



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

Escola tècnica superior d'Enginyers de Camins,
Canals i Ports de Barcelona



Departament de Resistència de Materials i Estructures en l'Enginyeria
Anàlisi estructural

TESIS DOCTORAL

Un modelo reológico para geomateriales.
Aplicación a la simulación de mezclas asfálticas



José Manuel González López

Tutores

Prof. Sergio H. Oller Martínez

Prof. Juan Miquel Canet

Barcelona, 30 Junio 2011



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
Escola tècnica superior d'Enginyers de Camins,
Canals i Ports de Barcelona



Departament de Resistència de Materials i Estructures en l'Enginyeria
Anàlisi estructural

TESIS DOCTORAL

Un modelo reológico para geomateriales.
Aplicación a la simulación de mezclas asfálticas



José Manuel González López

Tutores

Prof. Sergio H. Oller Martínez

Prof. Juan Miquel Canet

Barcelona, 30 Junio 2011

ACTA DE QUALIFICACIÓ DE LA TESI DOCTORAL

Reunit el tribunal integrat pels sotasignants per jutjar la tesi doctoral:

Títol de la tesi: **Un modelo reológico para geomateriales. Aplicación a la simulación de mezclas asfálticas**

Autor de la tesi: **José Manuel González López**

Acorda atorgar la qualificació de:

- No apte
- Aprovat
- Notable
- Excel·lent
- Excel·lent cum laude

Barcelona, de/d' de

El President

El Secretari

.....
(noms i cognoms)

.....
(noms i cognoms)

Vocal

Vocal

Vocal

.....
(noms i cognoms)

.....
(noms i cognoms)

.....
(noms i cognoms)

Agradecimientos

Deseo que mi primer agradecimiento sea para mis directores de tesis, los profesores Sergio Oller Martínez y Juan Miquel Canet por haberme ofrecido esta oportunidad, por su colaboración y su magisterio, además de su infinita paciencia.

Esta tesis se ha desarrollado con la ayuda inestimable de los profesores del departamento de infraestructura del transporte y territorio de la UPC, Félix Pérez, Rodrigo Miró y Adriana Martínez a quienes agradezco su tiempo y su atención.

Quiero mencionar también a los profesores Miguel Cervera y Benjamín Suárez, con los que he compartido no pocos momentos a lo largo de este periodo de mi vida, y cuyo soporte ha resultado fundamental, tanto en lo académico como en lo personal.

Quisiera igualmente agradecer al *Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria* (CIMNE) la infraestructura y el apoyo económico de los que he disfrutado para poder realizar mi cometido.

Me acuerdo en estos momentos de los compañeros de trabajo con los que he compartido en el pasado y comparto ahora las inquietudes, los sinsabores, pero también las satisfacciones propias de nuestro devenir como investigadores. En este ámbito quiero mencionar especialmente a dos personas imprescindibles, los doctores Pablo Mata Almonacid y Josep Maria Carbonell i Puigbó, compañeros de fatigas y depositarios de muchas verdades esenciales.

Quiero en un momento como éste, acordarme de forma especial de mi familia, mis padres y mi hermano Javier, que hacen lo posible y lo imposible para garantizar mi bienestar, y cuyo apoyo nunca podré pagar en su justa medida. Quiero agradecer a mi chica, Lorena, haberse cruzado en mi camino, su inagotable comprensión por todas los momentos juntos que le debo, por ser una joya que nunca acabo de descubrir del todo. . .

. . . todos ellos parte esencial de mi vida y a los que me gustaría ofrecer lo mejor de mí mismo.

Finalmente, no puedo olvidarme de mi gente, de los de toda la vida, cuya incondicional amistad hace posible tantas y tantas cosas, incluido este trabajo. Claudio, Pedro, Ingrid, Valencia, César, Fermín y muchos más. . . y por supuesto *Defran* - doctor en tantas cosas realmente importantes -, todos ellos habituales en esta sección, vuestras alegrías son las mías.

Resumen

La ingeniería civil hace un uso extensivo de materiales granulares con o sin matriz ligante, que se caracterizan porque su comportamiento y en definitiva su resistencia dependen de la fricción interna de sus componentes, y que pro ello mismo, podemos englobar en la categoría de los geomateriales. En ella se incluyen las mezclas asfálticas, ampliamente utilizadas en sus diferentes modalidades, en la construcción de vías de comunicación terrestre, o bien los suelos y las rocas, parte fundamental tanto del entorno en el que se desarrollan las actuaciones, como de los materiales empleados en construcción. El estudio de ambas tipologías y sus propiedades ha ocupado muchas horas de investigación por su relevancia ingenieril y en definitiva económica y social.

El estudio del comportamiento de las mezclas asfálticas se ha realizado tradicionalmente desde una óptica experimental, de la que han surgido métodos empíricos o semi-empíricos para el diseño y análisis de firmes flexibles. Esto es debido a la complejidad del material, y al propio desarrollo de las técnicas de pavimentación basadas en la experiencia. La relevancia del material y las cada vez mayores exigencias en cuanto a sus prestaciones, requieren nuevos métodos de caracterización y diseño de mezclas para la predicción de su respuesta. La modelación constitutiva de las propiedades del material, y la simulación numérica de su comportamiento en el contexto de un firme de carretera, constituyen herramientas que pretenden dar respuesta a esta necesidad.

A la complejidad de la tarea, se suma un factor que ha adquirido una notoria presencia en la ingeniería como es la sostenibilidad que cada vez más se demanda a sus actividades. En el ámbito de la construcción de carreteras se han desarrollado técnicas de reciclaje de mezclas bituminosas. Las mezclas bituminosas recicladas incorporan una fracción de material proveniente del fresado de firmes envejecidos, lo que redundo en una variación significativa de las propiedades del material con respecto a las mezclas convencionales.

En esta tesis se analizan técnicas experimentales que aportan información adicional para la caracterización de mezclas recicladas dada su especificidad, como es el ensayo de tracción directa. Tomando como base la curva de respuesta obtenida en este ensayo se desarrolla una metodología para la caracterización mecánica de las mezclas asfálticas recicladas.

El objetivo principal de esta tesis es la formulación e implementación de un nuevo modelo constitutivo para el tratamiento de mezclas asfálticas, considerando las propiedades reológicas del material, y en particular la dependencia observada en su respuesta, de la velocidad de aplicación de carga.

La metodología propuesta es aplicada para la predicción de la respuesta del material en un firme construido con mezclas asfálticas recicladas, a modo de validación del modelo.

Se han explorado otras aplicaciones del modelo en la simulación del comportamiento de materiales granulares, que, desde un punto de vista fenomenológico presentan un comportamiento dependiente del tiempo, en particular lo suelos cohesivos, como el que se encuentra en el llano de Barcelona. Se ha llevado a cabo la simulación del procedimiento constructivo de un túnel en todas sus etapas, en el que se ven involucrados distintas tipologías de materiales.

Los resultados obtenidos muestran la versatilidad del modelo para la simulación de materiales complejos cuyo comportamiento es claramente dependiente del tiempo, y de la velocidad de deformación, en particular para el caso de materiales friccionales.

Abstract

Civil engineering hugely employs granular materials with or without binder, which behavior and so their strength depends on the internal friction of the components. This property is what distinguishes geomaterials. In this category we can include the asphalt mixtures, widely employed in their different forms, in the construction of ground infrastructures like roads. We can also include inside geomaterials, soils and rocks, essential part of the environment where civil engineering works take place, or even as a material usually employed in construction. The study of both typologies of geomaterials and their properties has filled up many hours of research because of its relevance in engineering and finally in economic and social development.

The study of the asphalt mixtures' behavior has been traditionally faced from an experimental point of view, producing empirical and half-empirical methods for the analysis and design of asphalt pavements. This fact is due to the complexity of the material, and the real development of the paving techniques based on the experience. The relevance of the material and the increasing requirements referring its expected benefits, need new methods for the characterization and design of asphalt mixes, and the prediction of its response. Constitutive modeling of the material properties, and numerical simulation of its behavior in the context of an asphalt pavement, constitute the tools to answer this question.

Another factor increasingly present in engineering, is added to the task, already complex, which is the sustainability of the engineering activities. In the road construction sector, recycling techniques for the bituminous mixtures have been developed. The recycled asphalt mixes incorporate a fraction of asphaltic material coming from the milling of aged mixes, which means a significant change of the material's properties with respect to conventional mixes.

One of the objectives of the thesis is the analysis of the experimental techniques that provide additional and valuable information for the characterization of the recycled asphalt mixes taking into account its own specific features. The direct tensile test has been chosen as an experimental reference for this task. A new methodology for the mechanical characterization is presented, taking as reference the response curve obtained from the direct tensile test.

The main objective of this thesis is the formulation and implementation of a new constitutive model for the treatment of the asphaltic mixes, considering the rheological properties of the material, and specially the observed dependence in material's behavior, on the loading rate. The proposed methodology is applied for the prediction of the material's response in an asphaltic pavement built with recycled mixes, to validate the model.

Some other applications of the model have been explored, in the simulation of frictional materials that, from a phenomenological point of view, present rate dependent behavior, particularly cohesive soils like in Barcelona's Tricicle subsoil. The building process of an underground construction has been simulated, considering all its stages, and the different typologies of materials involved.

The results obtained show the versatility of the model for the simulation of complex materials which behavior is clearly rate dependent, and depends on the strain rate, particularly in the case of frictional materials.

