual corresponde a la distribución habitual de tensiones verticales sobre el balasto en estos casos, tal como supone la adopción de la referida ley de asiento. Cabe destacar que los resultados publicados por el autor evidencian una cierta estabilización de la distribución de cargas dinámicas sobre la vía.

H. Hunt (1997) aplicó unos modelos similares (y idéntica ley de asiento) al caso de una transición entre plataforma natural obra de fábrica, para evaluar la evolución del asiento de vía, considerando: un asiento inicial en la sección más flexible de 2mm, la existencia de una sección de transición gradual de rigidez vertical con 2 metros de extensión, y la presencia de una junta. Pero en este caso, para estimar el asiento bajo traviesa, consideró el parámetro s (factor de escala) de la formulación (4.9) con una magnitud inferior en la sección de vía sobre puente ($s = 0,0004$), lo cual se traduce en una mayor velocidad de asiento del lado más flexible (donde $s = 0,001$). Los resultados obtenidos permitieron al autor deducir que a medida que aumenta el asiento se van generando cada vez mayores esfuerzos de tracción en las traviesas, los cuales superando el peso propio de la misma son una indicación de desarrollo de defectos de danza. A su vez verifica que si se aumenta la longitud de la transición de rigidez vertical de 2 para 8 metros ya no se prevé el apareamiento de dichos defectos nocivos para el deterioro de la vía. Por último, en cuanto al modelo de cálculo, cabe señalar que H.Hunt (1997) también comprobó la buena aproximación de resultados alcanzados por un modelo pseudo-estático para estimar las tensiones bajo traviesa y el consecuente asiento generado. Este hecho confirma, según el autor, la validez de emplear un modelo pseudo-estático para estimar la evolución del asiento de vía, siendo apenas necesario recurrir a sofisticados modelos dinámicos para estimar la progresión de algunos fenómenos como la generación de defectos de danza.

Suiker y Esveld (Esveld, 2001) cuantificaron la incidencia de la longitud de las secciones de transición en el coeficiente de mayoración dinámico de los esfuerzos verticales: para casos en que la velocidad no se aproxima a la velocidad crítica, los autores confirmaron que, en una variación de razón 1 para 4 del suelo de fundación, solamente a partir de 8 metros de longitud de una sección de transición correctamente diseñada se podía admitir que el coeficiente de amplificación dinámico de las cargas por rueda transmitidas ya son similares a los registrados en plena vía. Según los autores, el coeficiente de amplificación dinámico verificado (si no existe ninguna una sección de transición) sería de aproximadamente 2,5 lo cual pone de relieve los importantes incrementos de esfuerzos sobre la estructura de vía que dichas transiciones pueden originar.

Guerin et al. (1999) llevaron a cabo un estudio similar al desarrollado por Mauer (1995) o H.Hunt (1997), aunque en este caso el modelo de deterioro de la vía (RB3D -desarrollado en el ámbito del proyecto Eurobalt) adopta una ley de asiento con una óptica distinta, en concreto la ley “micro-ballast” en el que el asiento vertical es función de la deflexión elástica del balasto (formulación 4.10). La aplicación de ese modelo al caso de una variación pronunciada de rigidez vertical conduce a la configuración del asiento diferencial expuesta en la fig.5.60, en el que el asiento es ahora naturalmente más pronunciado en la sección flexible. Cabe destacar que en una publicación anterior y empleando el mismo modelo, Guerin et al. (1997) evidenciaban una evolución del asiento de vía con una

configuración opuesta, o sea un mayor asiento del lado rígido en caso de presencia de defectos de rigidez vertical.

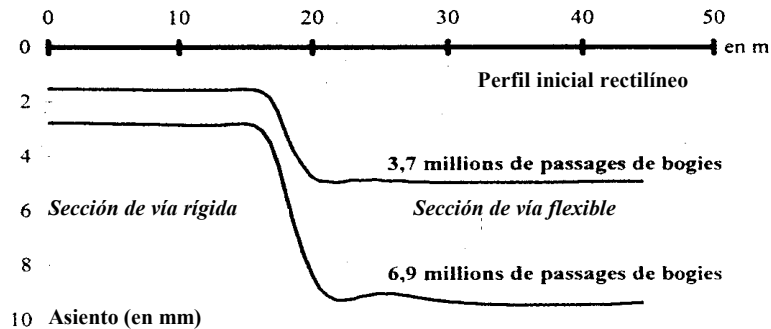


Fig.5.60: Evolución del perfil longitudinal de una vía inicialmente rectilíneo compuesto por una parte de plataforma rígida y otra flexible, con circulaciones a 80 m/s. Fuente: Guerin y Huille (1999).

Por último, Bruni et al. (2001) analizaron el caso de una transición entre un viaducto y puente en arco de menor rigidez vertical, con un modelo dinámico de iteración vía-vehículo (velocidad de 300km/h). Adoptando la ley de Hettler para evaluar el asiento de vía, evidenciaron la ocurrencia de un fuerte asiento diferencial entre las traviesas inmediatamente en la vertical de la transición.

5.4.3. Síntesis y enfoque del estudio

De lo expuesto en el ítem anterior, se puede deducir que, cuando existe una variación más o menos brusca de rigidez vertical de la vía, se producen dos tipos de problemas para el deterioro de la calidad geométrica:

1. Los defectos de nivelación originados debido a una diferente velocidad de asiento medio en la sección más rígida con relación a la sección más flexible. Estos defectos de media o larga longitud de onda afectan la dinámica del vehículo, significando unas mayores aceleraciones verticales perjudiciales para el confort del viajero y unas mayores cargas dinámicas sobre la vía. Este hecho origina un incremento de las necesidades de mantenimiento que no se verificaría si la transición fuese muy gradual y si los defectos generados por el asiento diferencial fuesen de muy elevada longitud de onda.
2. En la vertical de la transición se verifican unos incrementos muy localizados de esfuerzos sobre el balasto, que se deben a la mayor concentración de cargas cuasi-estáticas, las cuales serán tanto más relevantes cuanto mayor sea el incremento

verificado en las oscilaciones de las sobrecargas dinámicas en la transición. Esta última situación origina un asiento y un desgaste muy acelerado del balasto en esa zona puntual, llevando incluso al desarrollo de defectos de danza de las traviesas a lo largo de la transición.

En cuanto al primer punto se deduce que los mecanismos que gobiernan el asiento de vía en casos de transiciones bruscas de capacidad portante de la vía no están suficientemente esclarecidos. Una primera explicación para las contradicciones encontradas en los estudios presentes en la bibliografía radica en las leyes de asiento empleadas y en el hecho de que las mismas dicen exclusivamente respecto al asiento de la capa de balasto, bajo distintos niveles de carga, pero para un mismo tipo de fundación. Así, la aplicación de las mismas no permite tener en cuenta el posible asiento diferencial verificado a nivel de la infraestructura, el cual puede ser particularmente relevante en especial si se trata de una transición terraplén-obra de fábrica.

De este modo, en el caso de una transición entre una plataforma de buena calidad y una rígida, la investigación todavía no ha aclarado la respuesta a una simple cuestión como ¿de que lado asentará más la vía (en la sección flexible o en la rígida)?

Si se considera que la estructura de transición entre ambas está correctamente diseñada y que la misma se encuentra perfectamente consolidada, será de prever que el asiento total venga principalmente gobernado por el asiento generado en la capa de balasto. En este caso, siendo diferente la rigidez vertical del apoyo de la capa balasto, ya no se puede considerar como equivalente el empleo de una ley gobernada por las tensiones verticales máximas bajo traviesa (leyes de Hettler o Shenton) o bien gobernada por la deflexión elástica del balasto (ley micro-ballast): la aplicación de un tipo u otra indicaría un mayor asiento del lado más rígido o del lado más flexible.

Por otro lado, aún cuando la vía está perfectamente consolidada, es siempre de esperar un ligero asiento diferencial a nivel de la plataforma en la sección más flexible. De este modo, resultaría de gran interés evaluar y cuantificar en que medida el asiento de un determinado tipo de plataforma puede ser relevante para el asiento total (y en que situaciones lo es más que el asiento del balasto). La respuesta a esta cuestión debe en este caso buscarse esencialmente mediante campañas de investigación experimentales a llevar a cabo, por ejemplo, en una transición plataforma natural-obra de fábrica.

Al margen de esta importante cuestión, sin duda de gran interés para la investigación ferroviaria, cabe señalar que en los estudios descritos no aparece ninguna reflexión concreta sobre la incidencia que puede tener la configuración de la superestructura de vía. Así, en el ámbito de este estudio se pretenderá explicitar el papel de la configuración de la superestructura ferroviaria, y en concreto de la elasticidad de la placa de asiento del carril en:

- El desarrollo de asientos diferenciales.
- La concentración de esfuerzos muy elevados en traviesas puntuales.

El objetivo de este último punto consiste en definir un umbral de variación máxima admisible de la rigidez vertical que garantice que no se produzca un deterioro del balasto en esas secciones considerablemente superior al estipulado hasta ahora en este estudio. Para llevar a cabo esas reflexiones, se empleará el modelo de cálculo descrito seguidamente.

5.4.4. Modelo de cálculo

En un análisis cuasi-estático, la problemática de la heterogeneidad del apoyo de las traviesas a lo largo de una vía puede evaluarse mediante un modelo de viga finita que se apoya discretamente sobre apoyos elásticos lineales o no-lineales. El cálculo de los esfuerzos puede llevarse a cabo empleando el método de elementos finitos (MEF), cuyo proceso básico de cálculo se puede resumir en las siguientes etapas:

1. División de la estructura en una malla de elementos;
2. Cálculo para cada elemento de la matriz de rigidez y del vector de solicitaciones;
3. Construcción (ensamblaje) de la matriz de rigidez global K y del vector de fuerzas exteriores R ;
4. Introducción de las condiciones frontera y de las propiedades mecánicas de los materiales;
5. Resolución de las ecuaciones de equilibrio del sistema (en general por el método de eliminación de Gauss) y determinación de los desplazamientos globales;
6. Cálculo para cada elemento de las grandezas que interesan (tensiones, deformaciones) a partir de las relaciones geométricas y constitutivas establecidas.

Las ecuaciones de equilibrio se deducen mediante la aplicación del principio de los trabajos virtuales, obteniendo:

$$K \cdot u = R \quad (5.12)$$

donde:

K : matriz de rigidez de la estructura;

u : vector de desplazamientos;

R : vector de fuerzas aplicadas sobre la estructura. En su formulación general, el vector de fuerzas aplicadas (R) viene dado por:

$$R = R_B + R_S + R_C - R_I \quad (5.13)$$

En el que R_B representa el efecto de las fuerzas del cuerpo del elemento, R_S el efecto de las fuerzas de superficie aplicadas, R_C las cargas concentradas en los nudos (en este caso la carga Q por rueda) y R_I el efecto de las tensiones iniciales del elemento. En un análisis dinámico se incluirían a su vez las fuerzas de inercia y de amortiguamiento.

Cuando el análisis es lineal, el vector de desplazamientos u es función lineal del vector de fuerzas aplicadas R , o sea, si se multiplica el vector R por una constante x , los desplazamientos correspondientes serán $x.u$.

Si bien los modelos de viga sobre apoyos discretos elásticos lineales permiten obtener una aproximación considerada aceptable de esfuerzos máximos sobre la vía, el objetivo de este estudio (evaluar la incidencia de las discontinuidades en la rigidez vertical del apoyo de las traviesas) conduce a la necesidad de llevar a cabo un análisis no-lineal. Un análisis de este tipo permite, por un lado representar de forma conveniente la onda de levante de la vía (no resistencia a tracción de los apoyos) y por otro la representación de defectos de danza de las traviesas. En concreto, el tipo de no-linealidad que se adoptará en este caso es una no-linealidad a nivel de las propiedades de los materiales, tal como se describirá más adelante.

Para poder evaluar el papel de esta elasticidad resulta necesario emplear un modelo de cálculo en el que el apoyo del carril no se considera como un elemento (muelle) único equivalente. En efecto, si bien la magnitud de la rigidez equivalente puede obtenerse en base a la elasticidad de los componentes a partir de la formulación

$$(2.15) \quad k_{eq} = \frac{1}{\frac{1}{k_{bp}} + \frac{1}{k_{pa}}}$$

en la práctica, la aplicación de esta formulación a la inversa (para deducir k_{bp} o k_{pa}) no permite obtener resultados coherentes cuando k_{eq} es elevada.

Así para poder evaluar esta incidencia de forma explícita, se consideró de forma separada la rigidez vertical de la placa de asiento del carril, de la traviesa y del sistema balasto-plataforma, en lugar de adoptar un coeficiente de rigidez equivalente como es habitualmente empelado (Moravčik, 1995; Mauer, 1995 o H.Hunt, 1997). Por otra parte permite una mejor aproximación a la onda de levante producida por una o varias cargas, al considerar explícitamente el peso propio de la traviesa, el cual si no se considera se traduce en una sobre-evaluación del levante de la vía y de los esfuerzos verticales (aunque en un modelo de muelles equivalentes ese problema se podría esquivar sumando el peso de las traviesas en los nudos de conexión con el carril).

El modelo está compuesto por elementos viga tipo Euler-Bernoulli que representan las propiedades elásticas del carril, apoyados sobre 19 o 38 apoyos (según se analice el efecto de una rueda aislada o de un par de ruedas -bogie) constituidos por elementos lineales o no-lineales que representan la rigidez vertical de la placa de asiento, de la traviesa y del sistema balasto-plataforma (fig.5.61).

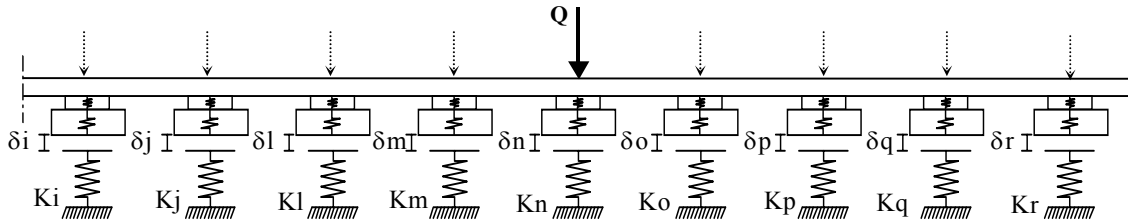


Fig. 5.61: Esquema del modelo de cálculo adoptado para el estudio.

Las propiedades de los materiales considerados como no-lineales se definen en cada caso mediante una curva tensión-deformación, conforme se ejemplifica en la fig.5.62.

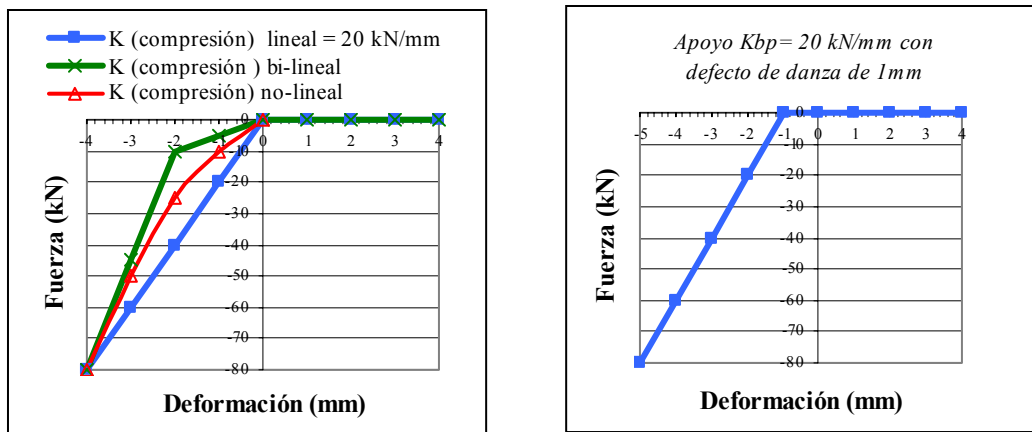


Fig.5.62: Ejemplos de definición de las características no-lineales del elemento representativo de la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, k_{bp} .

El cálculo no-lineal de la respuesta de la estructura a una carga vertical sobre el carril debe resolverse mediante un algoritmo iterativo basado en incrementos sucesivos de carga. En la hipótesis general de una carga exterior aplicada en función del tiempo, la condición de equilibrio de un sistema constituido por elementos finitos puede expresarse del siguiente modo (Bathe, 1996):

$${}^tR - {}^tF = 0 \tag{5.14}$$

en el que:

tR : vector de fuerzas aplicadas en los nudos en el tiempo t ;

tF : vector de fuerzas aplicadas en los nudos que corresponden a las tensiones sobre el elemento: en realidad, de (6.2) se deduce que ${}^tF = {}^tR_1$

La aproximación básica en una solución incremental es asumir que la solución para un instante t es conocida y que la solución para el instante $t+\Delta t$ es requerida, siendo Δt el incremento de tiempo ajustado para el caso en estudio. Así, considerando (5.14) se obtiene:

$${}^{t+\Delta t}R - {}^{t+\Delta t}F = 0 \quad (5.15)$$

Dado que la solución es conocida para el instante t , se puede escribir

$${}^{t+\Delta t}F = {}^tF + F \quad (5.16)$$

en el que F representa el incremento en las fuerzas en los nudos correspondiente al incremento en los desplazamientos y esfuerzos entre el instante t y el instante $t+\Delta t$.

Una primera aproximación al vector F puede obtenerse empleando una matriz de rigidez tangente, tK , que corresponde a las propiedades geométricas y a las condiciones del material en el instante t , considerando:

$$F = {}^tK \cdot u \quad (5.17)$$

Siendo:

u : vector de incremento de desplazamientos en los nudos;

tK : matriz de rigidez tangente, definida como la derivada de las fuerzas internas en los nudos tF con relación a los desplazamientos en los nudos, matemáticamente:

$${}^tK = \frac{\partial {}^tF}{\partial {}^t u} \quad (5.18)$$

Sustituyendo en (5.16), (5.17) y (5.18) se obtiene:

$${}^tK \cdot u = {}^{t+\Delta t}R - {}^tF \quad (5.19)$$

Lo cual resolviendo con relación a u , se puede deducir, de forma directa, una aproximación a los desplazamientos en el instante $t+\Delta t$. Sin embargo, la matriz tK corresponde en este caso al último ensamblaje definido: en la práctica resulta necesario llevar a cabo iteraciones sucesivas hasta que se obtenga una solución con una precisión razonable.

El método numérico de cálculo iterativo empleado en el análisis por elementos finitos es el clásico Newton-Raphson, el cual es una extensión de la técnica expuesta anteriormente:

habiendo calculado un incremento en los desplazamientos de los nudos, o sea definiendo un nuevo vector de desplazamientos totales, se puede repetir la solución anterior por incrementos sucesivos empleando el nuevo vector de desplazamientos totales en vez de emplear el vector de desplazamientos en el tiempo t .

Así, para cada iteración $(i-1)$ se obtiene el vector de desplazamientos $u^{(i-1)}$, siendo la siguiente aproximación al vector desplazamiento u^i dada por:

$$\begin{aligned} {}^{t+\Delta t}u^{(i)} &= {}^{t+\Delta t}u^{(i-1)} + \Delta u^{(i)} \\ \text{y} \\ {}^{t+\Delta t}K^{(i-1)} &= {}^{t+\Delta t}R - {}^{t+\Delta t}F^{(i-1)} \end{aligned} \quad (5.20)$$

en el que $\Delta u^{(i)}$ es la variación en los desplazamientos para la iteración i . Para las condiciones iniciales ${}^{t+\Delta t}u^{(0)} = {}^t u$, ${}^{t+\Delta t}K^{(0)} = {}^t K$ y ${}^{t+\Delta t}F^{(0)} = {}^t F$. Así, en la primera iteración, las ecuaciones (5.20) se resumen a la ecuación (5.19). En las siguientes iteraciones, las últimas estimaciones de los valores de los desplazamientos se utilizan para calcular los correspondientes esfuerzos en los elementos y fuerzas en los nudos ${}^{t+\Delta t}F^{(i-1)}$ y la matriz de rigidez tangente ${}^{t+\Delta t}K^{(i-1)}$.

El programa de cálculo por elementos finitos empleado en este análisis es el ADINA⁶ (versiones 7.4 y 7.5).

En la fig.5.63 se visualizan los resultados del modelo para la reacción máxima bajo la traviesa, en caso de rigidez vertical constante, en comparación con los derivados de la teoría viga continua sobre fundación elástica y de un modelo lineal de viga sobre apoyos elásticos. Se comprueba que el modelo adoptado conduce a magnitudes de la reacción ligeramente superiores a las otras metodologías, con unas diferencias que oscilan entre los 3 y 4%, que se atribuyen al efecto del peso propio y de la onda de levante. Los parámetros considerados en esta figura fueron los relativos a una vía de alta velocidad como la Madrid-Sevilla y una carga aplicada de 160 kN. A su vez, se efectuaron los cálculos para el caso de dos cargas puntuales espaciadas de 3m (empate del bogie de circulaciones de alta velocidad): los resultados obtenidos confirman la validez de emplear una sola carga aplicada, dado que las diferencias en las tensiones verticales máximas obtenidas son del orden de 1% para el caso de una rigidez de infraestructura de 80 kN/mm.

⁶ ADINA© – Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Software (K.J. Bathe, Massachusetts Institute of Technology)

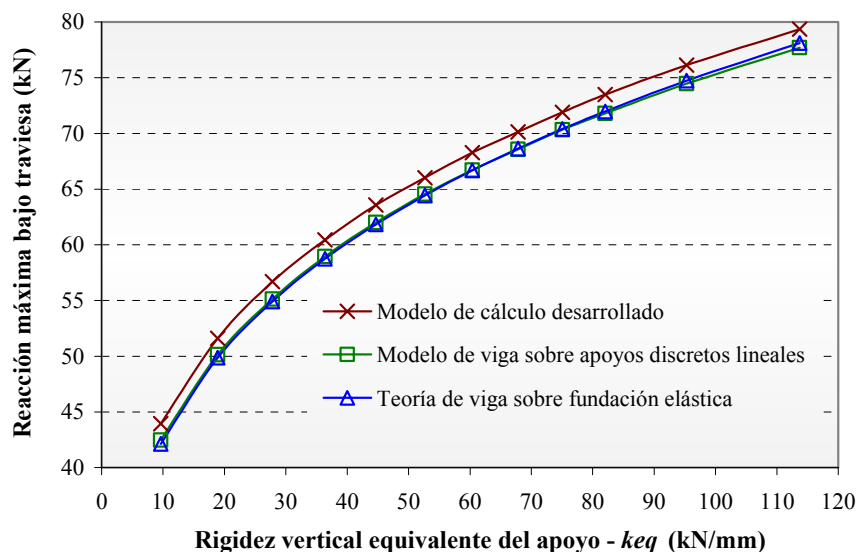


Fig.5.63.: Resultados del modelo de cálculo propuesto en cuanto a reacción máxima bajo traviesa, según la rigidez vertical del apoyo del carril.

Por último, para evaluar los efectos de una configuración dada de vía en los esfuerzos verticales sobre el balasto en un análisis cuasi-estático, resulta importante considerar, con la mayor aproximación posible, las cargas dinámicas máximas susceptibles de ocurrir en la realidad.

En el ámbito de este estudio se evaluará la sobrecarga dinámica máxima mediante la aplicación de la formulación de Prud'homme. La velocidad de circulación considerada es de 300 km/h. Las características del vehículo son las adoptadas a lo largo de este estudio, en concreto las correspondientes a un vehículo tipo TGV tal como se definió en el cuadro 5.13. El cálculo de la carga dinámica para cada configuración de vía estudiada (o sea, para cada razón de variación de rigidez vertical) se evalúa mediante un proceso iterativo basado en la rigidez vertical de la vía obtenida en cada punto de aplicación de la carga. La convergencia (a dos casas decimales en kN) es normalmente rápida y se obtiene en general al cabo de la segunda o tercera iteración.

La calidad geométrica inicial de la vía considerada variará entre excelente calidad (para las reflexiones sobre asientos diferenciales) y buena calidad, para estimar la envolvente máxima de esfuerzos sobre el balasto susceptible de ocurrir en las variaciones de capacidad portante.

5.4.5. Sobre el desarrollo de asientos diferenciales en el balasto

A continuación se reflexiona sobre el desarrollo de posibles asientos diferenciales en el caso de una transición plataforma natural-obra de fábrica habitual en una vía de alta velocidad, analizando los resultados de un ejemplo práctico.

Para la estructura de transición se estimó un coeficiente de rigidez equivalente del sistema balasto-plataforma de 103 kN/mm y para el tramo de vía balastada sobre obra de fábrica se consideró un coeficiente de rigidez del sistema balasto-plataforma de 199 kN/mm. Estos valores corresponden a un coeficiente de balasto equivalente de 0,3 N/mm³ y 0,5 N/mm³ respectivamente en el caso de una vía con placa de asiento rígida. La calidad geométrica de la vía se consideró como en excelente estado, lo que supone un perfil inicial del carril perfecto, lo que supone que no hay asientos diferenciales iniciales y se omiten eventuales esfuerzos de impacto en la vertical de la transición. De este modo, el nivel de cargas dinámicas estimado en cada punto es equivalente al que se verificaría si cada punto correspondiera a un tramo homogéneo.

En la fig.5.64 se exponen los resultados obtenidos para la distribución de tensiones verticales así como la distribución de deflexiones verticales elásticas bajo traviesa.

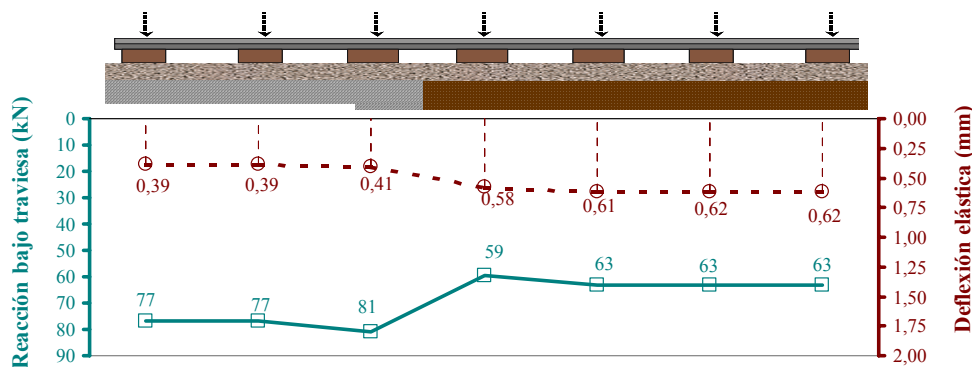


Fig.5.64: Distribución de tensiones y deflexiones verticales de la traviesa a lo largo de una transición obra de fábrica-plataforma natural.

Las importantes diferencias en la evolución del asiento, según se plantee desde la óptica de las tensiones sobre el balasto (ley de Hettler o Shenton) o desde la deflexión vertical (ley “micro-ballast), confirman que, más allá de una correcta evaluación del nivel de sobrecargas dinámicas resultante con la evolución del asiento, la dificultad reside en la evaluación del asiento en si mismo (conociendo los esfuerzos), el cual puede tener múltiples configuraciones.

Ante esta dificultad, se pueden aun y así efectuar algunas consideraciones cualitativas, asumiendo que no se produce ningún asiento diferencial de la plataforma., En la fig.5.65 se visualizan las diferencias comparativas en cuanto a la distribución de tensiones verticales y

el asiento previsto a lo largo de la transición (para 1.10^6 ciclos de carga) para 3 tipos de elasticidad de la placa de asiento habitualmente empleadas en líneas de alta velocidad. El asiento vertical del balasto expuesto se obtuvo aplicando la ley de Hettler (expresiones 4.8 y 4.9), considerando una misma constante de asiento ($c=0,43$) y un mismo factor de escala ($s=0,001$) en la sección rígida y en la flexible.

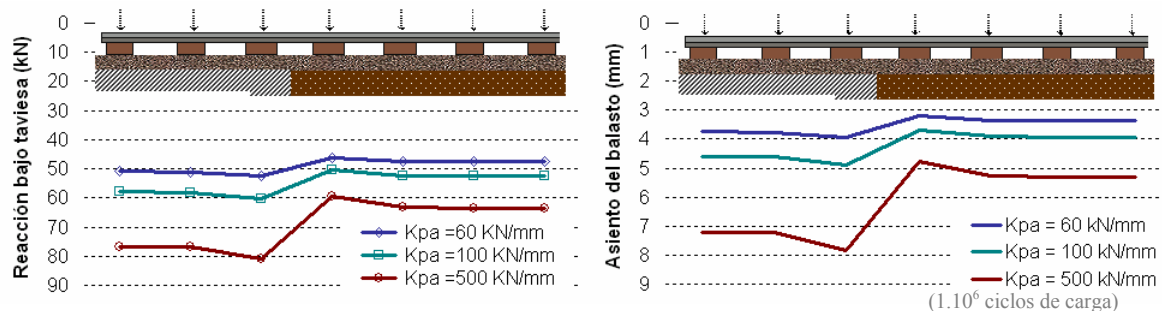


Fig.5.65: Efecto de la elasticidad de la placa de asiento en una transición obra de fábrica-plataforma natural: reacción bajo traviesa (izq.) y asiento después de 1.10^6 ciclos (der.).

Independientemente de la magnitud del asiento acumulado, la mencionada figura pone de relieve el importante papel que puede tener la elasticidad de la placa de asiento en la evolución del deterioro en una sección de transición entre obra de fábrica y plataforma natural de una línea de alta velocidad. La homogeneización de esfuerzos a lo largo de la misma se traduce en una muy notable reducción del asiento medio y principalmente en una reducción de los asientos diferenciales entre ambas secciones.

Por otra parte, es interesante comprobar que el empleo de placas de asiento de mayor elasticidad permite aumentar la velocidad de circulación sin por ello esperar un mayor deterioro de la calidad geométrica de la vía (por lo menos desde la óptica de las tensiones verticales). A título de ejemplo se expone en la fig.5.66 la distribución de tensiones verticales sobre el balasto previsto en la transición mencionada, en el caso de una configuración de la superestructura idéntica a la de la línea Madrid-Sevilla (placa rígida) con una velocidad de circulación de 300 km/h y la configuración adoptada en la nueva línea Madrid-Barcelona (placa elástica) con una velocidad máxima de circulación prevista de 350 km/h. Las sobrecargas dinámicas a lo largo de la transición se estimaron en base al mismo criterio de Prud'homme y se continuó asumiendo una calidad de rodadura excelente. Estos resultados evidencian que, con la adopción de una placa de asiento más elástica, no parece previsible que se generen mayores problemas de asiento diferencial en este tipo de transiciones obras de fábrica-plataforma natural en la línea Madrid-Barcelona (incluso con velocidades máximas de hasta 350 km/h) que los verificados en la línea Madrid-Sevilla para velocidades de 300 km/h. En todo caso, estos resultados no pueden ser considerados más que una aproximación cualitativa: en efecto, un análisis para velocidades muy elevadas

requeriría la incorporación del comportamiento vibratorio del balasto, el cual es sabido juega un papel muy relevante en el asiento del balasto en ese caso.

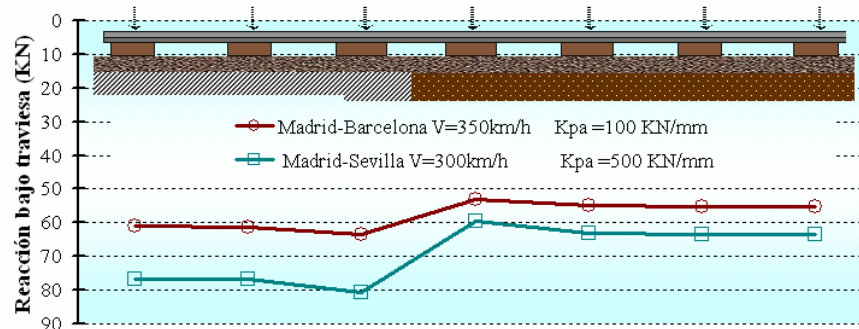


Fig.5.66: Efecto de la elasticidad de la placa de asiento en las líneas de alta velocidad españolas en el caso de una transición obra de fábrica-plataforma natural.

Fuente: López Pita y P.F.Teixeira (2003)

5.4.6. Influencia en los esfuerzos verticales máximos sobre el balasto

5.4.6.1. Formulación del análisis

La presencia de fuertes variaciones en la rigidez vertical de la vía son sentidas por el vehículo como una irregularidad, originando un incremento de las sobrecargas dinámicas máximas con relación a un tramo de vía sin oscilaciones en la capacidad portante de la vía. Según los resultados de autores como Mauer (1995) o Bruni et al. (2001), en el caso de una variación del mismo rango de magnitud a la considerada en este estudio y para una velocidad de 300 km/h, las sobrecargas dinámicas generadas se traducen en una reacción en la traviesa más solicitada del orden de 100 kN a 115 kN respectivamente. Considerando una traviesa tipo B70 se comprueba que estos valores suponen unos esfuerzos sobre el balasto del orden de $0,35 \text{ N/mm}^2$ a $0,40 \text{ N/mm}^2$, o sea claramente unos valores que suponen un deterioro muy acelerado del balasto en esa sección (si la traviesa es tipo U41 bi-bloc, las tensiones medias bajo traviesa alcanzan entre $0,41 \text{ N/mm}^2$ a $0,47 \text{ N/mm}^2$).

En estos estudios, al igual que la mayoría de los estudios efectuados hasta el momento, la relación entre la carga transmitida al balasto y la respectiva velocidad de asiento se considera como siguiendo una determinada ley de asiento, independientemente del gradiente de la carga (Mauer, 1995, apuntaba este hecho como una de las limitaciones de los estudios realizados). Apenas Dahlberg (2001) estableció la conveniencia de adoptar un algoritmo que diferencie el gradiente de la carga aplicada para estimar el asiento: en concreto el autor propuso un modelo de cálculo en el que solamente a partir de una tensión por encima de la tensión umbral (discutida en el ítem 4.3.3) esa tensión se traduciría en asiento permanente del balasto.

No obstante, cabría adoptar también un diferente criterio de evolución (en concreto la potencia α de la carga vertical bajo traviesa) según la magnitud del esfuerzo vertical, estableciendo, por ejemplo, una inflexión de la velocidad de asiento. En todo caso, la falta de conocimientos sólidos sobre el comportamiento deformacional del balasto en plena vía y a altas velocidades, así como de los umbrales de variación de la velocidad de asiento (según el tipo de balasto, etc.) hace difícil plantear un criterio de evolución del deterioro de este tipo.

El propósito del siguiente análisis es abordar el problema desde la perspectiva de una limitación de los esfuerzos verticales sobre el balasto y con ello garantizar que la evolución del deterioro se mantenga en los niveles estipulados a lo largo de este estudio.

Para estimar la envolvente máxima de esfuerzos susceptibles de ocurrir en casos de variaciones bruscas de rigidez vertical, se modificó el criterio adoptado hasta ahora para evaluar las sobrecargas dinámicas. En concreto, se considera una vía de buena calidad geométrica en lugar de excelente calidad: o sea, se adoptará una amplitud máxima de defectos longitudinales medidos en base de 3 metros de $b=1,0\text{mm}$ en la fórmula (3.11), valor que por cierto corresponde al recomendado por Prud'homme para el diseño de vías de alta velocidad. Cabe destacar que este planteamiento permite obtener unos niveles de sobrecarga dinámica que se aproximan a los valores obtenidos con modelos dinámicos publicados por Mauer (1995), Esveld (2001) o Bruni et al. (2001). Incluso en los casos más extremos de variación de rigidez vertical, el coeficiente de amplificación dinámica no supera en ningún caso el valor atribuido por Esveld (2001) para transiciones bruscas de razón 1 para 4, que se sitúa en 2,5. En la fig.5.67 se visualizan las diferencias de resultados, en cuanto a la carga máxima bajo traviesa, que conduce la consideración de una calidad buena de la geometría de la vía tal como se considera de ahora en adelante, en comparación con una vía de excelente calidad (tal como se viene considerando hasta el momento).

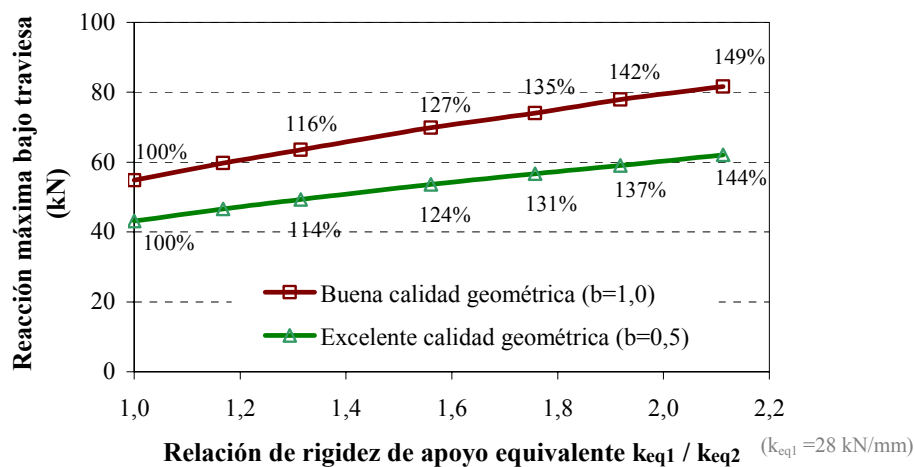


Fig.5.67: Influencia de la calidad geométrica inicial considerada en las tensiones verticales sobre el balasto en caso de variación de rigidez vertical del apoyo equivalente del carril.