Índice general

1. Introducción	1
1.1. Motivación	1
1.2. Objetivos de la tesis	3
1.2.1. Objetivos generales	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.3. Estructura de la tesis	4
1.3.1. Estado del arte	4
1.3.2. Formulación del modelo constitutivo	4
1.3.3. Aplicaciones del modelo. Simulación de la respuesta de pavimentos asfálticos	5
1.3.4. Simulación del comportamiento de suelos plásticos	5
1.4. Aportación científica	5
1.5. Difusión del trabajo realizado	6
2. Tipologías y propiedades de pavimentos. Estado del arte	7
2.1. Introducción a los materiales asfálticos	7
2.1.1. Antecedentes	7
2.1.2. Diseño y caracterización de las mezclas asfálticas	9
2.1.3. Mezclas bituminosas para capas de base	15
2.1.4. Mezclas bituminosas para capas de rodadura	16
2.1.5. Proceso de reciclaje de mezclas asfálticas	18
2.2. Firmes asfálticos. Antecedentes	24
2.2.1. Funcionalidades de un firme	24
2.2.2. Mecanismos de deterioro de pavimentos asfálticos	24
2.2.3. Tipologías de firmes asfálticos	25
2.2.4. Metodologías de diseño de pavimentos asfálticos	27
2.3. Estado del arte. Modelación de materiales bituminosos	31
2.3.1. Soluciones para el análisis estructural de firmes flexibles	31
2.3.2. Caracterización de las propiedades del betún. Modelos reológicos	35
2.3.3. Caracterización de las mezclas asfálticas	46
2.4. Códigos computacionales para análisis y diseño de pavimentos flexibles	51
3. Formulación de un modelo viscoplástico dependiente de la velocidad de deformación	53
3.1. Introducción	53
3.2. Modelo reológico	54
3.3. Ecuaciones de balance	55
3.3.1. Ecuación de conservación de la masa	55

3.3.2.	Ecuación de conservación del momento lineal	56
3.3.3.	Ecuación de balance de la potencia mecánica	58
3.4.	Bases termodinámicas	58
3.4.1.	1° principio de la termodinámica	58
3.4.2.	2° principio de la termodinámica	59
3.5.	Formulación del modelo constitutivo	60
3.5.1.	Ecuaciones constitutivas	60
3.5.2.	Definición de la energía libre	61
3.5.3.	Determinación del escalar ϵ	63
3.5.4.	Magnitudes dependientes de ϵ	63
3.5.5.	Definición del dominio elástico. Superficie de fluencia	64
3.5.6.	Leyes de evolución de las variables internas	67
3.5.7.	Extremos de viscosidad	70
3.5.8.	Operador tangente	71
3.5.9.	Resumen del modelo propuesto	73
3.6.	Discretización espacial del medio continuo	75
3.7.	Discretización temporal. Linealización de las ecuaciones del problema	76
3.7.1.	Derivada direccional	77
3.7.2.	Linealización de la ecuación de balance de momento lineal	78
3.7.3.	Discretización temporal de las ecuaciones constitutivas	79
3.8.	Códigos computacionales desarrollados	81
4.	Aplicación del modelo. Simulación de la respuesta de un firme asfáltico	83
4.1.	Introducción	83
4.2.	Ensayos de caracterización experimental de las mezclas asfálticas recicladas	84
4.2.1.	Propiedades específicas de las mezclas recicladas	84
4.2.2.	Ensayo Marshall vs Ensayo de tracción directa	85
4.3.	Caracterización constitutiva de las mezclas asfálticas	95
4.3.1.	Metodología de caracterización del material	95
4.3.2.	Soporte experimental	95
4.3.3.	Fase de calibración del modelo	99
4.3.4.	Fase de simulación de la respuesta de las mezclas recicladas	108
4.4.	Simulación del comportamiento estructural de un firme	111
4.4.1.	Introducción	111
4.4.2.	Descripción del problema	112
4.4.3.	Modelación numérica del problema	114
4.4.4.	Resultados obtenidos en la simulación	120
4.5.	Conclusiones	141
5.	Simulación del comportamiento de suelos plásticos	143
5.1.	Introducción	143
5.2.	Descripción del problema	146
5.2.1.	Localización de la obra y condicionantes	146
5.2.2.	Descripción del proceso constructivo	148
5.2.3.	Contexto geológico y geotécnico	153
5.2.4.	Variables de medida y datos de auscultación	155
5.2.5.	Objetivos específicos	159
5.3.	Caracterización mecánica de los materiales	161
5.3.1.	Generalidades	161

5.3.2.	Estructuras de hormigón	162
5.3.3.	Caracterización de las unidades de suelo	164
5.3.4.	Resumen de los parámetros constitutivos de los materiales	172
5.4.	Simulación del proceso constructivo de una obra subterránea	173
5.4.1.	Planteamiento general del problema	173
5.4.2.	Condiciones iniciales en el terreno	175
5.4.3.	Simulación del proceso de excavación–relleno	176
5.5.	Resultados obtenidos en la simulación numérica del proceso constructivo	180
5.5.1.	Simulación de la sección de referencia S4	180
5.5.2.	Resultados obtenidos. Sección S4	182
5.5.3.	Simulación de la sección de referencia S5	187
5.5.4.	Resultados obtenidos. Sección S5	188
6.	Conclusiones y futuras líneas de investigación	194
6.1.	Conclusiones	194
6.2.	Futuras líneas de investigación	195
A.	Ensayos experimentales sobre mezclas asfálticas	199
A.1.	Introducción	199
B.	Intercambiador de Diagonal	227
B.1.	Introducción	227

Índice de figuras

2.1. Prensa para ensayo Marshall	11
2.2. Curva Estabilidad-deformación. Ensayo Marshall	12
2.3. Ensayo de máquina de pista y probeta de ensayo	13
2.4. Ensayo de resistencia a la fatiga	14
2.5. Esquema de planta asfáltica discontinua	20
2.6. Fallo por deformaciones plásticas	26
2.7. Fallo por fisuración por fatiga	26
2.8. Esquema del método de diseño AASHTO	29
2.9. Catálogo de secciones estructurales de firme. Mto Fomento 2003	30
2.10. Elemento diferencial en coordenadas cilíndricas	31
2.11. Distribuciones de σ_z y σ_r para carga circular	32
2.12. Deflexiones verticales con carga circular	32
2.13. Esquema multicapa. Teoría de Burmister	33
2.14. Distribución de tensión vertical σ_z según Burmister	33
2.15. Deflexiones verticales en superficie. Sistema bicapa	34
2.16. Modelo multivariable de Van der Poel	38
2.17. Modelos mecánicos simples: Muelle elástico y amortiguador viscoso	41
2.18. Modelo de Maxwell y modelo generalizado de Maxwell	44
2.19. Modelo de Kelvin y modelo generalizado de Kelvin	44
2.20. Modelo de Burger	44
2.21. Modelo Huet-Sayegh	45
2.22. Modelo "2S2P1D"	45
2.23. Modelo DBN	46
3.1. Esquema reológico del modelo	54
3.2. Modelo reológico simplificado	55
3.3. Interpretación gráfica del criterio de Mohr-Coulomb en el plano $\sigma_n - \tau$	65
3.4. Superficie de fluencie de Mohor-Coulomb. Espacio de tensiones principales	67
3.5. Criterio de Mohr-Coulomb en un plano octaédrico	67
3.6. Cohesión en función de la variable de disipación plástica	69
3.7. Verificación de los extremos de viscosidad en el modelo	70
3.8. Esquema iterativo del modelo constitutivo propuesto	82
4.1. Probeta para ensayo de tracción directa	86
4.2. Esquema e imagen del ensayo de tracción directa	86
4.3. Estabilidad Marshall vs contenido de ligante	89
4.4. Deformación Marshall vs contenido de ligante	90
4.5. Rigidez Marshall vs contenido de ligante	91

4.6. Ensayo de tracción directa. Curva de respuesta a 5°C	92
4.7. Ensayo de tracción directa. Curva de respuesta a 20°C	92
4.8. Ensayo de tracción directa. Curva de respuesta a 35°C	93
4.9. (a) Medidas de la tenacidad y (b) cálculo del índice de tenacidad	93
4.10. Ensayo de tracción directa. Probeta 1 a 20°C	98
4.11. Ensayo de tracción directa. Probeta 2 a 8.3°C	98
4.12. Modelos numéricos. Probetas 1 y 2	99
4.13. Calibración ensayo RÁPIDO.	100
4.14. Calibración ensayo LENTO.	101
4.15. Calibración ensayo CUASIESTÁTICO.	101
4.16. Puntos de referencia para la evaluación de $\dot{\epsilon}$	102
4.17. Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo RÁPIDO a 20°C	103
4.18. Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo LENTO a 20°C	103
4.19. Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo CUASIESTÁTICO a 20°C	104
4.20. Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo RÁPIDO a 8.3°C	104
4.21. Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo LENTO a 8.3°C	105
4.22. Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo CUASIESTÁTICO a 8.3°C	105
4.23. Función del módulo de elasticidad con $\dot{\epsilon}$	107
4.24. Función de la viscosidad con $\dot{\epsilon}$	107
4.25. Curva de respuesta del material. Ensayo a tracción directa a 20°C	109
4.26. Curva de respuesta del material. Ensayo a tracción directa a 8.3°C	110
4.27. Localización del tramo experimental. Barcelona	111
4.28. Localización de la zona de experimento. Carretera C-58	112
4.29. Disposición de las galgas en el tramo experimental	113
4.30. Esquema de colocación de las galgas	114
4.31. Colocación de galgas sobre pavimento existente	114
4.32. Modelo numérico. Situación de las galgas y condiciones de contorno	115
4.33. Detalle de la fisura en la capa asfáltica	115
4.34. Carga del pavimento mediante rodillo	116
4.35. Esquema de carga sobre el firme	117
4.36. Evolución de la deformación horizontal en un ciclo de carga	118
4.37. Rangos de valores extremos de deformación horizontal. 1ª Campaña	121
4.38. Rangos de valores extremos de deformación horizontal. 2ª Campaña	121
4.39. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.1 en pavimento fisurado. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA	125
4.40. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.3 en pavimento fisurado. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA	125
4.41. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.5 en pavimento fisurado. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA	126
4.42. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.6 en pavimento continuo. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA	126
4.43. Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA.	127
4.44. Evolución de la rigidez con $\dot{\epsilon}$. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA.	127
4.45. Evolución de la viscosidad con $\dot{\epsilon}$. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA.	127
4.46. Deflexiones, deformaciones verticales, tensiones verticales en el firme. Tensiones horizontales en los alrededores de la galga 6.1. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA.	128

4.47. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.1 en pavimento fisurado. Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA	129
4.48. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.3 en pavimento fisurado. Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA	129
4.49. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.5 en pavimento fisurado. Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA	130
4.50. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.6 en pavimento continuo. Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA	130
4.51. Evolución del parámetro ϵ . Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA.	131
4.52. Evolución de la rigidez con ϵ . Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA.	131
4.53. Evolución de la viscosidad con ϵ . Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA.	131
4.54. Deflexiones, deformaciones verticales, tensiones verticales en el firme. Tensiones horizontales en los alrededores de la galga 6.3. Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA.	132
4.55. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.1 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad LENTA	133
4.56. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.3 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad LENTA	133
4.57. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.5 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad LENTA	134
4.58. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.6 en pavimento continuo. Temperatura 20°C y velocidad LENTA	134
4.59. Evolución del parámetro ϵ . Temperatura 20°C y velocidad LENTA.	135
4.60. Evolución de la rigidez con ϵ . Temperatura 20°C y velocidad LENTA.	135
4.61. Evolución de la viscosidad con ϵ . Temperatura 20°C y velocidad LENTA.	135
4.62. Deflexiones, deformaciones verticales, tensiones verticales en el firme. Tensiones horizontales en los alrededores de la galga 6.5. Temperatura 20°C y velocidad LENTA.	136
4.63. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.1 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA	137
4.64. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.3 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA	137
4.65. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.5 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA	138
4.66. Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.6 en pavimento continuo. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA	138
4.67. Evolución del parámetro ϵ . Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA.	139
4.68. Evolución de la rigidez con ϵ . Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA.	139
4.69. Evolución de la viscosidad con ϵ . Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA.	139
4.70. Deflexiones, deformaciones verticales, tensiones verticales en el firme. Tensiones horizontales en los alrededores de la galga 6.6. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA.	140
4.71. Esquema de la metodología para la caracterización mecánica de mezclas asfálticas	142
5.1. Obras para la estación de cercanías de las líneas C3 y C4. (Barcelona)	144
5.2. Obras para el intercambiador de la Sagrera. (Barcelona)	145
5.3. Localización de la zona de ejecución de las obras	146
5.4. Zona urbana afectada por la actuación (Barcelona)	147

5.5.	Descripción de las zonas de actuación en el conjunto de la obra	147
5.6.	Vista en planta del tramo de estudio (Zona 4)	147
5.7.	Fase 1: Estado inicial	148
5.8.	Fases 2 y 3. Ejecución de pantallas de micropilotes y excavación superficial	149
5.9.	Fase 4: Excavación y colocación de colectores	150
5.10.	Fase 5: Demolición cajón existente y excavación definitiva	151
5.11.	Fase 6: Construcción del nuevo túnel, relleno y reurbanización	151
5.12.	Situación de los sondeos F2.1, F2.2 y L3.14	154
5.13.	Perfil geológico del tramo de estudio	154
5.14.	Secciones de auscultación en el tramo de estudio	155
5.15.	Esquema de instrumentación en superficie	156
5.16.	Medida de asentamientos en edificios	157
5.17.	Instrumentación en túnel existente. Medida de convergencias	158
5.18.	Medida de convergencias en edificios. Sección C42	158
5.19.	Medida de movimientos en pantallas. Inclinómetro S43	160
5.20.	Medida de movimientos en pantallas. Inclinómetro S44	160
5.21.	Módulo de elasticidad secante para el hormigón	163
5.22.	Modelo numérico de probeta de suelo	166
5.23.	Funciones de desplazamiento prescrito aplicado a cada probeta	166
5.24.	Simulación numérica del ensayo de compresión simple en limos	168
5.25.	Simulación numérica del ensayo de compresión simple en arcillas	170
5.26.	Simulación numérica del ensayo de compresión simple en arenas	171
5.27.	Condiciones de carga y condiciones de contorno	174
5.28.	Simulación de las condiciones iniciales del terreno	175
5.29.	Esquema temporal de las actuaciones	177
5.30.	Secuencia del proceso constructivo en intervalos de cálculo. Sección S4	178
5.31.	Secuencia del proceso constructivo en intervalos de cálculo. Sección S5	178
5.32.	Condiciones de carga y condiciones de contorno	179
5.33.	Variación del módulo de elasticidad con la profundidad	180
5.34.	Malla de elementos finitos para la sección S4. Fase de excavación	181
5.35.	Malla de elementos finitos para la sección S4. Fase de relleno	181
5.36.	Distribución de desplazamientos verticales	183
5.37.	Asentamientos en edificios	183
5.38.	Convergencias en túnel. Sección C43	184
5.39.	Evolución tracciones en el túnel existente. Sección S4	184
5.40.	Máximas tracciones en el túnel existente. Sección S4	185
5.41.	Máximas compresiones en el túnel existente. Sección S4	185
5.42.	Desplazamientos horizontales. Inclinómetro S43	186
5.43.	Desplazamientos horizontales. Inclinómetro S44	186
5.44.	Malla de elementos finitos para la sección S5. Fase de excavación	187
5.45.	Malla de elementos finitos para la sección S5. Fase de relleno	188
5.46.	Distribución de desplazamientos verticales	190
5.47.	Asentamientos en edificios	190
5.48.	Convergencias en túnel. Sección C43	191
5.49.	Evolución tracciones en el túnel existente. Sección S4	191
5.50.	Máximas tracciones en el túnel existente. Sección S4	192
5.51.	Máximas compresiones en el túnel existente. Sección S4	192
5.52.	Desplazamientos horizontales. Inclinómetro S43	193

5.53. Desplazamientos horizontales. Inclinómetro S46	193
A.1. Curvas de respuesta a tracción directa. Temperatura 8,3°C	203
A.2. Curvas de respuesta a tracción directa. Temperatura 20°C	204
A.3. Curvas de respuesta a tracción directa. Vs contenido de RAP. Temperatura 5°C	205
A.4. Curvas de respuesta a tracción directa. Vs contenido de RAP. Temperatura 20°C	206
A.5. Curvas de respuesta a tracción directa. Vs contenido de RAP. Temperatura 35°C	207
A.6. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.1. Velocidad BAJA. Temperatura 8.3°C	211
A.7. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.3. Velocidad BAJA. Temperatura 8.3°C	212
A.8. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.5. Velocidad BAJA. Temperatura 8.3°C	213
A.9. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.6. Velocidad BAJA. Temperatura 8.3°C	214
A.10. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.1. Velocidad ALTA. Temperatura 8.3°C	215
A.11. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.3. Velocidad ALTA. Temperatura 8.3°C	216
A.12. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.5. Velocidad ALTA. Temperatura 8.3°C	217
A.13. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.6. Velocidad ALTA. Temperatura 8.3°C	218
A.14. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.1. Velocidad BAJA. Temperatura 20.0°C	219
A.15. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.3. Velocidad BAJA. Temperatura 20.0°C	220
A.16. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.5. Velocidad BAJA. Temperatura 20.0°C	221
A.17. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.6. Velocidad BAJA. Temperatura 20.0°C	222
A.18. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.1. Velocidad ALTA. Temperatura 20.0°C	223
A.19. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.3. Velocidad ALTA. Temperatura 20.0°C	224
A.20. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.5. Velocidad ALTA. Temperatura 20.0°C	225
A.21. Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.6. Velocidad ALTA. Temperatura 20.0°C	226
B.1. Proceso constructivo - Fase 1: Estado inicial	231
B.2. Proceso constructivo - Fase 2: Ejecución de micropilotes	232
B.3. Proceso constructivo - Fase 3: Excavación superficial	233
B.4. Proceso constructivo - Fase 4: Excavación y colocación de colectores	234
B.5. Proceso constructivo - Fase 5: Demolición del túnel existente	235
B.6. Proceso constructivo - Fase 6: Ejecución del nuevo túnel	236
B.7. Asentamientos verticales en edificios colindantes	239
B.8. Convergencias en túnel. Sección C41	240
B.9. Convergencias en túnel. Sección C41	241
B.10. Convergencias en túnel. Sección C41	242
B.11. Convergencias en túnel. Sección C41	243
B.12. Desplazamientos horizontales en pantallas. Inclinómetro S41	244
B.13. Desplazamientos horizontales en pantallas. Inclinómetro S43	245
B.14. Desplazamientos horizontales en pantallas. Inclinómetro S44	246
B.15. Desplazamientos horizontales en pantallas. Inclinómetro S45	247
B.16. Desplazamientos horizontales en pantallas. Inclinómetro S46	248

Índice de tablas

2.1. Tipos de mezclas bituminosas empleadas en España	8
2.2. Producción de mezclas bituminosas en caliente. Periodo 2000-2008. (*estimación)	8
2.3. Producción de mezclas bituminosas en frío. Periodo 2003-2008	8
2.4. Ensayos de caracterización de mezclas bituminosas	10
2.5. Propiedades y valores típicos del material reciclado	21
2.6. Producción de mezclas recicladas. Periodo 2008-2009	22
2.7. Resistencias mínimas tras ensayo inmersión-compresión	23
2.8. Valores límite recomendados en el método AASTHO	30
2.9. Modelos multivariantes o nomogramas para betunes	36
2.10. Modelos empírico-algebraicos para betunes	38
2.11. Modelos mecánico-analógicos para betunes	42
2.12. Parámetros del modelo viscoelástico-viscoplástico-viscodano.	50
2.13. Códigos de cálculo para el análisis estructural de pavimentos asfálticos	51
3.1. Resumen de parámetros constitutivos del modelo	73
4.1. Granulometría del material reciclado	87
4.2. Propiedades del betún conformante del RAP	87
4.3. Propiedades del betún añadido	87
4.4. Porcentajes de betún añadido	88
4.5. Granulometría de la mezcla	88
4.6. Contenido de poros de la mezcla	88
4.7. Estabilidad y deformación Marshall	89
4.8. Rigidez Marshall	90
4.9. Valores experimentales relevantes en el ensayo de tracción directa	94
4.10. Características de las probetas ensayadas	96
4.11. Propiedades mecánicas del RAP	97
4.12. Propiedades mecánicas del betún en la mezcla reciclada	97
4.13. Granulometría de los áridos	97
4.14. Composición de la mezclas reciclada	97
4.15. Parámetros constitutivos a 20°C	100
4.16. Parámetros constitutivos a 8.3°C	100
4.17. Valores de referencia para el escalar velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$)	102
4.18. Parámetros de regresión para las funciones dependientes de $\dot{\epsilon}$	106
4.19. Descripción del esquema multicapa y sus propiedades mecánicas	112
4.20. Variables de estudio en la simulación del firme flexible	113
4.21. Valores para las variables de carga	117
4.22. Velocidades de aplicación de carga	118

4.23. Rango de valores críticos de deformación horizontal. 1ª campaña	119
4.24. Rango de valores críticos de deformación horizontal. 2ª campaña	119
4.25. Valores críticos de deformación horizontal. Simulación 1ª campaña	120
4.26. Valores críticos de deformación horizontal. Simulación 2ª campaña	122
4.27. Relación de valores críticos de deformación horizontal. 20°C/8,3°C [%]	122
4.28. Relación de valores críticos de deformación horizontal. Velocidad Lenta/Rápida . .	122
4.29. Valores críticos de deformación horizontal. Pavimento fisurado y continuo	123
5.1. Líneas de metro construidos o en ejecución en España. (2004-2012)	144
5.2. Esquema temporal del proceso constructivo de la obra	152
5.3. Dispositivos y puntos de auscultación	156
5.4. Orígenes de tiempos para los inclinómetros	159
5.5. Parámetros mecánicos para los elementos estructurales de hormigón	163
5.6. Características de la probeta de limos (GE-034486)	167
5.7. Parámetros constitutivos para la fracción de limos	168
5.8. Características de la probeta de arcillas	169
5.9. Parámetros constitutivos para la fracción de arcillas	169
5.10. Características de la probeta de arenas	171
5.11. Parámetros constitutivos para la fracción de limos	171
5.12. Resumen de parámetros constitutivos para hormigones	172
5.13. Resumen de parámetros constitutivos para unidades de suelo	172
5.14. Esquema temporal del proceso constructivo de la obra	176
5.15. Definición geométrica de la sección S4	180
5.16. Definición geométrica de la sección S5	187

Capítulo 1

Introducción

1.1. Motivación

El estudio de los materiales empleados en ingeniería civil ha adquirido un protagonismo creciente en los últimos años, como elemento fundamental para comprender los procesos físicos que tienen lugar en muchas de las actuaciones que acomete la ingeniería. La búsqueda de mayores prestaciones por parte de los materiales se corresponde con los cada vez mayores requerimientos en términos de funcionalidad, seguridad y durabilidad que se exigen a las construcciones civiles en nuestros días, a lo que hay que añadir una creciente preocupación por la sostenibilidad del sistema basado en el empleo óptimo y sostenible de los recursos.