La magnitud de la máxima reacción bajo traviesa concuerda razonablemente con otros estudios publicados (y comentados anteriormente): en una variación de rigidez de apoyo equivalente del carril de razón 1 para 2 se sitúa en torno a 80 kN. A su vez, se comprueba que los incrementos porcentuales de esfuerzos verticales se mantienen aproximadamente similares en ambos casos, por lo que los resultados comparativos con relación a una traviesa pueden considerarse como aplicables, con razonable precisión, también en el caso de una vía de excelente calidad.

5.4.6.2. Análisis de resultados

A continuación se resumen los resultados obtenidos en cuanto a esfuerzos máximos transmitidos al balasto en diferentes casos de variación de rigidez vertical de la vía con probabilidad de ocurrir en líneas de alta velocidad, reflexionando sobre el papel de los siguientes factores:

- Rigidez vertical de la plataforma de referencia;
- Elasticidad de la placa de asiento;
- Longitud de las variaciones de rigidez;
- Presencia de defectos de danza de las traviesas.

Los parámetros generales de la estructura de vía considerados en el estudio se resumen en el cuadro 5.13. En el ANEXO 1 se exponen los principales resultados obtenidos.

ELEMENTO	CARACTERÍSTICAS
Carril UIC60	E = 210 GPa I = 3055cm ⁴ P = 60,34 kg/m
Placa de asiento (variable)	k _{pa} = 500 KN/mm k _{pa} = 100 KN/mm k _{pa} = 50 KN/mm
Traviesa monobloc	E = 64 GPa P = 304/2 = 152 Kg/hilo carril
Distancia entre traviesas	d = 0,60 m
Rigidez vertical equivalente del sistema de apoyo de la traviesa (variable)	Rango de variación habitual en AV: entre 40 kN/mm y 200 kN/mm

Cuadro 5.13: Parámetros de la estructura de vía adoptados en el análisis.

Conforme se puede apreciar en la fig.5.68 una transición de razón 1 para 2 entre valores de rigidez vertical de la infraestructura habituales (de 40kN/mm para 80 kN/mm) se traduce en unos incrementos de tensión transmitida al balasto de 40% en la traviesa más solicitada con relación a las traviesas inmediatamente contiguas del lado flexible. Si la transición es de 40 kN/mm hacia 120 kN/mm (aproximadamente el mínimo y máximo verificado en tramos sobre plataforma natural en las líneas francesas), los incrementos comparativos de tensión vertical sobre el balasto alcanzan el 66%. Por último, si se admite una transición para un

valor correspondiente al máximo verificado en las líneas alemanas de alta velocidad sobre plataforma natural (150 kN/mm), se verificarían unas tensiones máximas bajo traviesa de prácticamente el doble a las verificadas en el lado más flexible. A su vez, se comprueba que la rigidez de la infraestructura de referencia tiene poca incidencia en los incrementos comparativas.

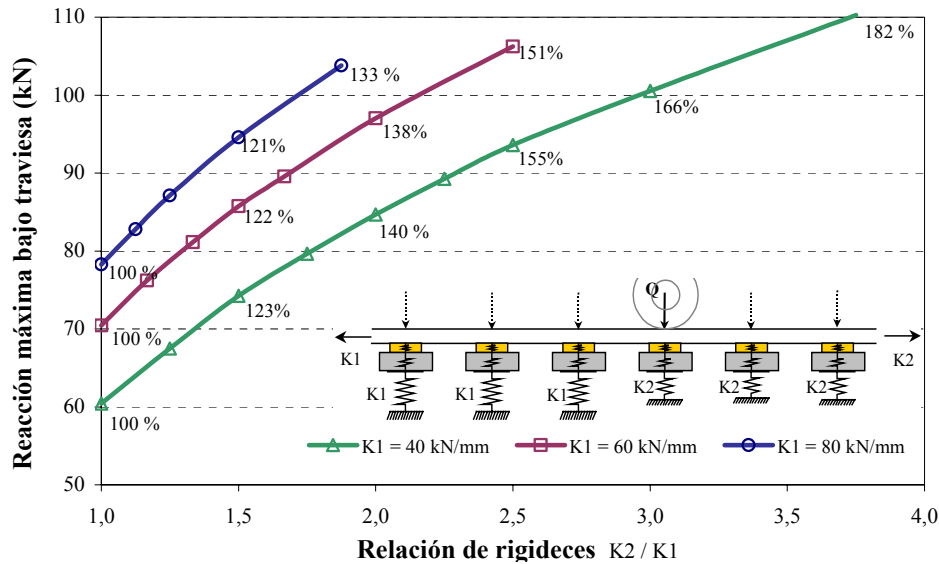


Fig. 5.68: Influencia de las variaciones de rigidez vertical en el sistema balasto-plataforma en la reacción máxima bajo traviesa (Placa de asiento de 500 kN/mm)

En la fig.5.69, se visualizan las importantes diferencias en los valores máximos de tensiones verticales sobre el balasto verificados en una sección flexible y otra más rígida cuando las mismas se sitúan en un tramo homogéneo, en comparación con los verificados cuando se encuentran contiguas. Se observa como su contigüidad puede llegar a suponer un incremento de cerca de 30% en las tensiones verticales que se verificarían en el lado más flexible, y de más de 50% del lado más rígido, con relación al caso en que la transición fuese muy gradual. Estos resultados corresponden a una indicación de los esfuerzos máximos susceptibles de ocurrir, en virtud de las consideraciones adoptadas en cuanto a la sobrecarga máxima dinámica en ambas situaciones.

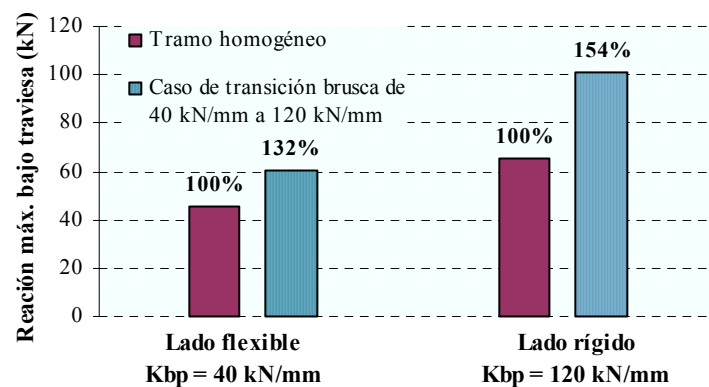


Fig. 5.69: Influencia de las variaciones bruscas de rigidez en la reacción máxima bajo traviesa, en relación al caso de una sección homogénea.

El empleo de placas de asiento de mayor elasticidad, al reducir y homogeneizar la rigidez vertical de la vía en tramos sobre diferente capacidad portante, permite atenuar de forma muy relevante las sobrecargas sobre el balasto en el caso de transiciones bruscas de rigidez vertical del suelo de fundación, tal como se comentó anteriormente. En la fig.5.70 se exponen los resultados en el caso de una infraestructura de referencia de 40 kN/mm. Se comprueba que aún cuando se den pronunciadas variaciones de rigidez vertical del sistema balasto-plataforma, los incrementos son muy acotados para placas de asiento elásticas (100 kN/mm) y sobretodo muy elásticas (50 kN/mm): una transición de razón 1 para 3 en la capacidad portante supone solamente incrementos de 42% y 29%. Al aumentar la rigidez vertical de la infraestructura de referencia, mayores son las ventajas comparativas de las placas más elásticas.

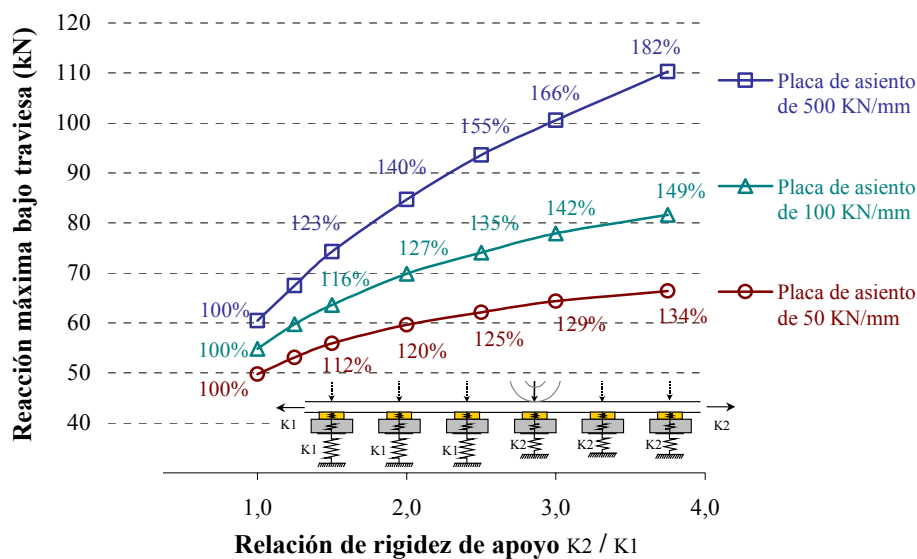


Fig. 5.70: Influencia de la placa de asiento en casos de variaciones bruscas de rigidez del sistema balasto-plataforma.

A su vez, se cuantificó la longitud a partir de la cual una variación puntual, de un determinado orden de magnitud, puede considerarse equivalente a una transición entre dos secciones, conforme se consideró anteriormente. La presencia de numerosas obras transversales a la vía (drenaje, señalización u otras) en ocasiones a reducida profundidad suelen originar importantes fluctuaciones de rigidez vertical en una muy reducida longitud, lo cual justifica el interés de este análisis. En la fig.5.71 se resumen los resultados obtenidos para la reacción máxima bajo travesía a lo largo de la transición, en el caso de una vía sobre un suelo de buena capacidad portante y una placa de asiento rígida: se comprueba que hay una estabilización de los resultados a partir de 2 traviesas con distinta rigidez.

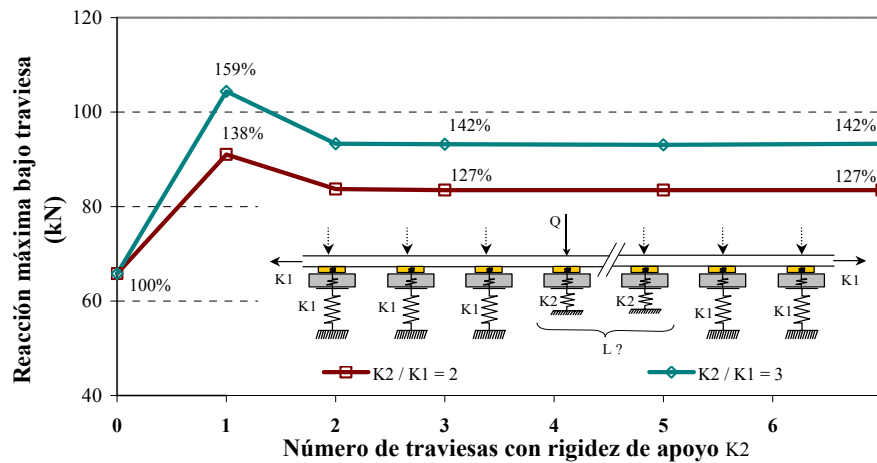


Fig. 5.71: Influencia de la longitud de las variaciones puntuales de rigidez vertical.

La situación más desfavorable corresponde a una variación de rigidez vertical en una sola traviesa aislada, que implica un aumento de tensión transmitida de entre sensiblemente 9% y 12%, para razones K_2/K_1 de 2 y 3 respectivamente. La plataforma de referencia tiene una incidencia en la proporción de la variación (mayor cuanto menor la rigidez vertical K_1 de referencia para una misma razón K_1/K_2) pero las consideraciones en cuanto a la longitud de influencia no varían.

Por último, se reflexionó sobre el problema de los defectos de danza de las traviesas. En la fig. 5.72 se visualiza como, según el punto de aplicación de la carga, la presencia de un defecto aislado produce incrementos de tensiones verticales en la traviesa contigua, que son tanto más elevados cuanto mayor la rigidez de la infraestructura en esa traviesa. La generación de unos defectos iniciales se produce en general debido a una fuerte carga de impacto recibida por unas traviesas muy localizadas, lo cual puede suceder por ejemplo cuando hay una variación importante de rigidez vertical. Se entiende fácilmente que al desarrollarse unos defectos iniciales, los mismos se propagan hacia las traviesas contiguas.

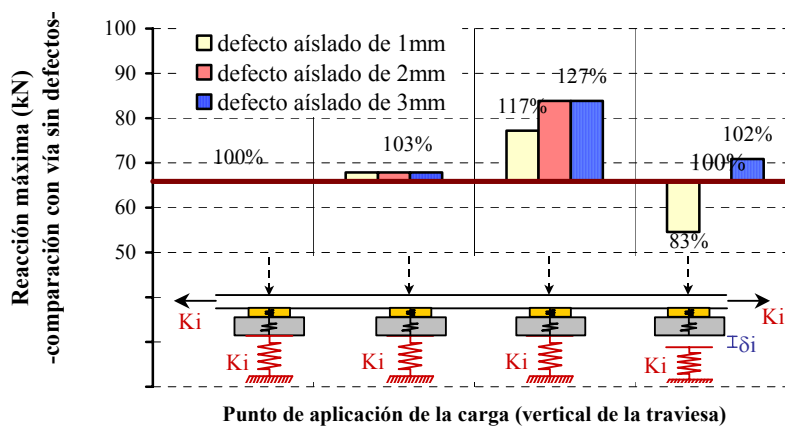


Fig. 5.72: Influencia de un defecto de apoyo de la traviesa en la reacción vertical cuasi-estática en las traviesas contiguas.

En el cuadro 5.14 se exponen los resultados para algunas combinaciones desfavorables de sucesiones de defectos a lo largo de 5 traviesas consecutivas, los cuales evidencian que sin una rápida corrección de los mismos se puede generar un proceso creciente muy acelerado de deterioro de la geometría.

Distribución de defectos (mm) $\delta_L - \delta_M - \delta_N - \delta_O - \delta_P$	Reacción máxima bajo traviesa (kN)	Variación (%) con relación a una vía sin defectos
0 - 0 - 1 - 3 - 2	77	+ 17 %
1 - 1 - 1 - 3 - 1	86	+ 31 %
1 - 2 - 1 - 2 - 1	91	+ 39 %
1 - 3 - 1 - 3 - 1	110	+ 67 %
2 - 2 - 1 - 2 - 2	95	+ 44 %
3 - 3 - 1 - 3 - 3	120	+ 83 %

Cuadro 5.14: Incidencia de los defectos múltiples de apoyo de la traviesa en las tensiones máximas transmitidas al balasto.

Situaciones en las que se producen incrementos del orden de 30% son muy frecuentes incluso en las líneas de alta velocidad. A título de ejemplo se analizó un caso práctico real de una sucesión de defectos de danza, en concreto las mediciones publicadas por Rump (1997) relativas al tramo Fulda – Kassel, de la línea de alta velocidad Hannover – Würzburg. Los resultados expuestos en la fig.5.73 evidencian incrementos máximos de esfuerzos verticales de entre 20% y 30% con relación a la misma estructura de vía sin defectos de danza.

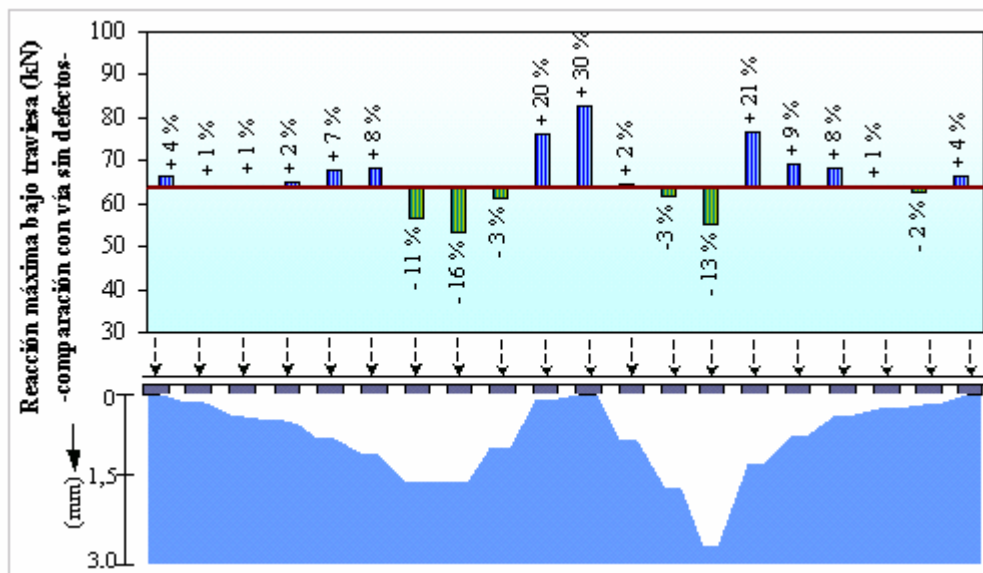


Fig. 5.73: Reacción máxima bajo traviesa a lo largo del tramo con defectos de danza de las traviesas de la línea de alta velocidad Hannover – Würzburg.

Los puntos más desfavorables se incrementan a mayor rigidez de la infraestructura (27% y 33% respectivamente para 80kN/mm en lugar 50kN/mm) y disminuyen consecuentemente a menor rigidez de la placa de asiento (16% y 25% para una placa de 50kN/mm en lugar de 500kN/mm). Sin embargo se comprobó que no es posible trazar una relación directa entre rigidez vertical del apoyo y incrementos de esfuerzos debidos a estos defectos, aunque en términos absolutos los esfuerzos producidos en caso de menor rigidez vertical del apoyo del carril serán siempre inferiores.

El probable desarrollo de estos defectos en las zonas de fuerte variación es particularmente perjudicial cuando se sabe que los incrementos de esfuerzos que generan se suman directamente a los debidos a la propia transición, conforme se visualiza en la fig.5.74. Esta situación conduce a esfuerzos sobre el balasto que fácilmente alcanzan los $0,4 \text{ N/mm}^2$ si la plataforma es rígida, lo que en la practica significa un deterioro del balasto muy acelerado, no solo por “densificación” del entramado granular sino por rotura de las propias partículas que lo constituye.