Este interés por el conocimiento y control de la respuesta mecánica - térmica o higrométrica - de los materiales se plasma en el desarrollo de materiales con propiedades específicas adaptadas a la funcionalidad requerida, en el diseño de materiales compuestos que mejoran drásticamente sus propiedades, o bien en las técnicas de reciclaje fruto de esa conciencia ambiental que desde hace algunos años impregna cualquier actuación de carácter ingenieril.

En este contexto se sitúa el estudio de los materiales asfálticos para la construcción de carreteras en todas sus modalidades. Las mezclas asfálticas son un material de construcción civil de primera magnitud, objeto de múltiples estudios y trabajos de investigación tanto en la vertiente teórica como en la experimental. Una mezcla asfáltica es un material compuesto por una matriz de ligante bituminoso, en la que se insertan áridos con una determinada granulometría. Se trata de dos materiales básicos con comportamientos mecánicos muy distintos que confieren unas determinadas propiedades al material resultante, buscando un compromiso entre la capacidad resistente y la flexibilidad de la mezcla.

La propia naturaleza heterogénea de la mezcla, además de las interacciones entre ambas fases, hace que su comportamiento sea muy complejo y difícilmente encarable a nivel teórico. Históricamente el material asfáltico se ha tratado desde una perspectiva más experimental definiéndose ensayos estándar para su caracterización [66] y métodos de carácter empírico para el diseño de firmes asfálticos [59].

El conocimiento teórico de la respuesta del material asfáltico no ha crecido en paralelo al experimental, lo que se ha traducido en un menor desarrollo de los modelos constitutivos para la simulación de su respuesta mecánica; desarrollo que no pueden compararse por ejemplo con el alcanzado en el caso del acero, o bien del hormigón, ambos materiales ampliamente extendidos en la ingeniería civil.

En el caso de la ejecución de firmes flexibles de carretera existe un cierto consenso entre las

administraciones y las empresas constructoras según el cual la inversión debe dirigirse preferentemente hacia el mantenimiento de las redes viarias existentes, más que a la construcción de nuevas vías. En los últimos años se ha incrementado el esfuerzo inversor e investigador en el ámbito de la rehabilitación de firmes flexibles, especialmente en lo que se refiere al desarrollo de técnicas de reciclaje y puesta en obra de mezclas asfálticas [22].

El empleo de mezclas asfálticas recicladas no es una práctica muy extendida en Europa pero sí está presente en algunos países como Bélgica, Holanda, Francia o España, en los que su importancia es cada vez mayor. Los beneficios del reciclaje de pavimentos asfálticos frente a los métodos convencionales abarcan múltiples aspectos. Suponen una considerable reducción de material a utilizar, minimizando el consumo de recursos disponibles, con especial significación aquellos derivados del petróleo, lo que además comporta un importante ahorro económico, además de una reducción en el impacto ambiental. Disminuyen igualmente las actividades asociadas a su fabricación y puesta en obra, como el transporte, la emisión de gases contaminantes o el material depositado en vertederos.

Existen básicamente dos técnicas de reciclado de pavimentos:

- **Reciclado en caliente:** El material proveniente del fresado de pavimentos envejecidos o deteriorados se añade a la mezcla nueva en una planta de tratamiento, siguiendo el proceso de fabricación de una mezcla convencional, reduciendo la aportación de nuevos materiales, para dar lugar a una mezcla reciclada en caliente.
- **Reciclado en frío:** La mezcla se fabrica "in situ" sin aporte de calor sino mediante emulsiones bituminosas además del material reciclado.

Sin embargo, en ambos casos, el empleo de mezclas recicladas en la construcción de firmes presenta aún algunos inconvenientes a resolver, que condicionan la calidad del producto final, y que pueden resumirse en tres puntos:

1. Las mezclas recicladas requieren proceso de mezcla de los componentes y plantas de fabricación de específicos.
2. El diseño y la dosificación de la nueva mezcla reciclada varía con respecto a las mezclas convencionales.
3. Igualmente el diseño de las capas de pavimento asfáltico reciclado requiere de métodos adecuados de análisis y diseño que tengan en cuenta las especificidades de la mezcla reciclada.

Esta tesis pretende dar respuesta a los dos últimos puntos, concernientes al estudio de la respuesta del material asfáltico, en particular a las mezclas asfálticas recicladas, desde el punto de vista de la simulación numérica. Por la naturaleza de sus componentes, el asfalto presenta un comportamiento mecánico altamente no lineal y dependiente del tiempo, es decir viscoso, algo que puede verificarse experimentalmente. Es necesario por tanto definir un modelo constitutivo capaz de integrar estas y otras características propias del material, determinantes en su comportamiento.

El desarrollo de modelos constitutivos capaces de caracterizar la respuesta mecánica del material permite disponer de una herramienta de soporte para la dosificación de la mezcla reciclada. Asimismo, la caracterización mecánica del material permite simular su comportamiento en un firme flexible frente a las acciones de diseño, y por tanto predecir su deterioro o su colapso frente a distintos mecanismos de fallo del firme.

La formulación propuesta permite extender su aplicación a materiales cuyo comportamiento presenta características similares en cuanto a su dependencia del tiempo, desde un punto de vista fenomenológico. Por esta razón, se ha explorado su aplicación a la simulación de la respuesta de geomateriales, en el contexto de un proceso constructivo.

1.2. Objetivos de la tesis

1.2.1. Objetivos generales

El objetivo general de esta tesis es el análisis del comportamiento estructural del material asfáltico, con especial énfasis en las mezclas recicladas, determinando las variables que gobiernan su respuesta. A partir de diversas constataciones experimentales acerca de la respuesta de la mezcla asfáltica, se plantea la formulación de un modelo constitutivo y su implementación en un código de elementos finitos para la simulación de la respuesta estructural del material asfáltico, con especial atención a las características específicas de las mezclas recicladas.

La aplicación del modelo se completa con la simulación de la respuesta de un firme flexible en el que la capa de rodadura está compuesta por la propia mezclas asfáltica reciclada. Se analizará la respuesta obtenida considerando un mecanismo de fallo tenso-deformacional.

Finalmente se pretende extender la aplicación del modelo a la simulación del comportamiento de otros geomateriales, cuyo comportamiento muestra una clara dependencia del tiempo, como es el caso de los suelos plásticos.

1.2.2. Objetivos específicos

Los objetivos generales anteriormente descritos, se traducen en una serie de tareas u objetivos parciales que para la mejor definición de la tesis, se detallan a continuación:

1. Análisis experimental del comportamiento del material asfáltico y definición de un ensayo de referencia.
2. Formulación de un modelo constitutivo para la simulación del comportamiento del material asfáltico, considerando los condicionantes de su respuesta como son la no linealidad y la dependencia del tiempo.
3. Análisis e integración en el modelo, de las variables específicas del material asfáltico reciclado, en base a las consideraciones experimentales efectuadas anteriormente.
4. Simulación de ensayos experimentales para la caracterización del material, calibrando los parámetros de modelo propuesto.
5. Aplicación del modelo a la simulación del comportamiento de la mezcla en el contexto de una estructura de firme flexible, bajo cargas predeterminadas. Los resultados obtenidos se validarán con resultados experimentales obtenidos "in situ" proporcionando una estimación de la bondad del modelo propuesto.
6. Definición de un modelo numérico para la simulación del proceso constructivo de una obra subterránea. Caracterización de los materiales que intervienen en el proceso, y del procedimiento numérico para la simulación de las fases constructivas.
7. Definición de una metodología numérico-experimental para la caracterización de las mezclas asfálticas recicladas.
8. Simulación del proceso constructivo de una obra subterránea, obtención de los resultados en cuanto a las variables determinantes del problema, y validación de los mismos con referencia a mediciones experimentales recogidas "in situ".

1.3. Estructura de la tesis

La tesis se estructura en capítulos o grupos de tareas acorde con los pasos seguidos en la investigación, hasta la consecución de los objetivos propuestos. Sucintamente se resumen las tareas desarrolladas para una mejor comprensión global del trabajo realizado:

1.3.1. Estado del arte

En el capítulo 2, se procede en primer lugar a una breve introducción de las tipologías de las mezclas bituminosas, sus propiedades y los ensayos que las caracterizan, elementos de referencia en el desarrollo de la tesis, que marcan la base sobre el que se pretende aportar nuevos planteamientos. Se ponen de relieve también las tipologías de firmes existentes en cuanto a sus características, su funcionalidad y los mecanismos de deterioro y colpaso, objeto último de este trabajo. Se exponen además de forma resumida algunos elementos específicos del proceso de reciclado, como son la composición, la dosificación o la fabricación de las mezclas asfálticas recicladas.

En segundo lugar se presenta un breve recorrido por las formulaciones existentes en la literatura, acerca del tratamiento teórico y la modelación del comportamiento del material asfáltico. Se presenta es apartado desde dos puntos de vista

- En una primera aproximación se presentan los modelos desarrollados para el comportamiento reológico del betún, componente esencial del material asfáltico puesto que le confiere a éste sus propiedades reológicas, viscosidad, dependencia del tiempo, de la velocidad de carga, etc. Estos modelos en principio pensados para el betún exclusivamente, han sido empleados total o parcialmente, para la simulación de la respuesta de las mezclas asfálticas.
- A continuación se presentan algunas formulaciones específicos para las mezclas asfálticas, herederas de los desarrollos anteriores, que incluyen múltiples fenómenos que se observan en la respuesta de aquellas, como las deformaciones permanentes (viscoplasticidad), deterioro del material por la aparición de microfracturas o pérdida de resistencia (daño), dependencia de la temperatura, etc. Se muestran igualmente algunos modelos para el análisis de firmes multicapa.

El capítulo 2 por tanto, pretende dar una visión global de la problemática planteada, de la complejidad y las incertidumbres asociadas a la simulación del comportamiento del material asfáltico, y del contexto en el que se desarrolla esta tesis.

1.3.2. Formulación del modelo constitutivo

En el capítulo 3 se expone la formulación teórica del modelo propuesto. En este apartado se establecen las bases termodinámicas como punto de partida para el desarrollo de las ecuaciones del modelo constitutivo. Se detalla el conjunto de variables que gobiernan la respuesta del material, así como las leyes de evolución asociadas, o las ecuaciones de disipación de energía. La formulación propuesta ha sido implementada en un código basado en el método de los elementos finitos. Dicha implementación merece además un cierto estudio en detalle debido a que el modelo presentado presenta dos cualidades fundamentales asociadas al comportamiento del material, como son la no linealidad material y la dependencia del tiempo en la respuesta. Ambas propiedades constituyen el núcleo central de la formulación.

1.3.3. Aplicaciones del modelo. Simulación de la respuesta de pavimentos asfálticos

En el capítulo 4 se presentan los desarrollos obtenidos con el modelo formulado en el capítulo anterior, una vez implementado en un código computacional basado en el método de los elementos finitos.

En una primerar aproximación se analiza el comportamiento experimental del material para desentrañar las propiedades específicas de las mezclas recicladas con respecto a las mezclas convencionales. Esto permite llegar a conclusiones experimentales acerca de la pertinencia de emplear ensayos adicionales como referencia, para la caracterización de la mezcla asfáltica reciclada.

El siguiente paso consiste en desarrollar una metodología para calibrar los parámetros constitutivos del modelo a partir de resultados experimentales, lo que lleva a caracterizar la respuesta de la mezcla para una composición dada. Se obtienen relaciones matemáticas para determinados parámetros del modelo, que influyen de manera determinante en la respuesta del material.

Finalmente se aplica el modelo propuesto, junto con los parámetros obtenidos en el proceso de calibración, para simular la respuesta de la mezcla asfáltica en el contexto de un firme flexible de carretera. Los resultados obtenidos se validan a través de la referencia experimental obtenida en el tramo de carretera experimental.

1.3.4. Simulación del comportamiento de suelos plásticos

El modelo constitutivo presentado ha sido formulado con ciertas pretensiones de generalidad, para problemas en los la dependencia del tiempo de la respuesta observada es una característica relevante del material. Por ello se ha propuesto la aplicación de la formulación desarrollada a determinados problemas geotécnicos en los que el medio continuo está formado por un suelo con cierto grado plasticidad.

Esta extensión del problema supone un cierto grado de reformulación de las hipótesis básicas para adaptarlas al ámbito geotécnico. Para ello se asume el comportamiento del material a nivel de macroescala. En el capítulo 5 se ha aplicado el modelo propuesto a problemas de carácter geotécnico, para suelos de distinta naturaleza, en el contexto del procedimiento constructivo de una obra subterránea. Se presentan este apartado los resultados obtenidos en la simulación este problema.

1.4. Aportación científica

La contribución científica de esta tesis consiste en la formulación de un nuevo modelo constitutivo, basado en la teoría de la viscoplasticidad, con la incorporación de una nueva variable de estado como la velocidad de deformación, a través de un escalar $\dot{\epsilon}$, incluido de forma explícita en la formulación. A través de este parámetro el modelo permite específicamente simular problemas cuya respuesta es muy dependiente de la velocidad de aplicación de carga.

Se suma a lo anterior, las consideraciones experimentales en cuanto al análisis de las propiedades específicas de las mezclas asfálticas recicladas y la validación del ensayo de tracción directa como referencia experimental para la dosificación de mezclas recicladas, en consonancia con el planteamiento numérico descrito.

1.5. Difusión del trabajo realizado

Los trabajos realizados en la presente tesis se enmarcan en el desarrollo de dos proyectos de investigación en los cuales se han volcado los resultados obtenidos, dando lugar a informes técnicos a lo largo de su periodo de vigencia:

- Informe técnico CIMNE Abril'04 (Madrid). Proyecto PARAMIX" Road pavement rehabilitation techniques using enhanced asphalt mixes" GROWTH programme (GRD1 - 2000-25168). Febrero 2001-Enero 2004
- Informe técnico CIMNE Junio'08 (Madrid). Proyecto científico tecnológico singular y de carácter estratégico "a Ciudad Multidimensional" (PROFIT PSS 38000-2005-10). Año 2005-2009

Dichos desarrollos han sido presentados en diversos congresos y eventos de difusión pública:

- González, J. M., Oller, Sergio. et al. (2005) "A viscoplastic constitutive model with strain rate variables for asphalt mixtures numerical simulation". 8th International Conference in computational plasticity - Complass VIII. Ed. E. Oñate, D. R. Owen. Barcelona
- Jornada de Difusión del proyecto "La Ciudad Multidimensional: Seguridad y durabilidad en obras subterráneas". 25 Febrero de 2009. CIMNE. Barcelona
- Curso de verano "Seguridad y durabilidad en estructuras de hormigón" Universidad Politécnica de Madrid. La Granja 21 de Julio 2010.

Simultáneamente, los resultados obtenidos en este trabajo han dado lugar a comunicaciones en revistas de investigación según se cita seguidamente:

- González, J. M., Oller, Sergio. et al. (2007) "A viscoplastic constitutive model with strain rate variables for asphalt mixtures numerical simulation" Computational Material Science. Volumen 38(4), ps. 543-560, ISSN 09270256
- González, J. M., Oller, Sergio., Miró, R. et al. (2008) "A numerical experimental method for characterizing the recycled asphalt mixes" International Journal on Road Materials and Pavement Design. Volumen 9(4), ps. 711-730, ISSN 14680629.
- González, J. M., Oller, Sergio., Miró, R. (2011) "Una metodología para la simulación de mezclas asfálticas recicladas" Revista Internacional de Métodos Numéricos para cálculo y diseño en ingeniería. Volumen 27(2) ps. 147-163.

Capítulo 2

Tipologías y propiedades de pavimentos. Estado del arte

2.1. Introducción a los materiales asfálticos

2.1.1. Antecedentes

Una mezcla bituminosa es un material compuesto por un ligante hidrocarbonado combinado con áridos, en el que éstos quedan totalmente envueltos por la película de ligante. Las mezclas bituminosas engloban una gran diversidad de materiales empleados con profusión en la construcción de carreteras.

Los antecedentes de las mezclas bituminosas se remontan a principios del siglo XX, cuando comenzó a emplearse alquitrán para regar las superficies granulares por las que discurrían los vehículos, con el objeto de evitar el levantamiento de polvo. El uso de este riego fue extendiéndose. Sin embargo la nueva superficie planteaba problemas de deslizamiento, especialmente en presencia de agua, y problemas de estabilidad, adherencia a los neumáticos, además de que su comportamiento era muy variable en función de la temperatura. El siguiente paso para mejorar las prestaciones de firme fue añadir gravilla al ligante para mejorar la macrotextura de la capa.

Posteriormente, el ligante hidrocarbonado se empleó para dar cohesión a las partículas que formaban el macádam, mediante riegos profundos, sustituyendo la arena fina que rellenaba los huecos formados por partículas más gruesas de tamaño 25-40 mm, que conforman el esqueleto mineral del macádam. Esta mezcla puede considerarse como la precursora de las mezclas bituminosas empleadas hoy en día.

El empleo de maquinaria de extendido permitió el desarrollo de los materiales asfálticos como material de uso generalizado en la construcción. En la actualidad existen dos tipos de mezclas bituminosas en cuanto al método de fabricación: mezclas en frío en las que se emplean emulsiones como ligante, y que son ejecutadas "in situ", y mezclas en caliente fabricadas en una planta, en la que se mezcla el ligante con los áridos, previo calentamiento de ambos componentes. Igualmente las mezclas asfálticas pueden clasificarse en función del tamaño máximo de árido o de su granulometría. En la tabla 2.1 se muestran los tipos de mezclas bituminosas con esqueleto mineral empleadas en España país, y que pueden fabricarse tanto en caliente como en frío.

Existen también mezclas bituminosas sin un esqueleto mineral, y que por tanto no tienen una capacidad portante significativa. Están formadas por ligante y arena, como es el caso por ejemplo de las lechadas bituminosas, empleadas en tratamientos superficiales para rehabilitación

Tamaño máximo	Granulometría	Porosidad	Mezclas
Aglomerado ($T_{m\acute{a}x} > 8\text{mm}$)	Continua	Densa (2-5 %)	D12 D20
		Semidensa (3-7 %)	S12 S20
		Gruesa (5-10 %)	S25 G20
		Porosa (18-23 %)	G25 PA12
Discontinua	Gruesa (5-10 %)	F8 F10	
	Abierta (10-15 %)	M8 M10	
Morteros ($T_{m\acute{a}x} < 8\text{mm}$)	Continua	Baja/impermeable	LB1 LB2 LB3 LB4

Tabla 2.1.- Tipos de mezclas bituminosas empleadas en España

de pavimentos.