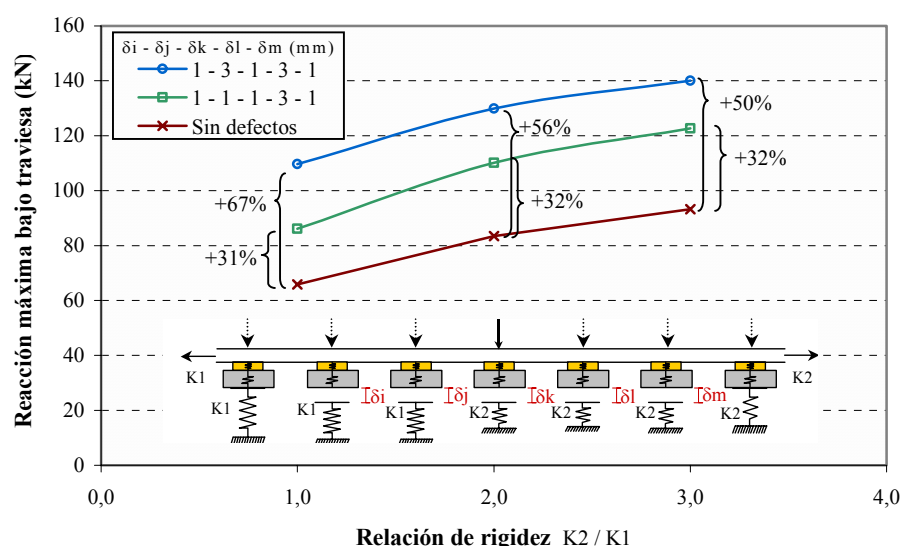


Fig. 5.74: Influencia de la presencia de defectos múltiples de danza de las traviesas, en los efectos provocados por las variaciones de rigidez

La rápida corrección de estos defectos iniciales es esencial de forma a evitar un empeoramiento muy acelerado de la geometría de la vía, en virtud de los importantes esfuerzos verticales que se originan sobre el balasto a lo largo de toda la sección afectada. Sin embargo, la corrección de la geometría mediante el bateo mecánico no resuelve completamente el problema, dado que con el paso del tráfico el proceso se repite e incluso por veces con mayor celeridad en virtud del desgaste acumulado del balasto, conforme se vió anteriormente. Estas consideraciones reafirman el interés en llevar a cabo una limitación de la fluctuación de los esfuerzos entre traviesas muy cercanas.

5.4.7. Propuesta de limitación de las variaciones de rigidez vertical

Los resultados del análisis efectuado permiten trazar una envolvente de esfuerzos verticales máximos transmitidos al balasto en casos de variaciones bruscas de capacidad portante de la vía, según la rigidez vertical de la plataforma de referencia y la elasticidad de la placa de asiento. En base a estos valores, resulta ahora posible reflexionar sobre la conveniencia de limitar las heterogeneidades longitudinales presentes en una vía de alta velocidad, de tal modo que el proceso de deterioro del balasto no sufra un incremento sustancial a la vez que se garantiza que las consideraciones efectuadas (en el capítulo 4) en cuanto a su evolución sigan válidas. Para ello, se considera como criterio que el máximo nivel admisible de presiones medias transmitidas al balasto no supere una magnitud de $0,30 \text{ N/mm}^2$, valor máximo de diseño asumido por la literatura ferroviaria.

Naturalmente, la rigidez vertical de referencia juega un papel importante, dado que a mayor rigidez vertical, mayores tensiones sobre el balasto y consecuentemente, cualquier incremento de esos esfuerzos debido a una variación de rigidez vertical resulta muy relevante. Pero una de las importantes observaciones de este estudio corresponde al papel de la elasticidad de la placa de asiento en los efectos derivados de importantes fluctuaciones de la rigidez vertical de la vía. En efecto, se comprueba que si emplean placas de asiento muy elásticas (con una rigidez vertical de entre 50 a 60 kN/mm) las variaciones de capacidad portante de la infra-estructuras posibles de verificarse en una dada vía de alta velocidad, no suponen en ningún caso la superación de esfuerzos máximos admisibles, considerando el criterio mencionado.

Esta conclusión evidencia que, si el análisis de la rigidez vertical óptima conduce a la conveniencia de emplear esta rigidez vertical para el emparrillado de vía (o inferior), los efectos de eventuales transiciones bruscas de rigidez vertical sobre el balasto no deberán suponer un incremento demasiado palpable en los costes de mantenimiento previstos. Evidentemente, se parte siempre del principio de que no se verifican tampoco problemas de asientos diferenciales pronunciados en la infra-estructura.

En cuanto al caso de emparrillados de vía con placas de asiento entre 500 kN/mm y 100 kN/mm, se exponen en la fig.5.75 los resultados correspondientes a la aplicación del criterio propuesto, para un umbral habitual de variación del área de apoyo efectiva de la traviesa en líneas de alta velocidad.

Cabe destacar que con una traviesa monobloc tipo B70 (o de equivalente área de apoyo efectiva), también se cumple siempre el criterio definido cuando la rigidez vertical de la placa de asiento es del orden de 100 kN/mm, exceptuando un caso particular. Hay en efecto una combinación de transición que puede suponer la superación de este límite: se trata de una variación brusca entre un tramo cuya capacidad portante se sitúa en el límite inferior

recomendado en una línea de alta velocidad (k_{bp} entre 40 y 50 kN/mm) y un tramo sobre obra de fábrica (k_{bp} de aproximadamente 200 kN/mm). Así, solamente para una transición de razón 1 para 4 entre tramos consecutivos se verificaría esta limitación, razón por la cual no se representó en la fig.5.75 (der.) la curva relativa a este tipo de traviesa.

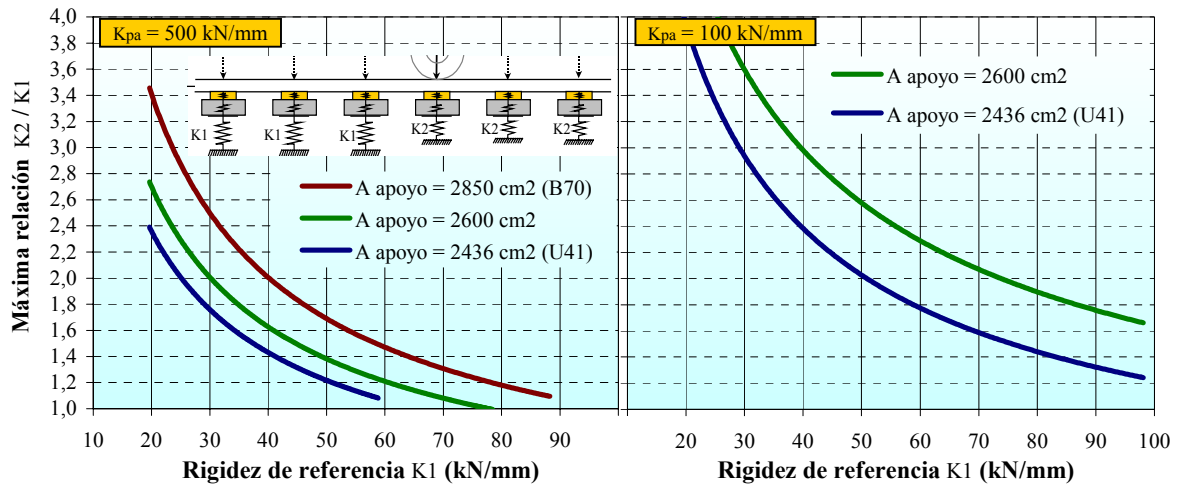


Fig.5.75: Máxima variación de rigidez vertical equivalente del sistema balasto-plataforma, para una placa de asiento rígida (izq.) y flexible (der.).

Del análisis de la referida figura se concluye que, para valores medios de rigidez del sistema balasto-plataforma de entre 60kN/mm y 80 kN/mm, el límite de máxima variación de esa rigidez entre dos tramos consecutivos es de:

- entre 20% y 50% para una vía con placa de asiento rígida (500 kN/mm) y traviesa B70, o sea para la configuración habitual de las primeras líneas alemanas y española de alta velocidad;
- entre 40% y 80% para una vía con placa de asiento flexible (100 kN/mm) y una traviesa tipo U41, o sea para la configuración habitual de las primeras líneas de alta velocidad francesas.

Estas reflexiones no hacen sino confirmar las limitaciones de emplear placas de asiento rígidas en las líneas de alta velocidad, dado que las variaciones máximas admisibles de rigidez vertical son extremadamente exigentes, siendo prácticamente imposible obtener un trazado en condiciones tan homogéneas para que no se superen esfuerzos verticales sobre el balasto que superen los valores recomendables.

De este modo, un posible cumplimiento de estos criterios debe necesariamente pasar, en esos casos, y en primer lugar, por una mayor elasticidad de la superestructura ferroviaria, y en segundo lugar, por el empleo de traviesas de mayor área de apoyo efectiva. Una reducción de elasticidad de la placa de asiento (u emparrillado) debe plantearse de este modo no solo para lograr una rigidez vertical óptima a lo largo de la vía, o para minimizar los esfuerzos en tramos sobre plataforma muy rígida, sino también para minimizar los

efectos de variaciones de rigidez vertical. Así, aún cuando no sea viable, por lo menos hasta una operación de renovación de vía, la sustitución de las placas de asiento a lo largo de toda la vía, cabría por lo menos analizar la rentabilidad económica de sustituir la misma en situaciones concretas, como por ejemplo secciones sobre plataforma particularmente rígida como las obras de fábrica así como a lo largo de la respectiva transición (tramo de acceso al puente). En este caso, cabe tener en atención la necesidad de prever el empleo de placas de asiento de rigidez vertical intermedia si la variación entre una u otra elasticidad es muy brusca.

A ese propósito, resulta de interés traducir los resultados obtenidos en términos de máxima variación admisible de la rigidez vertical del apoyo del carril, lo cual se presenta en la fig.5.76. La figura permite deducir las máximas variaciones admisibles de la rigidez vertical sea del sistema balasto-plataforma sea de la placa de asiento. Así, por ejemplo, cambiar la rigidez de la placa de asiento de 500 kN/mm para 100kN/mm de forma brusca supone superar el límite admisible si se produce sobre una vía con $k_{bp}=110$ kN/mm (supone una variación de k_{eq} de 52 para 90 kN/mm). Si la rigidez vertical del sistema balasto-plataforma tiene un valor de $k_{bp}=70$ kN/mm, entonces se puede cumplir el referido criterio, excepto para una traviesa de reducida área de apoyo (en este caso la variación de k_{eq} sería de 41 para 61 kN/mm).

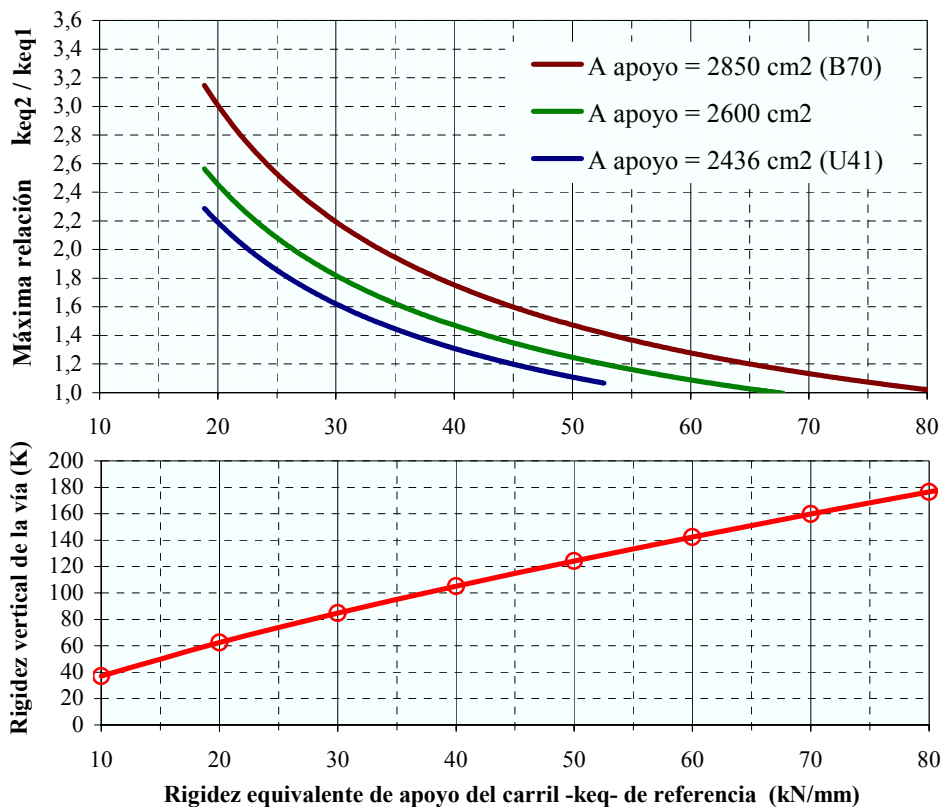


Fig.5.76: Máxima variación admisible de rigidez vertical equivalente de apoyo del carril (sup.) y relación con la rigidez vertical de la vía (inf).

A su vez, se incorporó en la referida figura la relación de este parámetro con el parámetro rigidez vertical de la vía, por lo que se puede obtener un orden de magnitud de la máxima variación aconsejable (entre dos secciones consecutivas) de diferentes parámetros de rigidez vertical. Los valores expuestos permiten establecer reflexiones teóricas sobre el diseño de la estructura de la vía: en concreto en el marco de la elasticidad adecuada del emparrillado de vía para que las variaciones de capacidad portante en la infraestructura no supongan unos incrementos excesivos en los costes de mantenimiento.

Ahora, cabría también cuestionarse sobre una posible implementación práctica de un criterio de este tipo, por ejemplo en la recepción de una vía de nueva construcción, o simplemente desde una óptica de control y corrección de variaciones exageradas en líneas existentes. La cuestión radica pues en el posible contraste de los valores propuestos con los valores obtenidos de mediciones experimentales.

Los resultados se presentaron en términos de rigidez vertical equivalente del apoyo del carril o de la traviesa. Sin embargo, conforme se discutió en el capítulo 2, dicha cuantificación aunque sea adecuada para evaluar el estado de la infraestructura, no es adecuada para cuantificar con precisión la rigidez vertical efectiva de la vía. Así, resulta preferible deducir estos parámetros mediante mediciones directas sobre el carril, o sea, de la magnitud de la rigidez vertical de la vía, mediante por ejemplo los procedimientos de medición en continuo discutidos en el capítulo 2, los cuales permiten efectuar mediciones a lo largo de un tramo en explotación comercial, potenciando de este modo la posible aplicabilidad de un criterio de máxima variación admisible.

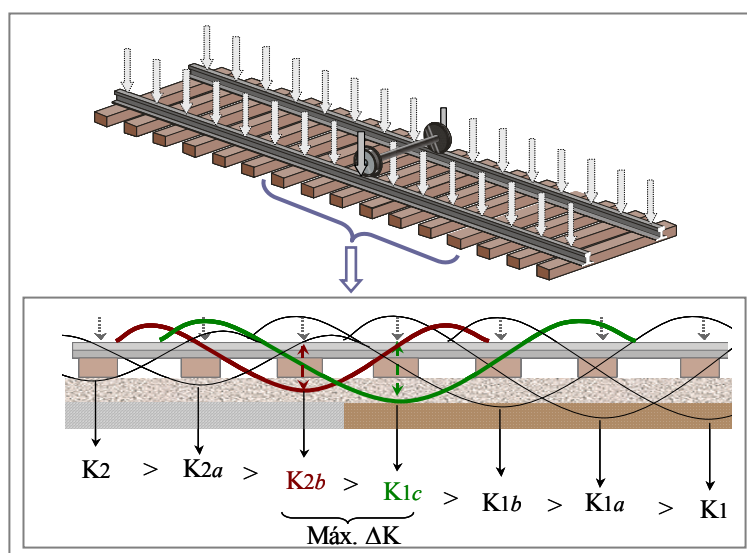


Fig.5.77: Medición del parámetro rigidez vertical de la vía a lo largo de una transición.

Pero, cabe tener en cuenta que si se mide la rigidez vertical de forma continua, la aplicación del criterio tal como fue presentado hasta ahora puede inducir en error, dado que

debido a la continuidad de la vía, la rigidez vertical “percibida” entre traviesas consecutivas es de algún modo minimizada. En la fig.5.77 se visualiza esta problemática. En efecto, los valores máximos admisibles presentados hasta ahora corresponderían a la máxima variación entre dos tramos consecutivos, o sea la máxima relación $K2 / K1$ en la presente figura, lo cual significa en la práctica que la medición de rigidez vertical debería de llevarse a cabo a una cierta distancia de la variación.

Un ejemplo numérico comprueba que para una variación de rigidez del sistema balasto-plataforma de razón 1 para 2 entre tramos consecutivos (de 100kN/mm para 200kN/mm), la máxima variación de rigidez vertical medida (ΔK en la figura) es de 1,28 cuando en realidad, para aplicar el criterio de la fig.5.76, se debe tener en cuenta la relación $K2 / K1$ que es en este ejemplo de 1,5 o sea un valor sumamente diferente.

Así, para poder evaluar de forma más correcta y más práctica si un dado tramo cumple el criterio propuesto en este estudio (u otro que se desarrolle), es de interés trazar un criterio de máxima variación del parámetro rigidez vertical de la vía efectivamente “percibida” entre traviesas consecutivas. En base a los resultados del análisis efectuado se obtienen los valores expuestos en la fig.5.78 para diferentes tipos de traviesa.

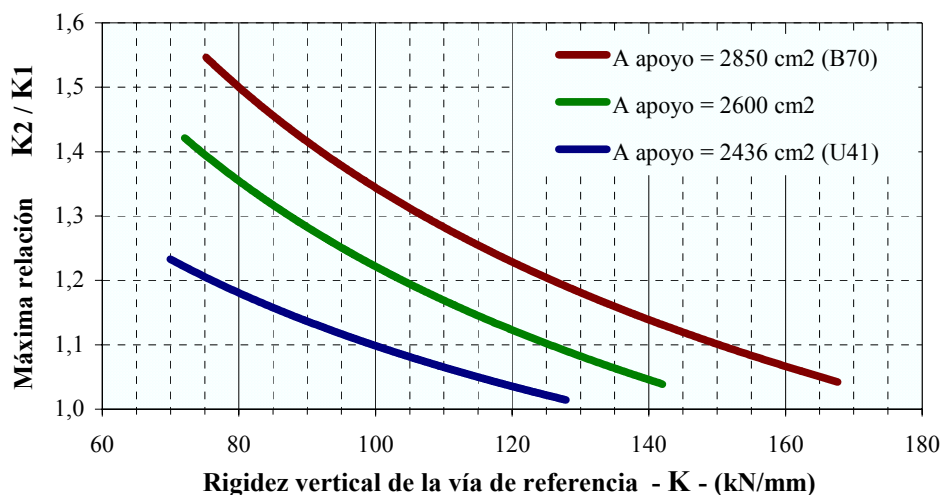


Fig.5.78: Máxima variación admisible del parámetro rigidez vertical de la vía, medido entre traviesas consecutivas.

Se puede concluir que en una vía con una traviesa con un área de apoyo equivalente a la B70, la máxima variación de rigidez vertical entre traviesas consecutivas oscila entre 20% y 50% en función de la rigidez vertical de referencia en un dado tramo. El mismo umbral de variación se obtiene para una rigidez vertical de referencia de 80 kN/mm según el área de apoyo de la traviesa. La incorporación de estas curvas (u otras del mismo tipo) en el software de los vehículos de medición de la rigidez vertical de la vía permitiría identificar los puntos de un dado trazado en los cuales se verificaría la necesidad de homogeneizar la resistencia vertical de la vía.