Las granulometrías continua y discontinua se diferencian por la presencia en la primera, de todos los tamaños de áridos, es decir por una continuidad de la curva granulométrica. Los aglomerados son las mezclas bituminosas más habituales al punto que en muchos casos se identifican con el conjunto de mezclas asfálticas. Dentro de los aglomerados, las mezclas gruesas y semidensas son las más empleadas en construcción. En la tabla 2.2 se muestran las cifras de producción de mezclas bituminosas en caliente (en millones de toneladas) en distintos países de referencia, durante el periodo 2000 - 2008 según el *European Asphalt Pavement Association (EAPA)*[10]

País	Años								
	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
España	30.0	30.0*	30.0*	42.0	38.9	41.5	43.4	49.9	42.3
Francia	39.9	40.5	39.4	38.7	40.5	40.1	40.5	42.3	41.8
Italia	37.3	39.8	39.9	42.4	46.0	40.1	39.9	35.1	31.6
Reino Unido	25.5	26.5	27.8	27.8	26.9	27.9	25.7	25.7	25.0
Europa	293.4	296.9	298.0	313.3	310.5	320.5	341.7	342.9	333.1
Europa	535.0	520.0	500.0	500.0	475.0	500.0	500.0	500.0	440.0

Tabla 2.2.- Producción de mezclas bituminosas en caliente. Periodo 2000-2008. (*estimación)

La producción de mezclas asfálticas en frío es cuantitativamente mucho menor. En la tabla 2.3 se muestra a modo de comparativa la producción de mezclas asfálticas en frío (en millones de toneladas), en algunos países en los que dicha producción es relevante. [10]

País	Años					
	2003	2004	2005	2006	2007	2008
España	-	0.51	0.35	0.32	0.33	0.31
Francia	1.6	>1.6	>1.7	>1.9	>1.9	>2.0
Italia	0.075	0.077	0.080	-	0.080	-

Tabla 2.3.- Producción de mezclas bituminosas en frío. Periodo 2003-2008

En cuanto a la funcionalidad de las mezclas bituminosas pueden distinguirse dos tipos: las mezclas para capa base y las mezclas para capa de rodadura. Para cada tipo, las exigencias de la mezcla son distintas, y por tanto el tipo de mezcla empleado, lo que es necesario tener muy presente en la fase de análisis y diseño de la mezcla. Este trabajo se focaliza en las mezclas para la capa de rodadura, aunque sus conclusiones de carácter mecánico-estructural son extensibles al

conjunto de las mezclas. A continuación se dan algunos trazos acerca de aspectos fundamentales en el tratamiento de las mezclas asfálticas recicladas, que conciernen al trabajo desarrollado en esta tesis, como son las propiedades mecánicas del material y las técnicas experimentales que permiten su caracterización, alguna de las cuales es objeto de estudio en este trabajo, o bien los tipos de mezclas empleadas en cada capa, además de algunas características del proceso de fabricación de mezclas recicladas.

2.1.2. Diseño y caracterización de las mezclas asfálticas

El diseño de las mezclas asfálticas consiste en determinar el tipo y contenido de ligante así como el tipo de granulometría a emplear para garantizar que la mezcla cumple una serie de propiedades de acuerdo con las exigencias del proyecto. Según se ha visto en el apartado anterior, los requerimientos de una mezcla asfáltica son múltiples, y muchas veces contradictorios, ya que la variación de algunas magnitudes favorece una propiedad en detrimento de otra. En la fase de diseño es necesario en primer lugar, definir las propiedades que se desea para la mezcla en relación a su funcionalidad, y proceder a su diseño buscando un compromiso entre las distintas variables. Seguidamente se describen brevemente las propiedades de las mezclas bituminosas a tener en cuenta en su diseño, y los ensayos empleados en la evaluación de dichas propiedades.

1. **Estabilidad:** Es la capacidad de la mezcla para resistir las cargas a las que se ve sometida sin deformarse plásticamente, es decir, manteniendo su forma, por lo que las deformaciones que experimenta han de ser reversibles o elásticas. La estabilidad viene determinada por dos variables:

La cohesión interna de la mezcla, que depende fundamentalmente de la viscosidad del ligante. La cohesión aumenta cuando se incrementa dicha viscosidad, hasta un cierto contenido máximo de ligante, a partir del cual el exceso de ligante produce deformaciones plásticas.

La fricción entre las partículas, que depende del tipo de árido y de forma que adopta dicho árido. En este sentido se recomienda para la fabricación de mezclas, el empleo de áridos de machaqueo, por su mayor ángulo de rozamiento entre partículas.

2. **Durabilidad:** Es la capacidad del material para resistir los procesos físico-químicos derivados de la acción de agentes climatológicos, especialmente el aire y el agua, o incluso la radiación solar, que provocan el envejecimiento de la mezcla asfáltica.

La durabilidad de una mezcla aumenta en la medida que se evita la acción de dichos agentes externos, es decir, con una mezcla más impermeable, disminuyendo la cantidad de huecos por los que circula el aire, o reduciendo la fisuración de la mezcla, haciéndola más dúctil. Todo ello se consigue aumentando el contenido de ligante. Sin embargo, superado un cierto límite, este aumento del ligante en la mezcla opera en detrimento de la estabilidad de la mezcla, por lo que dicho aumento no puede ser indefinido.

3. **Impermeabilidad:** Es la resistencia que opone la mezcla a la circulación de fluidos en su interior. La impermeabilidad de una mezcla depende de la cantidad de huecos presentes en ella. Al hilo de lo apuntado anteriormente, la impermeabilidad favorece la durabilidad de la muestra. En cambio, un reducido contenido de huecos, perjudica la susceptibilidad térmica de la mezcla, ya que ante un proceso de dilatación, el ligante no encuentra espacios para su expansión, lo que provoca deformaciones irreversibles.

4. **Resistencia a la fisuración por fatiga:** La mezcla sufre durante su vida útil, cargas que por lo general son inferiores a las que provocarían su rotura por flexión. Sin embargo la

repetición del proceso de carga y descarga provoca una pérdida progresiva de resistencia, que puede llevar al fallo del material por fatiga. El colapso de la mezcla por fatiga deriva en fisuración superficial de la misma comúnmente denominada "piel de cocodrilo".

Los factores que determinan la resistencia a la fatiga son el tipo y el contenido de ligante, el volumen de huecos, o el espesor de la mezcla que aumenta dicha resistencia.

5. **Resistencia al deslizamiento** La mezcla debe favorecer el contacto con el neumático evitando que éste deslice sobre la superficie, especialmente si ésta se encuentra mojada. La resistencia al deslizamiento se favorece mediante una adecuada macrotextura de la mezcla y microtextura de los áridos que la componen. En cambio un exceso de ligante actúa en perjuicio de la resistencia al deslizamiento si exuda hacia la superficie, debido a que la muestra se vuelve más inestable.

2.1.2.1. Ensayos de caracterización de las mezclas bituminosas

El comportamiento de una mezcla asfáltica viene condicionado por múltiples factores de difícil cuantificación, debido a la heterogeneidad del material, a lo que hay que añadir la complejidad derivada de la caracterización de las acciones que sufre y de los condicionantes en que se dan realmente una vez ejecutado el firme. La caracterización de mezclas bituminosas se apoya en la realización de ensayos con el objeto de cuantificar las propiedades del material, y de alguna forma, predecir la respuesta que se dará finalmente en el firme.

Cada uno de los ensayos se realiza en unas condiciones determinadas, conocidas y controladas en cuyo contexto se inscriben lógicamente los resultados obtenidos. Es necesario por tanto, conocer el rango de aplicación de cada ensayo y su correlación con el comportamiento observado en el firme, para la propiedad ensayada. En la tabla 2.4 se describen brevemente los ensayos más empleados, para la determinación de cada una las propiedades relevantes de las mezclas asfálticas:

Propiedad	Ensayo	Normativa
Deformaciones plásticas	Hubbard-Field	NLT-160/64
	Marshall	NLT-159/86
	Ensayo de pista	NLT-173/84
	Máquina giratoria	NLT-381/94
	Ensayo Hveem	
	Ensayo de compresión simple	NLT-161/98
Cohesión	Ensayo triaxial dinámico	
	Cohesiómetro Hveem	
	Tracción indirecta	NLT-346/00
Resistencia a la abrasión	Ensayo cántabro	NLT-352/86
Resistencia al envejecimiento	Ensayo "seco-húmedo"	NLT-162/00
Resistencia a la fisuración térmica	Ensayo de tracción directa/indirecta	NLT-346/00
Resistencia a la fisuración por fatiga	Ensayo de flexotracción dinámica	NLT-350/90

Tabla 2.4.- Ensayos de caracterización de mezclas bituminosas

De todos los ensayos mencionados, los más habituales en el diseño de mezclas, son aquellos ensayos destinados a la determinación de la resistencia a las deformaciones plásticas, especialmente el ensayo Marshall [4] o el ensayo de pista [2], y el ensayo de resistencia a la fatiga, para evaluar la capacidad de la mezcla para evitar la fisuración. Por su importancia y su implicación en esta tesis, seguidamente se da una breve descripción de estos tres ensayos.

Ensayo Marshall

??

El ensayo Marshall es un procedimiento experimental para determinar la resistencia a la deformación plástica de las mezclas bituminosas. Las especificaciones sobre este ensayo se encuentran en la norma UNE EN 12697/24 (NLT 159/86 [4]). Se aplica en la dosificación de mezclas bituminosas sobre probetas fabricadas en laboratorio, y en el control de la mezcla en obra, sobre probetas testigo extraídas "in situ". El ensayo comprende tres fases diferenciadas: fabricación de la mezcla, compactación y fabricación de las probetas de ensayo y rotura de las probetas.

La fabricación de la mezcla se realiza según las especificaciones de la norma, en cuanto al calentamiento de los áridos, el contenido del ligante, el mezclado y posterior vertido sobre el compactador.

La compactación se lleva a cabo en un dispositivo normalizado, a una temperatura controlada. El proceso consiste en aplicar una serie de golpes establecido sobre una de las caras de la probeta, para a continuación invertir el dispositivo compactador y repetir la operación en la otra cara. Transcurridas un mínimo de dos horas, la probeta compactada puede ser desmoldeada y está preparada para su ensayo. Las probetas son de tipo cilíndrico, con un diámetro de 101.6 mm de diámetro y una altura de 63.5 mm.

Una vez que las probetas se han enfriado a temperatura ambiente se procede a determinar su densidad, y su contenido de huecos.

Previamente al ensayo, las probeta se calienta en un baño de agua a 60°C, tras lo cual se coloca en el plato inferior de la prensa y se ajusta el plato superior (Figura 2.1). La prensa dispone de un dispositivo para medir la deformación de la probeta. Se aplica una carga vertical sobre la probeta a una velocidad de 50.8 mm/min hasta su rotura. el tiempo de duración del ensayo es de unos treinta segundos.



Figura 2.1.- Prensa para ensayo Marshall

El resultado obtenido del ensayo es una relación entre la carga aplicada y la deformación - variación de la altura de la probeta en mm - durante el desarrollo del ensayo de rotura, según se muestra en la figura 2.2. A partir de esta curva se extraen diversos valores, que constituyen los parámetros Marshall para la mezcla bituminosa ensayada:

- **Estabilidad Marshall:** Es la carga máxima en Newtons que resiste la probeta, considerando

un factor corrector en función de la altura de la probeta.