Capítulo

6

CONCLUSIONES Y LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

6.1. Conclusiones

La experiencia adquirida a lo largo de casi 40 años de explotación comercial de líneas de alta velocidad sobre balasto ha confirmado el importante papel de la magnitud de la resistencia vertical de la vía en los respectivos costes de mantenimiento de la calidad geométrica. Por su parte, la investigación ferroviaria ha también coincidido en apuntar que la clave para una efectiva optimización de las vías sobre balasto reside en el correcto diseño de la elasticidad vertical de la vía. Sin embargo, la disparidad de soluciones estructurales adoptadas por las diferentes administraciones ferroviarias europeas en sus líneas de alta velocidad confirman que todavía no hay un entendimiento claro al respecto.

El objetivo del presente trabajo consistió en profundizar en la comprensión de la relación existente entre la resistencia vertical de las vías y sus respectivos costes de mantenimiento, tratando de aportar una metodología que permita identificar un umbral de magnitud óptimo de esa resistencia en el marco de futuras líneas de alta velocidad sobre balasto.

Una revisión de los conceptos asociados a los diferentes parámetros habitualmente empleados por la literatura ferroviaria para caracterizar la resistencia vertical de la vía ha permitido evidenciar que el parámetro ‘rigidez vertical de la vía’ es el que presenta un significado físico más claro y una mayor utilidad práctica. Su importante papel en las sobrecargas dinámicas transmitidas por los vehículos así como en la repartición de los esfuerzos sobre el balasto confirman el interés de mantener un valor suficientemente reducido para evitar un excesivo deterioro de la vía.

La cuestión que se coloca en primer lugar es ¿cómo lograr esa reducción para que suponga efectivamente una reducción de los costes de mantenimiento? dado que la rigidez vertical de la vía en realidad depende de las características de cada uno de los componentes de la estructura de vía, y según donde se actúe el resultado puede ser drásticamente diferente. A ese propósito, numerosos estudios han comprobado la necesidad de lograr una

infraestructura suficientemente rígida, en especial en el caso de líneas de alta velocidad: sea por criterios de seguridad, de fiabilidad estructural e incluso en cuanto a costes de conservación de la globalidad de la estructura por ciclo de vida. De este modo, se debe actuar en la superestructura ferroviaria y en particular en el empleo de elementos elásticos, en concreto en el nivel 1 (placa de asiento), nivel 2 (suelas bajo traviesa) o nivel 3 (mantas elásticas): en los últimos años la investigación ferroviaria ha evidenciado las ventajas de unas altas elasticidades desde una base teórica y experimental.

La cuestión siguiente que se plantea es si desde un punto de vista de costes de explotación ¿es siempre positivo seguir incorporando una mayor elasticidad en la superestructura? Por otras palabras, lo que se plantea es si hay algún criterio que limite la rigidez vertical mínima de la superestructura (que no sea naturalmente el coste de los elementos elásticos y la viabilidad económica de su incorporación). La respuesta a esta pregunta debe analizarse bajo diferentes ángulos. En primer lugar, la incidencia negativa que podría tener una rigidez muy baja en otros costes de conservación, como por ejemplo relacionados con la vida a fatiga del carril; se comprueba que en la práctica este factor es poco relevante debido a los elevados coeficientes de seguridad de diseño. En segundo lugar una limitación natural reside en la capacidad efectiva de los elementos elásticos para lograr una minimización del deterioro de la vía, garantizando un buen comportamiento dinámico vertical y horizontal (en especial en cuanto a problemas de giro del carril). En base a este último punto, cabe destacar que parecen existir algunas limitaciones a partir de unas magnitudes de rigidez vertical de la placa de asiento inferiores a 25 kN/mm. A su vez, el empleo de elementos elásticos de nivel 3 (mantas bajo traviesa) debe ser analizado con gran cuidado, dado que su repercusión en la reducción del deterioro (por intermedio de una reducción de la rigidez vertical) podría no ser en realidad efectiva en vías sobre plataforma natural, si se tiene en cuenta que aumenta la deflexión elástica del balasto. No obstante, seguiría siendo posible reducir la rigidez vertical de la vía hasta valores muy bajos, por ejemplo mediante el acoplamiento de elementos elásticos en el nivel 1 y 2.

Así, de lo expuesto hasta ahora, se deduce que la rigidez vertical óptima de una vía sería el menor valor posible para que la capacidad portante de la plataforma sea suficientemente elevada (el orden de magnitud habitual en las líneas de alta velocidad) y el sobrecoste de construcción debido al empleo de elementos elásticos en el emparrillado de vía compense dicha reducción. Este razonamiento es seguido por ejemplo por la reciente investigación ferroviaria en Alemania, después de haber comprobado en ese país un exagerado deterioro en las primeras líneas de alta velocidad, atribuido en gran parte a una excesiva rigidez vertical de las mismas.

Sin embargo, hay un factor que parece haber quedado olvidado en los planteamientos más recientes sobre este tema: el papel de la rigidez vertical en la energía disipada por los vehículos. En efecto, aún cuando fueron los ferrocarriles franceses quienes comprobaron y

cuantificaron su incidencia en los años 80, solamente un estudio publicado por López Pita (1984) apuntó la necesidad de tener en cuenta este factor para optimizar la elasticidad de una vía. Aunque puedan parecer poco relevantes, los costes energéticos que están directamente asociados a la magnitud de la rigidez vertical de la vía son en realidad muy significativos, tal como se demostró en este estudio. Así, dado que la energía disipada aumenta muy rápidamente a bajos valores de rigidez vertical, parece radicar en este factor, y en primer lugar, el límite de mínima rigidez vertical de la superestructura de vías de alta velocidad, y consecuentemente, la respuesta a la pregunta formulada precedentemente.

Partiendo de este enfoque, el presente trabajo se centró en el desarrollo de una metodología que permita lograr una aproximación a la magnitud óptima de la rigidez vertical de la vía, desde la perspectiva dual de su relación con los costes de mantenimiento y con los costes asociados a la energía dispendida para vencer las resistencias al avance de los vehículos. El ámbito de referencia del estudio es el de las líneas de alta velocidad.

La relación con los costes energéticos se estableció a partir de los citados resultados experimentales obtenidos por la SNCF en la línea de alta velocidad Paris-Lyon, incorporando parámetros como la velocidad máxima de circulación, el peso del vehículo, la frecuencia de circulaciones y naturalmente el coste de la energía.

La relación con los costes de mantenimiento es muy compleja de establecer de forma teórica, habiendo sido objeto de algunos estudios anteriores cuyas limitaciones se discutieron en el ítem 4.6. Estas dificultades pueden ser contorneadas mediante un desarrollo en torno a un parámetro único de rigidez vertical de la vía, aunque el mismo plantea la necesidad de establecer algunas premisas que garanticen la validez de los resultados así deducidos, entre las cuales destaca el supuesto de una plataforma suficientemente rígida. En términos concretos, lo que se analiza implícitamente es la rigidez vertical óptima de la superestructura ferroviaria. La ley de evolución de los costes de mantenimiento propuesta se estimó teniendo como parámetro de control las tensiones verticales en la capa de balasto, lo que es equivalente a una consideración en términos de deflexión elástica del balasto, si se cumplen las premisas relativas a la capacidad portante de la infraestructura. El criterio adoptado muestra una buena sensibilidad a la realidad verificada en las líneas de alta velocidad europeas.

La metodología propuesta se sintetizó en una formulación general que relaciona los costes totales de mantenimiento y de energía disipada directamente asociados a la magnitud de la rigidez vertical de la vía; el mínimo de la curva correspondiente se obtiene resolviendo numéricamente la ecuación resultante de una derivación en orden a ese parámetro. A su vez se dedujo una formulación simplificada en base a desarrollos en series de Taylor de la curva de costes totales en un entorno cercano al óptimo previsto. Los resultados obtenidos indican

que, para el caso de una línea típica de alta velocidad y en las condiciones económicas actuales, la rigidez vertical óptima de la vía se sitúa en torno a 70 kN/mm a 80 kN/mm.

Los parámetros con mayor incidencia en la magnitud del valor óptimo de la rigidez vertical de la vía son la frecuencia diaria de circulaciones y el precio de energía eléctrica; una variación de los mismos en 25% supone variaciones del orden de 10% a 15% en el valor óptimo. Para el caso de un volumen de tráfico reducido, como en la línea Madrid-Sevilla, la rigidez vertical óptima se situaría en torno a 60 kN/mm.

La importancia de este estudio queda patente en la repercusión económica que puede suponer lograr una rigidez vertical en torno al óptimo; en comparación con una vía de alta velocidad cuya rigidez vertical se aleja significativamente (caso de la línea Madrid-Sevilla), los ahorros se situarían en el entorno del millón de euros por año.

Con posterioridad, se reflexionó sobre como lograr un diseño para obtener una vía con una rigidez vertical óptima. En concreto se definió la elasticidad de la placa de asiento del carril en función de las características del suelo de plataforma y de las sub-capas granulares mediante un análisis paramétrico por elementos finitos. Se comprueba que en el caso de una vía de alta velocidad, lograr una rigidez vertical óptima de entre 70kN/mm a 80kN/mm conlleva la adopción de placas de asiento de reducida rigidez vertical, en concreto en torno a 60 kN/mm en el caso de que la plataforma esté constituida por suelo tipo QS3 o equivalente.

Sin embargo, las vías transcurren por tramos de distinta capacidad portante. La situación ideal y que más se aproximaría a los mínimos costes totales sería la adopción de diferentes elasticidades de la superestructura (placa de asiento por ejemplo) según la capacidad portante del tramo sobre el que transcurriera la vía. No obstante, esta solución presenta en la práctica numerosas dificultades de orden operativo y económico, por lo que se debe considerar la hipótesis de adoptar una elasticidad para la globalidad de la vía, tal que minimice lo más posibles los costes totales. A ese respecto, la configuración simétrica de las curvas de costes (en la proximidad del mínimo) posibilita la obtención de esa elasticidad “óptima” de la superestructura en base a la que corresponde a una capacidad portante representativa de la infraestructura, obtenida por media ponderada de los diferentes tramos de vía.

Naturalmente, los costes totales serán tanto menores cuanto menor sea la dispersión en torno al valor medio. A su vez, los extremos de esa dispersión deben controlarse para que no se verifique una situación en la que las premisas de este análisis dejan de ser válidas; en concreto en cuanto a los esfuerzos verticales máximos. En general esta situación se encuentra garantizada en la configuración habitual de las líneas de alta velocidad, gracias en parte al empleo de traviesas monobloc de mayor área efectiva de apoyo.

Pero cabe prestar atención al hecho de que la proximidad de dos secciones sobre plataformas de muy diferente capacidad portante, si puede desvirtuar las consideraciones efectuadas hasta el momento sobre la evolución del deterioro de la vía. Los conocimientos disponibles al respecto confirman la preponderancia de variaciones más o menos bruscas de capacidad portante en la velocidad de deterioro de esas secciones. Un análisis del fenómeno existente con un modelo no-lineal por elementos finitos ha confirmado unos relevantes incrementos de esfuerzos verticales sobre el balasto, en casos de variación pronunciada de capacidad portante de la infraestructura, los cuales suponen la superación de los valores máximos admisibles de diseño sobretodo para vías con placas de asiento más rígidas.

De este modo, para evitar la generación de un deterioro excesivo del balasto así como para garantizar la validez de las consideraciones establecidas en este estudio (en cuanto a evolución del deterioro) es conveniente establecer un criterio de máxima variación de capacidad portante de la plataforma entre dos tramos consecutivos, lo cual se llevó a cabo en base a los resultados obtenidos en el análisis efectuado. Para una más cómoda evaluación experimental del eventual cumplimiento de este criterio en una vía existente, se desarrolló el criterio en términos de máxima variación del parámetro ‘rigidez vertical de la vía’ medido entre traviesas consecutivas.

Los resultados obtenidos ponen de relieve que la rigidez vertical máxima no debe superar un valor de entre 20% y 50% según la rigidez vertical de referencia, criterio que muy difícilmente se cumple en el caso de una vía con placa de asiento rígida. En cambio, una vía con rigidez vertical óptima de la superestructura (placa de asiento en torno a 60kN/mm o equivalente repartido por suela bajo traviesa) cumple siempre este criterio, lo cual valida las consideraciones efectuadas en el estudio de optimización anterior.

Sintetizando, el aporte metodológico de la tesis puede aplicarse con razonable fiabilidad a la evaluación de la rigidez vertical óptima de la vía (con la salvedad de que los costes de mantenimiento de referencia considerados en el análisis se ajusten a la realidad práctica de cada administración ferroviaria). Los resultados del estudio indican que la rigidez vertical óptima de una vía de alta velocidad se sitúa en general entre 70 y 80 kN/mm, la cual se logra adoptando una rigidez de la placa elástica de asiento del carril del orden de 60 kN/mm. A su vez, no son aconsejables variaciones bruscas de rigidez vertical de la vía entre traviesas consecutivas superiores a unos valores de entre 20% y 50% dependiendo de la rigidez vertical de referencia. El empleo de una elasticidad de la placa de asiento de 60 kN/mm (o de una elasticidad repartida por ejemplo en suelas bajo traviesa) supone una buena aproximación a la rigidez vertical óptima independientemente de las dispersiones existentes en la capacidad portante de la plataforma, y un muy buen comportamiento frente a la generación de asientos diferenciales entre tramos consecutivos de diferente rigidez. Por otra parte, garantiza el cumplimiento del criterio de máxima variación de rigidez vertical de

la vía entre traviesas consecutivas definido en este estudio, independientemente del grado de esa variación y del tipo de traviesa empleado.

6.2. Líneas de investigación futuras

Las principales líneas de investigación que surgen en el seguimiento de la presente tesis y relacionadas con la optimización del diseño de las vías de alta velocidad sobre balasto, pueden agruparse bajo dos enfoques:

- Estudios que se encuadran en el ámbito de las herramientas de análisis económico por ciclo de vida de la vía. En concreto, desarrollar un modelo de análisis que contabilice la relación entre uno (rigidez vertical) o varios parámetros relativos a la configuración estructural de la vía y, no sólo costes de explotación y mantenimiento, sino también costes de inversión y amortización de la misma (cabe tener presente que por ejemplo en el caso de la elasticidad de la placa de asiento, es previsible que el empleo de placas más flexibles suponga a su vez un mayor desgaste de ese elemento y consecuentemente un mayor coste de amortización). A su vez, sería de gran interés que el modelo incorpore también parámetros relacionados con la gestión del mantenimiento (por ejemplo eventuales economías de escala etc.) además de las condicionantes económicas, geográficas, morfológicas, industriales, etc. específicas de cada línea.
- Estudios que se centren en la profundización del conocimiento de la relación entre la configuración de la vía y los costes de conservación y/o explotación de la misma, con el objetivo de disminuir los mismos en términos absolutos así como de perfeccionar la metodología propuesta y las herramientas de análisis descritas en el punto anterior. De entre los numerosos campos de actuación, se describirán los que más directamente se encuadran en el marco de la presente tesis, en concreto:
 - Identificar la relación entre la rigidez vertical de la vía y la energía disipada por diferentes vehículos ferroviarios. La obtención de curvas de potencia disipada por cada tipo de circulación, desde una perspectiva experimental o teórica, permitiría ampliar los resultados de los estudios llevados a cabo por la SNCF a inicio de los años 80 que sirvieron de base a este estudio, posibilitando por ejemplo el establecimiento de una relación empírica en base al peso por eje (y calibrar la relación ya existente con la velocidad de circulación).
 - Profundizar en el conocimiento sobre la relación entre la elasticidad vertical de los componentes de la vía y los mecanismos de deterioro de la calidad geométrica a alta y muy alta velocidad. Uno de los ejes de investigación de mayor interés se centra en el papel de las vibraciones del balasto en el asiento de vía, bien como en la incidencia que tiene la rigidez vertical de la vía en ese nivel de vibraciones. En ese campo, el empleo de modelos dinámicos de iteración vía-vehículo puede dar una indicación del nivel de vibraciones transmitidos a esa capa y evaluar el papel de

factores como la velocidad de circulación, la masa de la vía o la elasticidad de la placa de asiento del carril. No obstante la dificultad reside en cuantificar las velocidades de vibración de las partículas y correlacionar estas con el proceso de densificación y/o rotura de los encajes granulares que condicionan el asiento del balasto. Aunque algunos estudios experimentales llevados a cabo principalmente en Japón y en Alemania han tratado de aportar algunas correlaciones, los conocimientos disponibles no permiten aún evaluar esta incidencia más que de una forma cualitativa. La investigación en este campo pasa principalmente por la realización de campañas de mediciones en vías en explotación comercial a alta y muy alta velocidad (por ejemplo con la incorporación de sensores triaxiales en piedras de balasto tal como fue efectuado en Alemania). El tratamiento teórico de esos datos mediante una correlación con registros de asiento de vía y la configuración estructural de la misma, así como para calibrar modelizaciones del comportamiento dinámico del balasto, servirán a perfeccionar los modelos de deterioro de asiento de vía para muy alta velocidad.

- Evaluar el papel de la heterogeneidad resistente de la vía en la velocidad de asiento del balasto. En cuanto a las heterogeneidades en el sentido longitudinal discutidas en este estudio, cabría considerar la realización de mediciones experimentales en tramos donde se produce una acentuada variación, como en las transiciones plataforma natural-obra de fábrica o transiciones entre dos tipos de suelo de fundación, para cuantificar la contribución relativa del asiento del balasto, sub-balasto y plataforma al asiento total de la vía, siempre en el caso en el que no se verifique un asiento excesivo de la infraestructura. Estos resultados servirían para calibrar la posible modelización teórica de este fenómeno y con ello perfeccionar los modelos de deterioro de la vía incorporando, además de la rigidez vertical de la vía, también parámetros que caractericen su dispersión. Otro posible campo de actuación consistiría en tratar de correlacionar registros de auscultaciones y necesidades de mantenimiento de vías de alta velocidad con las variaciones de rigidez vertical verificadas en la línea (a semejanza del ejemplo de la fig. 5.37).

Pero además de las heterogeneidades en el sentido longitudinal de la vía también las heterogeneidades en el sentido transversal de la misma pueden tener un importante papel en el proceso de deterioro de la calidad geométrica. Esas heterogeneidades en el seno de la capa de balasto son en parte atribuidas a los procesos de compactación habitualmente empleados. Un estudio llevado a cabo por elementos finitos trató de reflexionar sobre la influencia que esas heterogeneidades podrán tener en el asiento de vía debido al aumento del flujo lateral de partículas de balasto que provocan en comparación con una hipótesis de balasto homogéneo. En el ANEXO 2 se resumen los resultados alcanzados, los cuales evidencian el interés en seguir profundizando en este tema mediante una modelización por elementos discretos de la capa de balasto.

REFERENCIAS

- ALIAS, J. (1984). La voie ferrée -Techniques de construcción et d'entretien. Deuxième edition. Editions Eyroles et SNCF.
- ALIAS, J. y A. VALDÉS (1990). La vía del Ferrocarril. Editorial Bellido.
- ALIAS, J. y PRUD'HOMME, A. (1981). La dynamique ferroviaire à grande vitesse. Bulletin de l'Association des Ingenieurs des Ponts et Chaussées, 1981, Paris, Octobre, nº 10, pg. 18-22.
- ALONSO, E y A. LÓPEZ PITA (1980). El comportamiento aleatorio del balasto y su incidencia en el deterioro de una vía férrea que discurre sobre base rígida. Universidad Politécnica de Cataluña.
- AMIELIN, S.V. (1974) La vía y el servicio de vía. Traducción del original en ruso por la Fundación de los Ferrocarriles Españoles.
- ANDREYEV (1974). Particularidades de la conservación de la vía en sectores de alta velocidad de circulación de los trenes, (traducido del ruso por la Fundación de Ferrocarriles Españoles), Zhelieznoderozhniy Transport nº1.
- ARBABI, F. (1988). Effect of nonlinear parameters on stresses in railroad tracks. Journal of Structural Engineering Vol.14 n.1. January, 1988.
- BATHE, K.J. (1996). Finite element Procedure. Prentice-Hall, Inc. ISBN 0-13-301458-4.
- BERGGREN, E. y A.JAHLENIUS (2002). Continuous track stiffness measurement: an effective method to investigate the structural conditions of the track. Proceedings of the 5th International Conference "Railway Engineering 2002", London, July, ISBN 0-947644-49-0.
- BRUNI, A., COLLINI,A, y CORRADI,R.(2002), Numerical modelling of railway runnability and ballast settlement in railroad bridges, Structural Dynamics, EURO DYN 2002, Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90-5809 510 X.
- CAI, Z., RAYMOND, G.P. y BATHURST, R.J. (1994). Estimate of static track modulus using elastic foundation models. Transportation Research Record 1470. pp.65-72.
- CERVERA, M., C. AGELET DE SARACIBAR y M. CHIUMENTI (2000). Coupled Mechanics and thermal analysis- Data input manual 3.0. Technical report CIMNE n.IT-308, January 2000.
- CLEMENTE, R. (2000). Una primera aproximación al comportamiento de firmes utilizando el método de los elementos finitos. Tesina del curso de master 'Métodos Numéricos para el Análisis y Diseño en Ingeniería' CIMNE, Universidad Politécnica de Cataluña.
- COMITE C-113 (ORE) -Office de Recherches et d'Essais de l'Union Internationale des Chemins de Fer. Masse par essieu admissible pour les wagons en fonction du diamètre des roues et de la vitesse, 1970, RP1.
- COMITÉ D-117 (ORE)-Office for Research and Experiments of the International Union of Railways. Optimum adaptation of the conventional track to future traffic: synthesis report, 1983, Report 29.

- COMITE D-71 (ORE) -Office de Recherches et d'Essais de l'Union Internationale des Chemins de Fer. Sollicitation de la voie du ballast et de la plateforme sous l'action des charges roulantes, 1970, RP1.
- CHANG, C., C. ADEGOTE y E. SELIG (1980). Geotrack model for railroad track performance. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 106, No. GT11. Nov. 1980. pp.1201-1218.
- DAHLBERG, T (2001). Some railroad track settlement models- a critical review. Proc. Instn Mech Engrs Part F Vol.215, pp.289-300.
- DESAI, C. y H. SIRIWARDANE (1982). Numerical models for track support structures. ASCE Journal of Geotechnical Engineering Division, vol. 108. GT3. March 1982. pp.461-480.
- EBERSÖHN, W. y E.T.SELIG (1994). Track modulus measurements on a heavy haul line. Transportation Research Record 1470, pp.73-83.
- EISENMANN, J. (1974). Schotteroberbau für Hohe Geschwindigkeiten. Eisenbahntechnische Rundschau n° 1/ 2.
- EISENMANN, J. (1976). Superestructura ferroviaria para trayectos de circulación a gran velocidad. Revista AIT n.8. Febrero 1976.
- EISENMANN, J. (1977), "Adaptación de la vía sobre balasto para altas velocidades", Symposium sobre dinámica ferroviaria, Madrid, Tomo 3, pp.125-140.
- EISENMANN, J. (1990). Oberbaudynamik. Eisenbahningement 41, n.5.pp.239-245.
- EISENMANN, J. (1991). Repercusión del perfil del carril y del tipo de traviesa en la constancia del asiento de vía. Symposium Internacional de traviesas ferroviarias pré-fabricadas de hormigón. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid. Abril.
- EISENMANN, J. y RUMP, R. (1997). Ein Schotteroberbau für hohe Geschwindigkeiten., ETR (Eisenbahntechnische Rundschau) pp. 99-107.
- ERRI-European Rail Research Institute (1993). Système d'aide à la decision pour la maintenance et le renouvellement des voies. ERRI D187/RP1. Enero 1993.
- ESTRADÉ I PANADÉS, J.M. (1989). Contribución al conocimiento del mecanismo de deterioro de la geometría de la vía por el análisis del comportamiento a rotura de los materiales que forman la capa de balasto. Tesis Doctoral. ETSECCP de Barcelona, Universidad Politècnica de Catalunya.
- ESTRADÉ I PANADÉS, J.M. y LÓPEZ PITA, A. (1993). Avances en el conocimiento del comportamiento del balasto bajo la acción del tráfico ferroviario, como consecuencia de la aplicación de los métodos numéricos.. II Congreso de Métodos numéricos en Ingeniería. Semni. 1993.
- ESVELD, C. (1980). Mesurage de la raideur de la voie en utilisant une bourreuse mecanique appropriée. Rail International. Mars 1980.
- ESVELD, C. (1991). Evaluation dynamique de la qualité geometrique de la voie. Rail International. Avril 1991. pp.2-9.
- ESVELD, C. (2001). Modern Railway Track. Second Edition. MRT Productions. ISBN 90-8004-324-3-3.
- FORTIN, J.P. (1982). La déformée dynamique de la voie. Revue Generale des Chemins de Fer. Fevrier 1982. pp. 93-102.

- ❑ GRAINGER, P.S., P.SHARPE y A.C.COLLOP (2001). Predicting the effect of stiffness on track quality. Proceedings of the 4th International Conference “Railway Engineering 2001”, London, April-May 2001, ISBN 0-947644-45-8.
- ❑ GRASSIE, S y BAKER, P. (2000). Routine maintenance extends rail life and offers long-term savings. Railway Gazette International. February 2000. pp. 88-90.
- ❑ GRASSIE, S.L.(1995). Review of workshop: aims and questions. Vehicle System Dynamics, Supplement 24. pp.380-386.
- ❑ GUERIN, N. (1996). Approche experimentale et numérique du comportement du ballast des voies ferrées. Thèse de doctorat, École Nationale des Ponts et Chaussées, France.
- ❑ GUERIN, N. (1997). Prediction of track geometrical defects: a combined experimental and numerical approach. 3rd World Congress on Railway Research, November, Vol.B, pp.359-365.
- ❑ GUERIN, N. y J.P. HUILLE (1999). Recherche sur la voie ballastée. Revue Generale des Chemins de Fer, Avril 1999. pp. 15-21.
- ❑ GUERIN, N., K. SAB y P. MOUCHERONT (1999). Identification expérimentale d’une loi de tassement. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 36, 1999. pp.523-532.
- ❑ Hay, W. (1982). Railroad Engineering. Second Edition. Wiley-Interscience Publication
- ❑ 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 (translation from German by the Fundación de Ferrocarriles Españoles), Report nº30, Technical University of Munich.
- ❑ HIRANO, M. (1972) Theoretical Analysis of Variation of Wheel Load, Quarterly Reports, Vol. 13, nº 1.
- ❑ HUANG, Y. (1993) Pavement analysis and design. Prentice Hall Inc. ISBN 0-13-655275-7.
- ❑ HUNT, G.A. (1996). The track as a structure. First RIA Railway Infrastructure Engineering & Management Course. Railway Industry Association of Great Britain.1996.
- ❑ HUNT, G.A. (1997). Use of advance computer models in permanent way life cycle cost reduction. 3rd World Congress on Railway Research, November, Vol.2, pp.33-39.
- ❑ HUNT, G.A. (2000). Eurobalt optimises ballasted track. Railway Gazette International, December, pp.813-816.
- ❑ HUNT, H.E.M., (1997) “Settlement of railway track near bridge abutment”, Proc. Instn. Civil Engrs. Transp. 1997, 123, Feb., 68-73
- ❑ ISHIDA, M., A.NAMURA y S.ONO (2002). Track dynamic analysis for track settlement & irregularity growth. Proceedings of the 5th International Conference “Railway Engineering 2002”, London, July, ISBN 0-947644-49-0.
- ❑ ISHIKAWA, T. Y E. SEKINE. (2002).Effects of moving wheel load on cyclic deformation of railroad ballast. Proceedings of the 5th International Conference “Railway Engineering 2002”, London, July, ISBN 0-947644-49-0.
- ❑ JAMES, C., JR KENNEDY y R.H. PRAUSE (1978). Development of multilayer analysis model for tie-ballast track structures. Transportation Research Record 694. pp. 39-47.
- ❑ JANIN, G. (1977). La resistanse laterale de la voie ferrée. Revue General des Chemins de Fer. Octobre 1977. pp.535-552.
- ❑ JANIN, G. (1982). La maintenance de la geometrie de la voie. Revue General des Chemins de Fer. Juin 1982. pp.331-346.
- ❑ JANIN, G. The 9 mm rubber rail under-pad applied to the french TGV new line to Lyon. Rail Engineering International, 1982, January – April 15-17.

- JENKINS, J., S. STEPHENSON, G. CLAYTON, G. MORLAND y D. LYON (1974) Incidences des paramètres caractéristiques de la voie et des véhicules sur les efforts dynamiques verticaux qui se développent entre rail et roue. Rail International, Vol. 10, octobre.
- KERR, A. (1987). Considerations sur l'emploi du module vertical dans une méthode normalisée d'analyse des voies de chemin de fer à l'écartement normal. Rail International. Novembre 1987. pp.37-45.
- KERR, A. (2000). On the determination of the rail support modulus k. International Journal of Solids and Structures 37, pp.4335-4351.
- KERR, A. y EBERHARDT, A. (1992). Analyse des tensions dans des voies de chemins de fer présentant des réactions d'appui non-linéaires. Rail International. Mars, 1992. pp.41-53.
- KNOTHE, K y GRASSIE, L. (1993). Modelling of railway track and vehicle/track interaction at high frequencies. Vehicle system dynamics, 22. pp.209-262.
- KONSTANTELIAS, S., A. STIRLING, G. GHATAORA, M. BROUGH y K. MADELIN (2002). Soil/grout mixing auger trial at leominster herefordshire - a case study. Proceedings of the 5th International Conference "Railway Engineering 2002", London, June, ISBN 0-947644-49-0.
- KRESTA, F. (2002). Track subgrade improvement during modernisation of czech railway network. Proceedings of the 5th International Conference "Railway Engineering 2002", London, July, ISBN 0-947644-49-0.
- KURODA, S. (1973) Dynamics Variation of Wheel Load. Attributed to Vertical Deformation of Rail End. Quarterly Reports, Vol. 14, n° 3.
- LI, D. y E.T. SELIG (1998). Method for railroad track foundation. I: Development. ASCE, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, April 1998. pp.316-322.
- LI, D., R. THOMPSON y S. KALAY (2002). Development of continuous lateral & vertical track stiffness measurement techniques. Proceedings of the 5th International Conference "Railway Engineering 2002", London, July, ISBN 0-947644-49-0.
- LÓPEZ PITA, A. (1976). La distribución de tensiones en la capa de balasto y la determinación del espesor necesario: estado actual.. Revista A.I.T. n. 11. Agosto 1976. pp.67-77.
- LÓPEZ PITA, A. (1976). El coeficiente de balasto y su aplicación al estudio de la mecánica de una vía férrea. Revista A.I.T. n. 12. Octubre 1976. pp.53-68.
- LÓPEZ PITA, A. (1977). Análisis de la deformabilidad de la vía mediante el método de los elementos finitos. Revista A.I.T. n. 15. Abril 1977. pp.33-40.
- LÓPEZ PITA, A. (1978). El diseño integral del sistema balasto-plataforma (catálogo de secciones estructurales). Revista A.I.T. n. 23. Agosto 1978. pp.8-24.
- LÓPEZ PITA, A. (1982). La inclusión de un nuevo criterio en el proyecto de una vía. Publicaciones de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Barcelona, Universidad Politécnica de Cataluña.
- LÓPEZ PITA, A. (1983). La heterogeneidad resistente de una vía y su incidencia en la evolución de la nivelación longitudinal: una aproximación al problema. Revista de Obras Públicas, Octubre 1983. pp. 719-735.
- LÓPEZ PITA, A. (1984). Posibilidades en la reducción de los costes de mantenimiento de la calidad geométrica de una vía, mediante la introducción de nuevos criterios en su diseño. XVI Pan American Railway Congress, Washington D.C., pp.416-463.
- LÓPEZ PITA, A. (1984a). Cursos de Ferrocarriles : Tomo VIII - Interacción vía-vehículo. ETSECCPB-UPC.

- LÓPEZ PITA, A. (1999). High-Speed Freight on the European High-Speed Railway Network, 1999, Final Report on the Technological Constraints Part. 2, HISPEEDMIX PROJECT, Proyecto co-financiado por la Comisión Europea – ‘Transport RTD Programme’ del IV Programa Marco.
- LÓPEZ PITA, A. (2001) La rigidez vertical de la vía y el deterioro de las líneas de alta velocidad. Revista de Obras Públicas. Noviembre 2001. pp. 7-26.
- LÓPEZ PITA, A. (2001a). Ballast vibration makes new designs for high-speed lines advisable. 5th World Congress of Railways Research, Cologne, Germany, November.
- LÓPEZ PITA, A. y F. ROBUSTÉ (2001). Compatibility and constraints between high-speed passenger trains and traditional freight train. Transportation Research Record, No. 1742, 17-24 (2001).
- LÓPEZ PITA, A., P.F. TEIXEIRA y F. ROBUSTÉ (2003), F. High speed track deterioration: the role of the vertical stiffness of the track, Proc. Instn. Civil Engrs. Part F -Journal of Rail and Rapid Transport (artículo aceptado para publicación en 2003).
- LÓPEZ-PITA, A. y P.F. TEIXEIRA (2001). Resistant track homogeneity: a way to reduce maintenance costs. Proceedings of the 4th International Conference “Railway Engineering 2001”, London, April-May, ISBN 0-947644-45-8.
- LÓPEZ-PITA, A. y P.F. TEIXEIRA (2002). The influence of ballast density on track deformation. Proceedings of the 5th International Conference “Railway Engineering 2002”, London, July, ISBN 0-947644-49-0
- LÓPEZ-PITA, A. y P.F. TEIXEIRA (2003). Very high speed running and track design. Proceedings of the International Conference “Railway Engineering 2003”, London, ISBN 0-947644-51-2.
- LÓPEZ-PITA, A. y P.F. TEIXEIRA (2003a). Track-vehicle interaction on very high-speed lines. Proceedings of the International Conference on Speed-up and Service Technology for Railway and Maglev System - STECH’03- The Japan Society of Mechanical Engineers JSME N° 03-205, Tokyo, August 2003.
- LÓPEZ-PITA, A. y P.F. TEIXEIRA (2003b). New criteria in embankment-bridge transitions on high-speed lines. Proceedings of the IABSE 2003 Symposium “Structures for high-speed railway transportation”, Antwerp, August. ISBN 3-85748-109-9.
- MAUER, L. (1995). “An interactive track-train dynamic model for calculation of track error growth”, Vehicle System Dynamics, Supplement 24, pp.209-221
- MC CULLOUGH (1972). Effect on track of heavy axle load, Proc. Inst. of Mech. Engrs.
- MELO, A.H.P.S.(1987). Análise estática e dinâmica da via férrea. Linha de acção nº5 do CECUP, Memoria nº20, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- MIARNAU, J. (1999). La vía en placa como alternativa a la vía sobre balasto en líneas de alta velocidad. Tesina de especialidad (Transportes)-Universidad Politécnica de Cataluña.
- MINISTERIO DE FOMENTO (1999). Recomendaciones para el proyecto de plataformas ferroviarias. Secretaría de Estado de Infraestructuras y Transportes, Madrid, Ministerio de Fomento, Centro de publicaciones. ISBN: 84-498-0411-6.
- MORAVČÍK, M. (1995). Response of railway track on nonlinear discrete supports. Vehicle System Dynamics, Supplement 24. pp.280-293.
- MÜLLER-BORUTTAU, F, D.EBERSBACH y N.BREISAMTER. (1998). Dynamische Fahrbahnmodelle für HGV-Strecken und Folgerungen für Komponenten. ETR, 11, November. pp.696-702.

- OÑATE, E. (1995). Cálculo de estructuras por el método de elementos finitos –análisis elástico lineal. Segunda Edición, barcelona, CIMNE Centro Internacional de Métodos Numéricos..
- PAHNKE, U. (1997). New calculation limits for the accuracy of track laying to reduce the cost of maintenance. 3rd World Congress on Railway Research, Firenze, November, Vol.B, pp.385-391.
- 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, U.K.
- PRAT, M., P. BISCH, A. MILLARD, P. MESTAT y G.P. CABOT (1995). La modelisation des ouvrages. Editions Hermés. ISBN 2-86601-480-4.
- PROFILLIDIS, V y P. PONIIRIDIS (1986). The mechanical behaviour of the sleeper-ballast interface. Computers & Structures. Vol. 24, n.3. 1986. pp.437-440.
- PROFILLIDIS, V. (1986). Applications of finite element analysis in the rational design of track bed structures. Computers & Structures. Vol. 22, n.3. 1986. pp. 439-443.
- PROFILLIDIS, V. (1986a). Etude en elastoplasticité par la méthode des elements finis du comportement de la voie ferrée et de sa fondation. Bulletin Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées 141 – Janvier-Fevrier 1986. pp.13-19
- PRUD’HOMME, A. (1970). La voie. Revue Générale des Chemins de Fer, Vol. 1, Janvier. pp. 56-72.
- PRUD’HOMME, A. (1978). Ligne à Grande Vitesse Paris-Sud-Est. Annales de l’Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. Vol. 366, 70-96.
- PUEBLA, J. y GILABERTE, M. (1999). La vía sobre balasto y su comportamiento elástico. III Congreso Nacional de la Ingeniería Civil, Barcelona 811-817, ISBN 84-605-9799-7.
- RAYMOND, G y R. BATHURST (1994). Estimate of static track modulus using elastic foundation models. Transportation Research Record 1470. pp.65-72.
- RAYMOND, G y R. BATHURST (1994). Repeated-load response of aggregates in relation to track quality index. Canadian Geotechnical Journal, Vol.31, 1994. pp. 547-554.
- READ, D., S.CHRISMER, W. EBERSÖHN y E.T.SELIG (1994). Track modulus measurements at the Pueblo Soft Subgrade Site. Transportation Research Record 1470, pp.55-64.
- RIESSBERGER K. (2000) Frame sleepers adapt ballasted track to modern needs. Railway Gazette International. February 2000. pp.92-94.
- RIESSBERGER, K. (1978) Máquina de nueva concepción para la compactación del lecho de balasto. Revista A.I.T. n.23. Agosto. pp.25-34.
- ROMO, E., P. GONZÁLEZ y M.CUADRADO (2001). Infrastructure for new high-speed lines. Transition structures. Optimisation of design and calculation. 5th World Congress of Railways Research, Cologne, Germany, November.
- RUMP, R. (1997). Warum Feste Fahrbahn? Feste Fahrbhan. Edition ETR Hestra-Verlag. ISBN 3-7771-0269-5, pp. 8 – 11
- SAHU, J., N. RAO y YUDHBIR (1999). Parametric study of resilient response of tracks with a sub-ballast layer. Canadian Geotechnical Journal, Vol.36 . 1999. pp. 1137-1150.
- SATO, Y. (1977). Study on High-Frequency Vibration in Track Operated with High-Speed train. Quarterly Reports, RTRI –Railway Technical Research Institute, Vol. 18, N° 3, pp. 63-76.