- **Deformación Marshall:** Es la disminución del diámetro en mm, que experimenta la probeta desde el instante en que entra en carga hasta su rotura.
- Estabilidad máxima (E_M): Valor máximo de estabilidad en la curva Estabilidad - Deformación
- Estabilidad de proyecto (E_P): 95 % de la estabilidad máxima.
- Deformación máxima (D_M): Valor máximo de deformación en la curva Estabilidad - Deformación
- Deformación de proyecto (D_P): Variación de la deformación entre la correspondiente a una carga de 500 N y la estabilidad de proyecto.
- Densidad relativa.
- Porcentaje de huecos en la mezcla.
- Porcentaje de huecos en los áridos.

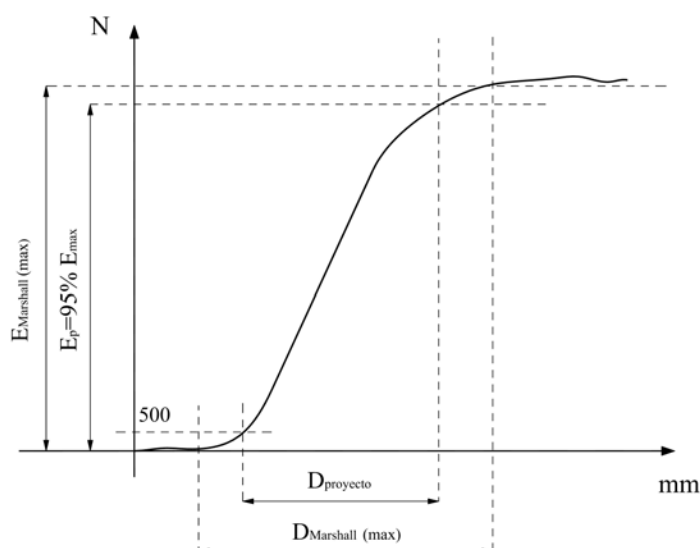


Figura 2.2.- Curva Estabilidad-deformación. Ensayo Marshall

El ensayo Marshall es una de las principales referencias en el procedimiento de dosificación de mezclas bituminosas. Este proceso consiste en el ensayo de un mínimo de tres series de probetas para una granulometría fija y contenidos de ligante crecientes, por lo que los valores finales consignados son los promedios de los parámetros anteriores, para las probetas ensayadas. Se obtienen por tanto relaciones entre las magnitudes obtenidas del ensayo Marshall y el contenido de ligante. El contenido óptimo de ligante se definirá a partir de estas relaciones, en función de las especificaciones de proyecto.

Es conveniente anotar que el ensayo Marshall es un desarrollo puramente empírico, con lo que no es sencillo precisar la propiedad que se evalúa. Habitualmente sus resultados se complementan

con los obtenidos por otros ensayos para las deformaciones plásticas como el ensayo de pista o el de máquina giratoria.

Ensayo de pista

El ensayo de pista está orientado al igual que el ensayo Marshall, a la evaluación de la resistencia de la mezcla a las deformaciones plásticas, bajo las especificaciones detalladas en la norma UNE EN 12697/22 (NLT 173/84 [2]). El ensayo comprende tres fases en su ejecución.

La fabricación de la mezcla, según lo especificado en la norma en cuanto al precalentamiento de los áridos, la determinación de la densidad relativa de la mezcla, y las condiciones de temperatura del proceso de mezcla y posterior compactación.

La normativa también describe detalladamente el proceso de compactación de la mezcla que es vertida en un molde compactador. La compactación se lleva a cabo mediante un elemento compactador que se sitúa encima de la muestra, y actúa sobre ella durante tres periodos de 75 segundos. Una vez compactada, la mezcla se deja enfriar durante un periodo de entre 12 y 14 horas. En este punto se determina si es preciso, la densidad alcanzada por la probeta.

Finalmente, el ensayo se desarrolla a una temperatura constante de 60°C, y consiste en deslizar una rueda de 20 cm de diámetro y 5 cm de ancho sobre la probeta asfáltica, ejerciendo una presión conocida de 25 kPa, como se aprecia en la figura 2.3. El movimiento sobre la placa asfáltica se repite ciclicamente a razón de 42 pasadas/minuto con un recorrido de 23 cm. El ensayo se desarrolla durante un total de 120 minutos.

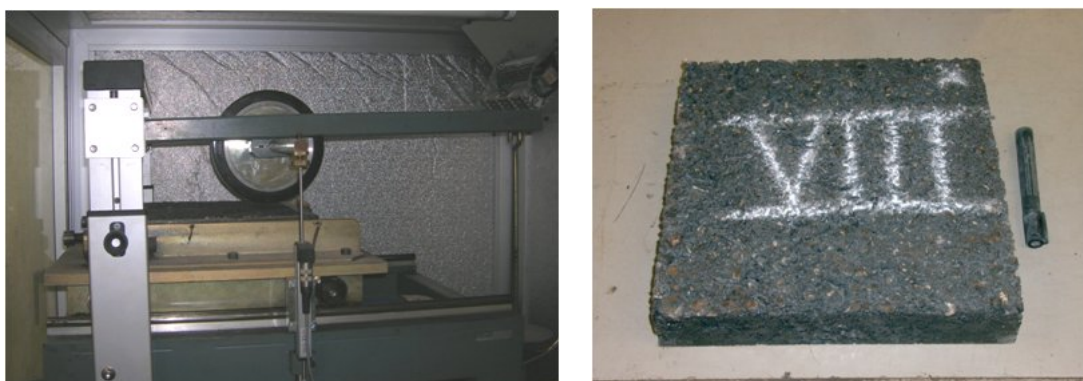


Figura 2.3.- Ensayo de máquina de pista y probeta de ensayo

La variable de estudio en el ensayo de pista es la deformación producida en la probeta asfáltica por la acción de la rueda. Se toman medidas en los minutos 1, 3, 5 y cada cinco minutos en lo sucesivo hasta el final del ensayo. Estos datos permiten construir una curva deformación tiempo que constituye el resultado del ensayo. Adicionalmente, los datos obtenidos permiten obtener la velocidad de deformación entre dos instantes t_1 y t_2 según la expresión,

$$v_{t_2/t_1} = \frac{def_2 - def_1}{t_2 - t_1} \quad (2.1)$$

La velocidad de deformación se calcula para intervalos preestablecidos, $V_{30/45}, V_{75/90}, V_{105/120}$, donde los subíndices hacen referencia al tiempo en minutos de la toma de datos.

Ensayo de fatiga a flexotracción

La resistencia a la fatiga de una mezcla bituminosa se evalúa mediante un ensayo de flexotracción, según especificaciones de la norma UNE EN 12967/24. Se trata de un ensayo utilizado en el diseño de mezclas bituminosas por la importancia de la resistencia a la fatiga en la durabilidad del pavimento [64].

El ensayo se desarrolla a una temperatura constante, y consiste en colocar una probeta prismática de base cuadrada, de 5 cm de lado y 30 cm de altura, apoyada en sus extremos, (Figura 2.4) sobre cuyo punto medio se aplica un desplazamiento que evoluciona en el tiempo siguiendo una función sinusoidal de amplitud $2\delta_0$ y frecuencia f establecida en 10 Hz, es decir el desplazamiento aplicado sigue la expresión,

$$\delta = \delta_0 \cdot \text{sen}(2\pi ft) \quad (2.2)$$

En el aparato de ensayo se han dispuesto dispositivos de medida de cargas, desplazamientos y extensómetros, que registran valores cada 500 ciclos de carga, a partir del ciclo 200 que se toma como referencia. Se define la amplitud de carga dinámica en un ciclo como la diferencia entre el valor de la carga aplicada en los instantes correspondientes a los desplazamientos máximos de la sinusoide. La fatiga del material se traduce en una disminución de su rigidez, por lo que la amplitud de carga dinámica disminuye progresivamente con el número de ciclos. El ensayo llega a su conclusión cuando dicha amplitud de carga dinámica alcanza un valor igual o inferior a la mitad del obtenido en el ciclo 200. El parámetro del ensayo es N número de ciclos transcurridos. El ensayo se condiera válido si N está comprendido entre 6.200 y 600.200 ciclos.

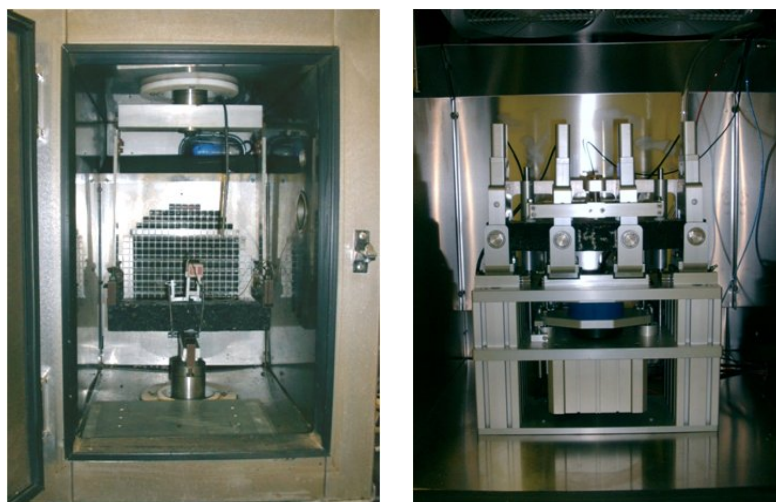


Figura 2.4.- Ensayo de resistencia a la fatiga

El ensayo de fatiga ofrece algunos resultados adicionales además del número de ciclos N . El ensayo proporciona una estimación del estado tensional (T_c) de la probeta, calculando la tensión normal producida en el punto medio de la sección de apoyo. Esta tensión se calcula en cada ciclo a partir de la carga dinámica medida, la separación entre los apoyos y las dimensiones de la probeta.

El ensayo de pista permite igualmente estimar el estado deformacional de la probeta, midiendo la deformación en el mismo punto en la dirección normal a la sección del apoyo. La deformación

en cada ciclo se estima a partir de la lectura del extensómetro, la separación entre apoyos y la base de medida del extensómetro.

A partir de estos valores se calcula el módulo dinámico de la mezcla, como la relación entre las amplitudes de las funciones tensión (T_c) y deformación (ϵ_c) anteriores. Se estima también a partir de dichas curvas el ángulo de desfase (ϕ) entre tensión y deformación.

Finalmente y en función de los parámetros anteriores se estima la densidad de energía disipada en el ciclo N como $DED = 0,25T_c\epsilon_c\text{sen}(\phi)$, lo que a su vez permite estimar la densidad de energía disipada total. Se realizan un mínimo de diez ensayos de fatiga, con el objeto de determinar dos leyes de fatiga:

1. Ley de fatiga en deformación $\epsilon = aN^b$
2. Ley de fatiga energética $W = cN^d$

siendo ϵ y W la semiamplitud cíclica de la función de deformación en el ciclo 200 y la densidad de energía disipada en todo el ensayo, y a , b , c , d , parámetros a determinar por mínimos cuadrados.