- SATO, Y. (1995). Japanese studies on deterioration of ballasted track. *Vehicle System Dynamics*, Supplement 24. pp.197-208.
- SATO, Y. (1997). Optimization of track maintenance work on ballasted track. 3rd World Congress on Railway Research, November, Vol.B, pp.405-411.
- SAUVAGE, G y J.P. FORTIN (1982). La trainée de roulement des véhicules de chemin de fer. *Revue Generale des Chemins de Fer*, Juiellet-Août, pp. 383-390.
- SAUVAGE, R y G. LARIBLE (1982). La modelization par elements finis des couches d'assise de la voie ferrée. *Revue General des Chemins de Fer*. Septembre, pp. 475-484.
- SAUVAGE, R. y RICHEZ, G. (1978). Les couches d'assise de la voie ferrée. *Revue Generale des Chemins de Fer*, Décembre, pp.773-796.
- SELIG E.T. y J.M.WATERS, (1994) *Track geotechnology and substructure management*, Thomas Telford Publications, London, 1994.
- SELIG, E y D.LI (1994). Track Modulus: its meaning and factors influencing it. *Transportation Research Record* 1470. pp. 47-54.
- SELIG, E. y A.SLUZ (1978). Ballast and subgrade response to train loads. *Transportation Research Record* 694. pp. 53-60.
- SEM – Sud Europe Mediterranée (2000). *Projet de ligne à grande vitesse Perpignan-Figueres: étude sur les coûts de maintenance*. Société Nationale des Chemins de Fer -Direction de l'ingenierie. Informe confidencial no publicado.
- SHARPE, P. (1996). Ballast and subgrade. First RIA Railway Infrastructure Engineering & Management Course. Railway Industry Association of Great Britain.
- SHENTON, M.J. (1984). Ballast deformation and track deterioration. ICE Conf. on Track Technology for the next decade, Nottingham, July 1984.
- SHRIDHARAN, A., J.GHANDI y S.SURECH (1990). Stiffness coefficient of layered soil systems. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, April, pp.604-624.
- SPEARING, D.G. (1986). Practical track design. RIA – Second Track Sector Course. Railway Industry Association of Great Britain.
- STAHL, W. (1999). Schotteroberbau für Hochgeschwindigkeitsverkehr. *ETR* 11, November. pp.746-755.
- STEWART, H.E. (1985). Measurements and prediction of vertical track modulus. *Transportation Research Record* 1022, pp.65-71.
- STEWART, H.E. y E.T.SELIG (1982). Predicted and measured resilient response of track. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*. Vol.108. N° GT11.
- SUSSMANN, T.R y J. HYSLIP (2001). Indications of railway track performance problems on embankments from ground penetrating radar. *Proceedings of the 4th International Conference "Railway Engineering 2001"*, London, April-May, ISBN 0-947644-45-8.
- SUSSMANN, T.R., W. EBERSÖHN y E.T.SELIG (2001). Fundamental non-linear track load-deflection behaviour for condition evaluation. *Transportation Research Record* 1742, pp.61-67.
- TAYABI, T y M. THOMPSON (1977). Effect of design parameters on track support systems. *Transportation Research Record* 653. pp. 2-11.
- TEIXEIRA, P.F. y LÓPEZ PITA, A. (2002). Nuevos criterios para reducir los costes de mantenimiento de las líneas de alta velocidad. V Congreso de Ingeniería del Transporte, Santander, Junio, ISBN 84-699-7739-3, pp. 2001-2008.

- TURCKE, D y G. RAYMOND (1979). Three-dimensional analysis of rail track structure. Transportation Research Record 733. 1979. pp. 1-6.
- U.I.C. -Union Internationale des Chemins de Fer- Code 714R (1994). Ouvrages en terre et couches d'assise ferroviaires. Deuxième edition. 01.01.94.
- VEIT, P. (1999). Evaluation model optimises track renewal and maintenance strategies. Railway Gazette International. October 1999. pp. 648-650.
- WAKUI, H. (1997). Ladder sleepers perform well in tests. Railway Gazette International. September 1997. pp. 589-593.
- ZICHA, J. (1989). High-speed rail track design. Journal of Transportation Engineering, Vol.115, N°1, January, pp.68-83.

1

Variaciones longitudinales de rigidez vertical de la vía

Calidad geométrica excelente $V = 300$ km/h Carril UIC60 Travesía monobloc ($d=60$ cm) Placa de asiento: <u>100 kN/mm</u>								
	K_{bp} (kN/mm)	199	199	199	103	103	103	103
K (kN/mm)	152,2	151,8	145,3	129,6	123,8	123,1	123,1	
Qd -Prud'homme- (kN)	130,4	130,3	129,4	127,1	126,2	126,1	126,1	
Tens.balasto -F- (kN)	58,0	58,1	60,1	50,4	52,4	52,6	52,6	
Tens.bal -A=2850cm ² - (N/mm ²)	0,20	0,20	0,21	0,18	0,18	0,18	0,18	
Y_{max} .balasto (mm)	0,291	0,292	0,302	0,490	0,509	0,511	0,511	

Cuadro A1.1. Ejemplo de resultados de esfuerzos a lo largo de una transición típica plataforma natural-obra de fábrica, en función de la rigidez vertical de la vía resultante (placa de asiento de 100 kN/mm).

Calidad geométrica excelente $V = 300$ km/h Carril UIC60 Travesía monobloc ($d=60$ cm) Placa de asiento: <u>60 kN/mm</u>								
	K_{bp} (kN/mm)	199	199	199	103	103	103	103
K (kN/mm)	115,6	115,1	111,4	103,1	99,7	99,2	99,2	
Qd -Prud'homme- (kN)	124,9	124,8	124,2	122,9	122,3	122,2	122,2	
Tens.balasto -F- (kN)	50,9	51,1	52,6	46,1	47,5	47,7	47,7	
Tens.bal -A=2850cm ² - (N/mm ²)	0,18	0,18	0,18	0,16	0,17	0,17	0,17	
Y_{max} .balasto (mm)	0,26	0,26	0,26	0,45	0,46	0,46	0,46	

Cuadro A1.2. Ejemplo de resultados de esfuerzos a lo largo de una transición típica plataforma natural-obra de fábrica, en función de la rigidez vertical de la vía resultante (placa de asiento de 60 kN/mm).

Placa de asiento:
 $K_{pa} = 500 \text{ kN/mm}$

(Carga variable según la rigidez vertical de la vía en el punto de aplicación)

K_{bp1} (K1)	Relación K_{bp2} / K_{bp1} ($K2 / K1$)	Relación (K_{eq2} / K_{eq1})	Máx. Reacción bajo traviesa		Tensión vertical sobre balasto (N/mm^2)		
			(kN)	Var.	$A = 2436 \text{ cm}^2$	$A = 2600 \text{ cm}^2$	$A = 2850 \text{ cm}^2$
20 kN/mm	1,00	1,00	47,0	100%	0,19	0,18	0,16
	1,50	1,47	57,9	123%	0,24	0,22	0,20
	2,00	1,93	66,7	142%	0,27	0,26	0,23
	2,50	2,37	74,4	158%	0,31	0,29	0,26
	3,00	2,79	80,3	171%	0,33	0,31	0,28
	3,50	3,20	86,3	184%	0,35	0,33	0,30
	4,00	3,59	91,2	194%	0,37	0,35	0,32
	4,50	3,97	95,4	203%	0,39	0,37	0,33
	5,00	4,34	99,7	212%	0,41	0,38	0,35
	6,00	5,05	106,5	227%	0,44	0,41	0,37
7,50	6,02	115,6	246%	0,47	0,44	0,41	
30 kN/mm	1,00	1,00	54,2	100%	0,22	0,21	0,19
	1,33	1,31	62,9	116%	0,26	0,24	0,22
	1,67	1,61	70,4	130%	0,29	0,27	0,25
	2,00	1,89	76,8	142%	0,32	0,30	0,27
	2,33	2,17	82,3	152%	0,34	0,32	0,29
	2,67	2,44	87,2	161%	0,36	0,34	0,31
	3,00	2,70	91,8	169%	0,38	0,35	0,32
	3,33	2,95	96,1	177%	0,39	0,37	0,34
	4,00	3,43	103,1	190%	0,42	0,40	0,36
	5,00	4,09	112,2	207%	0,46	0,43	0,39
40 kN/mm	1,00	1,00	60,4	100%	0,25	0,23	0,21
	1,25	1,23	67,5	112%	0,28	0,26	0,24
	1,50	1,45	74,3	123%	0,30	0,29	0,26
	1,75	1,66	79,7	132%	0,33	0,31	0,28
	2,00	1,86	84,7	140%	0,35	0,33	0,30
	2,25	2,06	89,3	148%	0,37	0,34	0,31
	2,50	2,25	93,6	155%	0,38	0,36	0,33
	3,00	2,62	100,6	166%	0,41	0,39	0,35
	3,75	3,12	110,3	182%	0,45	0,42	0,39

(cont.)

K _{bp1} (K1)	Relación K _{bp2} / K _{bp1} (K2 / K1)	Relación (K _{eq2} / K _{eq1})	Máx. Reacción bajo traviesa		Tensión vertical sobre balasto (N/ mm ²)		
			(kN)	Var.	A = 2436 cm ²	A = 2600 cm ²	A = 2850 cm ²
50 kN/mm	1,00	1,00	65,8	100%	0,27	0,25	0,23
	1,20	1,18	72,1	110%	0,30	0,28	0,25
	1,40	1,35	77,5	118%	0,32	0,30	0,27
	1,60	1,52	82,4	125%	0,34	0,32	0,29
	1,80	1,68	87,0	132%	0,36	0,33	0,31
	2,00	1,84	91,3	139%	0,37	0,35	0,32
	2,40	2,13	98,8	150%	0,41	0,38	0,35
	3,00	2,55	108,0	164%	0,44	0,42	0,38
60 kN/mm	1,00	1,00	70,4	100%	0,29	0,27	0,25
	1,17	1,15	76,2	108%	0,31	0,29	0,27
	1,33	1,29	81,1	115%	0,33	0,31	0,28
	1,50	1,42	85,7	122%	0,35	0,33	0,30
	1,67	1,56	89,6	127%	0,37	0,34	0,31
	2,00	1,81	97,0	138%	0,40	0,37	0,34
	2,50	2,16	106,2	151%	0,44	0,41	0,37
70 kN/mm	1,00	1,00	74,9	100%	0,31	0,29	0,26
	1,14	1,12	79,8	107%	0,33	0,31	0,28
	1,29	1,24	84,4	113%	0,35	0,32	0,30
	1,43	1,36	88,2	118%	0,36	0,34	0,31
	1,71	1,58	95,6	128%	0,39	0,37	0,34
	2,14	1,88	104,9	140%	0,43	0,40	0,37
80 kN/mm	1,00	1,00	78,3	100%	0,32	0,30	0,27
	1,13	1,11	82,8	106%	0,34	0,32	0,29
	1,25	1,21	87,1	111%	0,36	0,34	0,31
	1,50	1,40	94,6	121%	0,39	0,36	0,33
	1,88	1,68	103,8	133%	0,43	0,40	0,36
90 kN/mm	1,00	1,00	82,0	100%	0,34	0,32	0,29
	1,11	1,09	86,2	105%	0,35	0,33	0,30
	1,33	1,27	93,7	114%	0,38	0,36	0,33
	1,67	1,52	102,9	125%	0,42	0,40	0,36
100 kN/mm	1,00	1,00	85,5	100%	0,35	0,33	0,30
	1,20	1,16	92,5	108%	0,38	0,36	0,32
	1,50	1,39	101,7	119%	0,42	0,39	0,36
120 kN/mm	1,00	1,00	91,0	100%	0,37	0,35	0,32
	1,25	1,19	100,2	110%	0,41	0,39	0,35
150 kN/mm	1,00	1,00	98,3	100%	0,37	0,35	0,32

Cuadro A1.3. Transición brusca entre dos infraestructuras de diferente capacidad portante - resultados de esfuerzo vertical máximo sobre balasto para una vía de alta velocidad (buena calidad geométrica) con placa de asiento rígida.

Placa de asiento:
 $K_{pa} = 100 \text{ kN/mm}$

(Carga variable según la rigidez vertical de la vía en el punto de aplicación)

K_{bp1} (K1)	Relación K_{bp2} / K_{bp1} ($K2 / K1$)	Relación (K_{eq2} / K_{eq1})	Máx. Reacción bajo traviesa		Tensión vertical sobre balasto (N/mm^2)		
			(kN)	Var.	$A = 2436 \text{ cm}^2$	$A = 2600 \text{ cm}^2$	$A = 2850 \text{ cm}^2$
20 kN/mm	1,00	1,00	44,5	100%	0,18	0,17	0,16
	2,50	2,37	64,5	145%	0,26	0,25	0,23
	5,00	4,34	79,5	178%	0,33	0,31	0,28
	7,50	6,02	86,7	195%	0,36	0,33	0,30
40 kN/mm	1,00	1,00	54,8	100%	0,23	0,21	0,19
	1,25	1,23	59,7	109%	0,25	0,23	0,21
	1,50	1,45	63,6	116%	0,26	0,24	0,22
	2,00	1,86	69,8	127%	0,29	0,27	0,25
	2,50	2,25	74,1	135%	0,30	0,28	0,26
	3,00	2,62	77,9	142%	0,32	0,30	0,27
	3,75	3,12	81,6	149%	0,34	0,31	0,29
50 kN/mm	1,00	1,00	58,3	100%	0,24	0,22	0,20
	1,60	1,52	68,4	117%	0,28	0,26	0,24
	2,00	1,84	72,5	124%	0,30	0,28	0,25
	3,00	2,55	80,1	138%	0,33	0,31	0,28
60 kN/mm	1,00	1,00	61,1	100%	0,25	0,24	0,21
	1,33	1,29	67,3	110%	0,28	0,26	0,24
	1,67	1,56	71,4	117%	0,29	0,27	0,25
	2,00	1,81	74,9	122%	0,31	0,29	0,26
	2,50	2,16	79,0	129%	0,32	0,30	0,28
80 kN/mm	1,00	1,00	65,6	100%	0,27	0,25	0,23
	1,25	1,21	70,1	107%	0,29	0,27	0,25
	1,50	1,40	73,5	112%	0,30	0,28	0,26
	1,88	1,68	77,2	118%	0,32	0,30	0,27
100 kN/mm	1,00	1,00	68,7	100%	0,28	0,26	0,24
	1,20	1,16	72,4	105%	0,30	0,28	0,25
	1,50	1,39	76,1	111%	0,31	0,29	0,27

Cuadro A1.4. Transición brusca entre dos infraestructuras de diferente capacidad portante - resultados de esfuerzo vertical máximo sobre balasto para una vía de alta velocidad (buena calidad geométrica) con placa de asiento elástica.

Placa de asiento:
 $K_{Da} = 50 \text{ kN/mm}$

(Carga variable según la rigidez vertical de la vía en el punto de aplicación)

K_{bp1} (K1)	Relación K_{bp2} / K_{bp1} ($K2 / K1$)	Relación (K_{eq2} / K_{eq1})	Máx. Reacción bajo traviesa		Tensión vertical sobre balasto (N/mm^2)		
			(kN)	Var.	$A = 2436 \text{ cm}^2$	$A = 2600 \text{ cm}^2$	$A = 2850 \text{ cm}^2$
20 kN/mm	1,00	1,00	42,1	100%	0,17	0,16	0,15
	2,50	2,37	57,0	135%	0,23	0,22	0,20
	5,00	4,34	66,5	158%	0,27	0,26	0,23
	7,50	6,02	70,4	167%	0,29	0,27	0,25
40 kN/mm	1,00	1,00	49,7	100%	0,20	0,19	0,17
	1,25	1,23	53,1	107%	0,22	0,20	0,19
	1,50	1,45	55,9	112%	0,23	0,22	0,20
	2,00	1,86	59,6	120%	0,24	0,23	0,21
	2,50	2,25	62,1	125%	0,25	0,24	0,22
	3,00	2,62	64,4	129%	0,26	0,25	0,23
	3,75	3,12	66,4	134%	0,27	0,26	0,23
50 kN/mm	1,00	1,00	52,1	100%	0,21	0,20	0,18
	1,60	1,52	58,7	113%	0,24	0,23	0,21
	2,00	1,84	61,1	117%	0,25	0,24	0,21
	3,00	2,55	65,3	125%	0,27	0,25	0,23
60 kN/mm	1,00	1,00	54,0	100%	0,22	0,21	0,19
	1,33	1,29	57,6	107%	0,24	0,22	0,20
	1,67	1,56	60,4	112%	0,25	0,23	0,21
	2,00	1,81	62,3	115%	0,26	0,24	0,22
	2,50	2,16	64,3	119%	0,26	0,25	0,23
80 kN/mm	1,00	1,00	56,6	100%	0,23	0,22	0,20
	1,25	1,21	59,4	105%	0,24	0,23	0,21
	1,50	1,40	61,2	108%	0,25	0,24	0,21
	1,88	1,68	63,2	112%	0,26	0,24	0,22
100 kN/mm	1,00	1,00	58,4	100%	0,24	0,22	0,20
	1,20	1,16	60,2	103%	0,25	0,23	0,21
	1,50	1,39	62,6	107%	0,26	0,24	0,22

Cuadro A1.5. Transición brusca entre dos infraestructuras de diferente capacidad portante - resultados de esfuerzo vertical máximo sobre balasto para una vía de alta velocidad (buena calidad geométrica) con placa de asiento muy elástica.

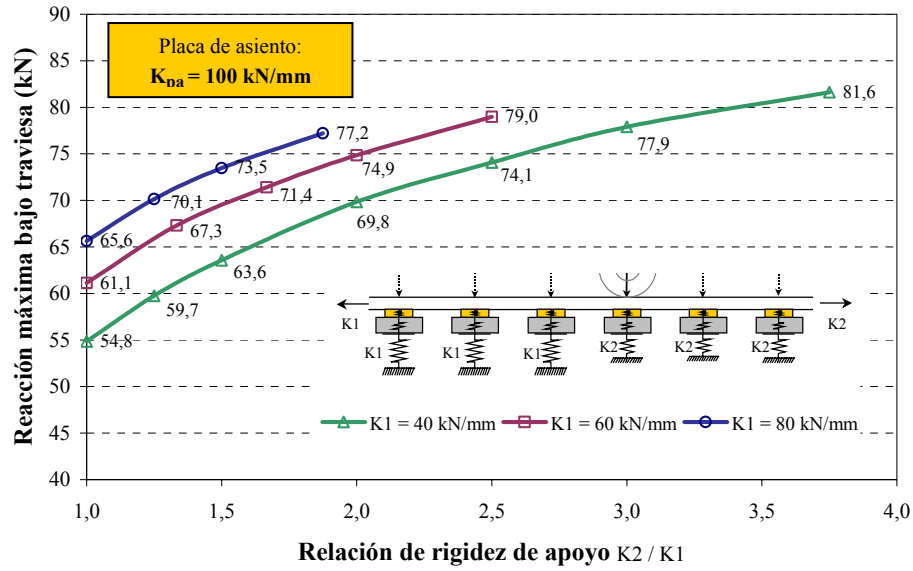


Fig.A1.1: Influencia de las variaciones de rigidez vertical en el sistema balasto-plataforma en la reacción máxima bajo traviesa (placa de asiento elástica).

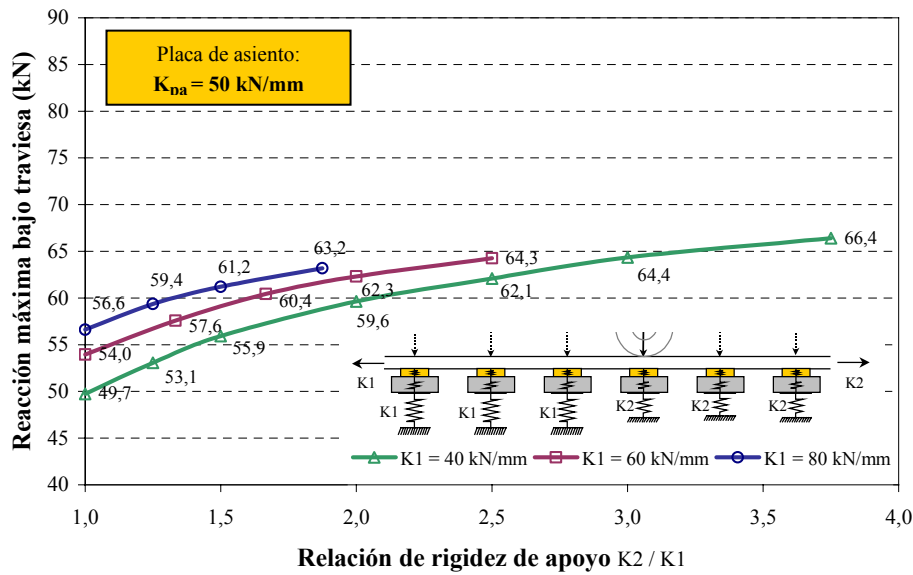


Fig.A1.2: Influencia de las variaciones de rigidez vertical en el sistema balasto-plataforma en la reacción máxima bajo traviesa (placa de asiento muy elástica).

Placa de asiento:
 $K_{na} = 500 \text{ kN/mm}$

$K_{bpl} (K1)$	Distribución de defectos (mm) $\delta_L - \delta_M - \delta_N - \delta_O - \delta_P$	$Y_{m\acute{a}x} (mm)$	Máx. Reacción bajo traviesa		Tensión vertical sobre balasto (N/mm^2)		
			(kN)	Var.	$A = 2436 \text{ cm}^2$	$A = 2600 \text{ cm}^2$	$A = 2850 \text{ cm}^2$
50 kN/mm	sin defectos	1,47	65,8	100%	0,28	0,26	0,24
	0 - 0 - 1 - 0 - 0	1,86	54,5	83%	0,23	0,21	0,20
	0 - 0 - 2 - 0 - 0	2,26	65,9	100%	0,28	0,26	0,24
	0 - 0 - 3 - 0 - 0	2,43	70,8	108%	0,30	0,28	0,25
	0 - 1 - 1 - 1 - 0	2,37	61,4	93%	0,26	0,24	0,22
	0 - 0 - 1 - 3 - 2	2,79	77,3	117%	0,32	0,30	0,28
	0 - 0 - 1 - 3 - 3	2,79	77,3	117%	0,32	0,30	0,28
	1 - 1 - 1 - 1 - 1	2,53	68,5	104%	0,29	0,27	0,24
	1 - 1 - 2 - 1 - 1	2,92	53,7	82%	0,22	0,21	0,19
	1 - 1 - 3 - 1 - 1	3,32	65,0	99%	0,27	0,26	0,23
	1 - 1 - 1 - 2 - 1	2,78	79,8	121%	0,33	0,31	0,29
	1 - 1 - 1 - 3 - 1	2,93	86,1	131%	0,36	0,34	0,31
	1 - 2 - 1 - 2 - 1	3,04	91,2	139%	0,38	0,36	0,33
	1 - 3 - 1 - 3 - 1	3,45	109,7	167%	0,46	0,43	0,39
	2 - 2 - 1 - 2 - 2	3,12	94,7	144%	0,40	0,37	0,34
3 - 3 - 1 - 3 - 3	3,69	120,4	183%	0,50	0,47	0,43	
100 kN/mm	sin defectos	1,04	85,5	100%	0,36	0,34	0,31
	0 - 0 - 1 - 0 - 0	1,50	70,1	82%	0,29	0,28	0,25
	0 - 0 - 2 - 0 - 0	1,93	89,8	105%	0,38	0,35	0,32
	0 - 0 - 3 - 0 - 0	1,93	89,8	105%	0,38	0,35	0,32
	0 - 1 - 1 - 1 - 0	2,02	83,5	98%	0,35	0,33	0,30
	0 - 0 - 1 - 3 - 2	2,25	95,0	111%	0,40	0,37	0,34
	0 - 0 - 1 - 3 - 3	2,25	95,0	111%	0,40	0,37	0,34
	1 - 1 - 1 - 1 - 1	2,09	89,4	104%	0,37	0,35	0,32
	1 - 1 - 2 - 1 - 1	2,55	68,1	80%	0,28	0,27	0,24
	1 - 1 - 3 - 1 - 1	3,02	91,1	107%	0,38	0,36	0,33
	1 - 1 - 1 - 2 - 1	2,36	111,4	130%	0,47	0,44	0,40
	1 - 1 - 1 - 3 - 1	2,39	114,0	133%	0,48	0,45	0,41
	1 - 2 - 1 - 2 - 1	2,63	133,8	156%	0,56	0,52	0,48
	1 - 3 - 1 - 3 - 1	2,75	143,7	168%	0,60	0,56	0,51
	2 - 2 - 1 - 2 - 2	2,65	135,5	158%	0,57	0,53	0,48
3 - 3 - 1 - 3 - 3	2,89	154,9	181%	0,65	0,61	0,55	

Cuadro A1.6. Incidencia de defectos múltiples de danza de las traviesas en los esfuerzos máximos sobre el balasto (vía de alta velocidad con placa de asiento rígida).

P. Fonseca Teixeira

250

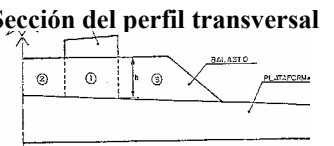
2

Sobre la influencia de la heterogeneidad del balasto en la sección transversal de la vía

Conforme se evidenció en el capítulo 5 (ítem 5.4.2.1) la capacidad de soporte del balasto en el sentido transversal no es homogénea, situación que es asumida por ejemplo en el criterio tradicional de diseño de las traviesas. Este hecho deriva de los diferentes procesos de compactación del balasto, dado que en la práctica solo la zona ‘activa’ bajo carril es compactada por bateo, mientras que la zona lateral es compactada superficialmente mediante placas vibratorias (fig. A2-1). A su vez, la zona central de la vía no sufre ningún proceso de compactación. Este hecho conduce a la generación de tres zonas de diferente grado de compactación y consecuentemente capacidad portante que fue puesta de manifiesto de forma experimental por López Pita (1982) con los resultados expuestos en el cuadro A2-1. El autor había evidenciado a finales de los años 70 la incidencia que este fenómeno podría tener en las tensiones verticales transmitidas al balasto.



Fig.A2-1: Procesos de compactación del balasto.

Sección del perfil transversal 	Módulo de elasticidad del balasto E (Kg/cm ²)			
	Media	Desviación típica	Máximo	Mínimo
① zona bateada	1500	100	1800	1200
② zona central	225	66	425	25
③ zona lateral	900	80	1140	660

CuadroA2-1: Datos estadísticos con relación al módulo de elasticidad del balasto.

Fuente: López Pita (1982).

En este estudio se trató de profundizar en las reflexiones sobre la posible influencia de este fenómeno, teniendo en cuenta dos aspectos concretos: en primer lugar, el hecho de que, incluso en la zona bateada la sección es muy heterogénea, conforme se visualizó en la fig. 5.42, y en segundo lugar considerando el papel de estas heterogeneidades en los esfuerzos laterales en el balasto. La particularidad geométrica de las distribuciones de densidad

estudiadas llevó a la realización de modelos de cálculo tridimensionales por elementos finitos con elementos tetraédricos e hexaédricos cuadráticos (entre 30.000 e 50.000 elementos) según el tipo de geometría de distribución de densidad estudiada, conforme se observa en la fig.A2-2.

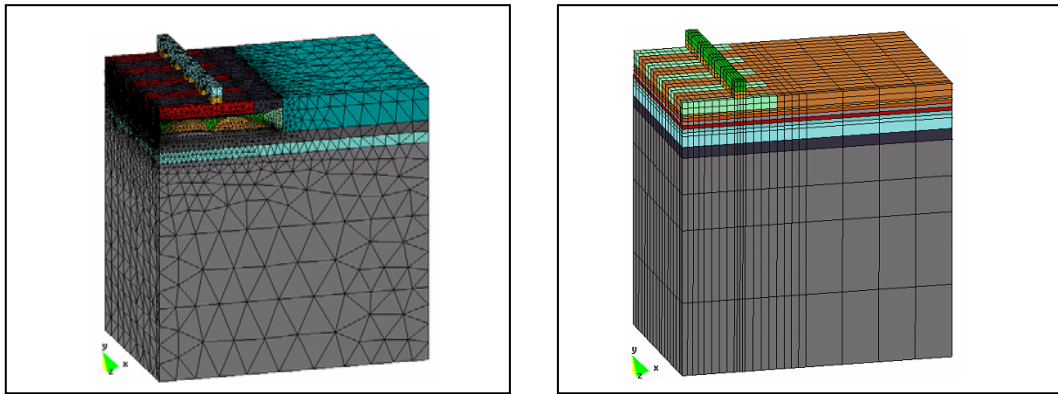


Fig.A2-2: Ejemplos de modelización por elementos finitos empleada en el estudio

Los resultados obtenidos en la mayoría de las diferentes configuraciones de la estructura consideradas evidenciaron una muy reducida incidencia de las heterogeneidades de densidad consideradas en los esfuerzos verticales sobre la superficie del balasto (fig.A2-3).

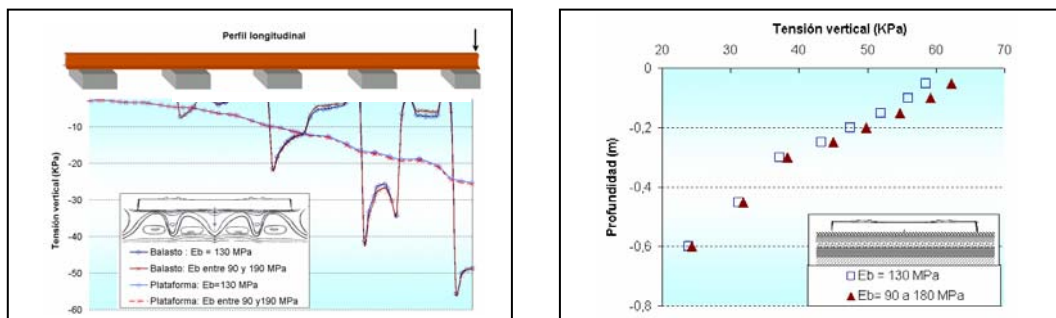


Fig.A2-3: Influencia de las heterogeneidades de densidad en los esfuerzos verticales

Sin embargo, el papel de las heterogeneidades transversales está más particularmente relacionado con los movimientos laterales de las partículas de balasto (fig. A2-4). En efecto, después de un periodo inicial de consolidación de la vía, el escurrimiento lateral y reordenamiento de las partículas en la zona superior de la capa de balasto influyen de forma importante los mecanismos de asiento del balasto, por lo que se deduce el interés de limitar los desplazamientos laterales, o sea de aumentar las respectivas tensiones

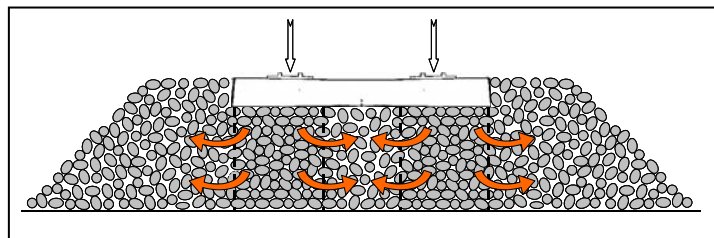


Fig.A2-4: Esquema de los movimientos en la capa de balasto

de confinamiento transversales. De este modo se puede deducir de manera intuitiva que las heterogeneidades transversales de compactación, al reducir las tensiones laterales, tenderán a aumentar el flujo lateral de partículas con relación al caso de una sección más homogénea.

Un análisis en base en los valores medios del cuadro A2-1 con los modelos de cálculo de la fig.A2-2 pone de relieve que en la zona superior de la capa de balasto, las tensiones transversales en el límite de la zona bateada son cerca de 45% inferiores al caso de una capa homogénea (fig.A2-5). Cabe destacar que los valores de tensión lateral de confinamiento difieren sustancialmente de los valores habitualmente adoptados a la hora de llevar a cabo ensayos triaxiales, por lo que cabría tener presente los valores efectivamente existentes en las vías, fruto de las heterogeneidades a la hora de efectuar esos ensayos de manera a no incurrir en una eventual sobre-estimación de las capacidad resistente de la capa de balasto.

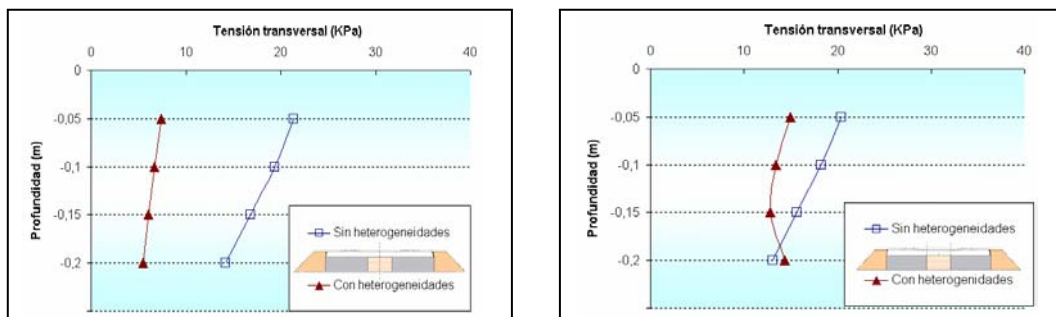


Fig.A2-5: – Esfuerzos transversales en algunas secciones de la capa de balasto.

Por último destacar que una posible forma de minimizar estas heterogeneidades transversales y así disminuir el asiento del balasto en líneas de alta velocidad consistiría en ampliar el bateo del balasto a una mayor porción de la sección transversal (exceptuando la zona central inmediatamente bajo traviesa para permitir un correcto funcionamiento de la traviesa monobloc), empleando por ejemplo equipos de bateo con brazos extensibles como los empleados para aparatos de vía (fig.A2-6).

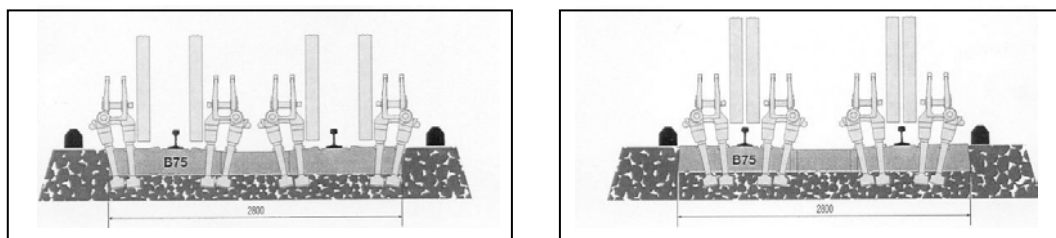


Fig.A2-6: Equipamiento de bateo con brazos extensibles.

En síntesis, se ha puesto de relieve la importancia en profundizar en el entendimiento de la influencia de la heterogeneidad de compactación del balasto en el asiento del mismo. Pero, aún cuando la presente tesis se había propuesto profundizar en este campo, las conclusiones obtenidas no pueden ser consideradas más que con carácter indicativo sobre los pasos a

seguir con posterioridad por la investigación. Así, la modelización por elementos finitos llevada a cabo evidencia que el papel de estas heterogeneidades de densidad del balasto debe esencialmente enfocarse bajo la perspectiva del asiento del balasto motivado por el flujo lateral de partículas. No obstante una modelización ‘continua’ del balasto es una aproximación demasiado grosera cuando se pretende cuantificar la incidencia de este fenómeno, sobretodo teniendo en cuenta que el espesor de balasto bajo traviesa por veces no supera los diez granos. La necesidad de evaluar el campo de tensiones en la capa superficial del balasto, cuando se trata de representar heterogeneidades como las evidenciadas en la fig.5.42 obliga a emplear una densidad de la malla de elementos finitos tal que los elementos son sumamente inferiores al tamaño real de las partículas (fig.A2-2 izq.), lo cual es físicamente incorrecto. Así, si bien la aplicación del MEF con leyes constitutivas obtenidas experimentalmente es adecuada para evaluar el comportamiento global de la estructura de vía, resulta muy limitada para cuantificar los esfuerzos en el seno de esa capa; en efecto, los esfuerzos inter-granulares son en realidad muy diferentes de las tensiones y deformaciones asumidas en un medio continuo. De este modo, para evaluar con suficiente aproximación la importancia de este tipo de heterogeneidad y el interés en aplicar nuevos métodos de compactación del balasto, resulta necesario recurrir a una modelización de la capa de balasto por elementos discretos: en concreto, la aplicación por ejemplo de modelos como los que se encuentran en curso de desarrollo actualmente en Francia (Cholet et al., 2002) podrían resultar de gran utilidad en el marco de esta línea de investigación.