2.1.3. Mezclas bituminosas para capas de base

La capa base de un firme bituminoso tiene una función de carácter eminentemente estructural, ya que su objetivo es proporcionar una base firme para la capa de rodadura, que resista las sollicitaciones del tráfico sin deformarse plásticamente de forma significativa, transmitiéndolas a la capa granular inferior suficientemente amortiguadas para que puedan ser soportadas por ésta. La capa base además, ha de mostrar una adecuada resistencia a la fisuración para evitar la pérdida de capacidad portante, frente a cargas cíclicas como son las que se dan debido a la acción del tráfico. Las propiedades más relevantes exigibles a una mezcla bituminosa para capas de base son las siguientes:

1. Resistencia frente a la acción del agua
2. Resistencia a las deformaciones plásticas
3. Módulo de rigidez elevado
4. Resistencia a la fisuración

Resistencia a las deformaciones plásticas

La rigidez observada en una mezcla asfáltica frente a una sollicitación, depende de la temperatura y de la duración o velocidad de aplicación de la carga, de modo que frente a sollicitaciones lentas o duraderas a altas temperaturas el módulo de rigidez desarrollado por el material es más bajo y viceversa. Con estos argumentos, se tienden a emplear en capas base mezclas de alto módulo de rigidez, lo que se traduce en ligantes con bajo índice de penetración.

Resistencia a la fisuración

El fallo de un firme difícilmente se produce por la acción de una sola carga que supera su capacidad resistente, sino que viene ocasionado por la fatiga del material frente a sollicitaciones mucho menores, por lo que la mezcla bituminosa ha de presentar una alta resistencia a la fisuración. Esta propiedad viene dada por el tipo y la cantidad de ligante, la porosidad y el tipo de mezcla. Mezclas con un alto contenido de ligante, ligantes de baja penetración y baja porosidad reducen las deformaciones de la mezcla y mejoran su capacidad para deformarse sin fisurar [66].

La caracterización de la resistencia a la fisuración de una mezcla se efectúa a través de ensayos de fatiga que relacionan la deformación producida en la mezcla con el número de ciclos de carga. El ensayo de fatiga [1], sin embargo es largo y costoso lo cual limita su aplicación. De hecho, el diseño de mezclas se lleva a cabo en muchas ocasiones no en función de la resistencia a la fisuración sino limitando las deformaciones plásticas de la mezcla, más fácilmente evaluable a través del ensayo Marshall [4].

Mezclas más habituales en capas de base

Las mezclas más habituales son aglomerados de tipo grueso (G) o semidenso (S) - cuyo módulo de rigidez oscila alrededor de 60.000 MPa a 20°C - o bien mezclas de alto módulo, cuya rigidez puede alcanzar valores de 175.000 MPa a 20°C, y cuyo alto contenido de ligante favorece el comportamiento de la mezcla frente a la fatiga.

2.1.4. Mezclas bituminosas para capas de rodadura

2.1.4.1. Propiedades de las mezclas para capas de rodadura

La capa de rodadura es el elemento del firme que se encuentra en contacto con el vehículo, por lo que su objetivo es fundamentalmente proporcionar una superficie que facilite una conducción cómoda y segura. Su función tiene pues un carácter menos estructural y por lo tanto sus requerimientos mecánicos son menores. Aún así han de cumplir unos requisitos mínimos que les permitan soportar las cargas de tráfico y la acción de los agentes meteorológicos, subordinados a las exigencias funcionales que debe cumplir y que sucintamente son las siguientes:

- **Adherencia:** La adherencia entre el pavimento y el neumático es el principal factor determinante de la seguridad de la conducción, especialmente en presencia de agua, que dificulta la interacción entre el neumático y el asfalto. El objetivo es por tanto, optimizar esa interacción, y en caso de lluvia eso se consigue desplazando el agua y rompiendo la película existente entre ambos elementos.

La adherencia de la capa de rodadura depende de la macrotextura o irregularidad superficial y de la microtextura o aspereza superficial que facilitan el objetivo de desalojar el agua y garantizar el contacto pavimento-neumático. Además de presentar una textura adecuada, los áridos que componen la mezcla han de ser resistentes al pulimento debido a las acciones del tráfico, para que las condiciones de adherencia permanezcan en el tiempo.

- **Regularidad superficial:** La regularidad superficial de un pavimento es la diferencia entre la rasante teórica y la real del pavimento. Cuando la diferencia entre ambas supera ciertos límites, los vehículos sufren cabeceos (longitudinal) y balanceos (transversal) produciendo aceleraciones no previstas, y afectando directamente a la comodidad de los ocupantes. Una deficiente regularidad transversal puede afectar también al adecuado drenaje del agua sobre la capa de rodadura.
- **Ruido de rodadura:** El ruido es uno de los factores que influyen en la comodidad de la conducción, una de cuyas componentes esenciales es el ruido de rodadura, debido al contacto entre el pavimento y el neumático. El nivel de ruido de rodadura vienen determinado por diversos factores:

La textura del pavimento. Los pavimentos más ruidosos son los pavimentos de hormigón, o a su nivel, los pavimentos adoquinados. Descendiendo en la escala de ruido encontramos los

tratamientos superficiales, los pavimentos de mezclas bituminosas, hasta llegar a los pavimentos de mezclas drenantes, que son los menos ruidosos.

Estado del pavimento. En general el ruido aumenta con la textura del pavimento, y en consecuencia aumenta también cuando el firme se deteriora y da lugar a texturas no homogéneas. Puede añadirse que un pavimento mojado es más sonoro que un pavimento seco.

Velocidad del vehículo. El nivel de ruido de rodadura aumenta con la velocidad del vehículo.

Dimensiones del neumático. El ruido producido por el contacto pavimento-neumático aumenta cuando éste es más ancho y disminuye su diámetro. Igualmente sus características mecánicas y el dibujo de la zona de contacto influye en el nivel de ruido.

- **Visibilidad:** La capa de rodadura de un pavimento influye notablemente en la capacidad de percepción del usuario, tanto de día como especialmente de noche, ya que condiciona el modo de reflexión de la luz sobre su superficie. La percepción por parte del conductor, de un objeto sobre la vía depende del contraste entre dicho objeto y el fondo, que suele ser el propio pavimento. Un factor fundamental en este aspecto es la presencia de agua, que da lugar a una reflexión de tipo especular en lugar de una reflexión de tipo difuso, propia de pavimentos secos, dificultando la visibilidad. Por esta razón, un drenaje rápido y eficaz mejora ostensiblemente la visibilidad del conductor, y por tanto en estos casos, el uso de mezclas porosas es recomendable.

En cuanto a las propiedades mecánicas que han de exigirse a una capa de rodadura, pueden enumerarse algunas de ellas:

1. **Estabilidad** frente a las deformaciones plásticas ocasionadas por las cargas de tráfico.
2. **Ductilidad** o capacidad para deformarse sin fisurar, ante pequeños movimientos del firme o retracciones de naturaleza térmica.
3. **Resistencia a esfuerzos tangenciales** especialmente en el caso de mezclas porosas, cuya cohesión ya es de por sí menor al aumentar la porosidad.
4. **Impermeabilidad** lo que supone un menor contenido de huecos, para disminuir la penetración del agua. En el caso de emplear una capa de rodadura porosa, la función de impermeabilización recae en la capa de base.
5. **Macrotextura** para optimizar la adherencia entre el pavimento y el neumático

2.1.4.2. Mezclas más habituales en capas de rodadura

Una vez superados los riegos con gravilla, que se empleaban originalmente, y con el desarrollo de plantas de fabricación de mezclas se comenzaron a usar **aglomerados** para las capas de rodadura, que ofrecían una superficie lisa y cómoda para la conducción, mejorando los tratamientos superficiales. Sin embargo, estas mezclas no poseen la macrotextura adecuada en presencia de agua, especialmente a altas velocidades.

Para solventar este problema se desarrollaron **mezclas porosas** que facilitan el drenaje de la superficie. El aumento de la porosidad conlleva una pérdida de cohesión, que se contraresta con el empleo de ligantes modificados con mayor capacidad aglomerante, mayor resistencia a la fisuración y menor susceptibilidad térmica.

Posteriormente, se desarrollaron un tipo de mezclas específicas para rodadura conocidas como **microaglomerados**, denominados mezclas tipo M o S. Se trata de aglomerados de granulometría

abierta y discontinua, con un mayor contenido de betún. Estas mezclas presentan una porosidad aparente similar a la de las mezclas porosas, lo que mantiene la capacidad de drenaje, pero con mayor cantidad de ligante respecto a éstas, lo que favorece su ductilidad y capacidad de resistencia a la abrasión.

2.1.5. Proceso de reciclaje de mezclas asfálticas

La mezcla bituminosa conformante de un firme flexible sufre un deterioro debido a las cargas de tráfico, a la incidencia de agentes climatológicos, y demás acciones propias de su vida útil. Dependiendo del grado de deterioro, el firme requiere una serie de actuaciones para su conservación; actuaciones que pueden ser de carácter puntual, como puede ser un tratamiento superficial, o bien de carácter generalizado una vez que el firme no cumple su función adecuadamente. En este caso se procede al saneamiento del firme, fresando la capa de rodadura existente, sustituyéndola por una nueva capa compuesta por una mezcla bituminosa nueva.

En los últimos años han cobrado cierta relevancia las técnicas de rehabilitación de pavimentos basadas en el reciclaje de los materiales asfálticos existentes [61]. Esta técnica consiste en la fabricación de una mezcla bituminosa, con la aportación de material asfáltico procedente de capas de rodadura que por su grado de deterioro han sido rehabilitadas. La mezcla reciclada se fabrica con una fracción de material reciclado – en adelante RAP – a la cual se añade una fracción de áridos y ligantes nuevos. El empleo de materiales reciclados en la rehabilitación de firmes conlleva diversos beneficios de tipo económico y medio ambiental, como lo que se describen a continuación:

1. Reducción del material asfáltico transportado a vertedero, ya que una parte del mismo se emplea en la fabricación de la nueva mezcla reciclada, lo que conlleva una reducción del impacto ambiental provocado por el material desechado
2. En consonancia con lo anterior, se reduce la aportación de materiales nuevos, optimizando los recursos disponibles, lo que conlleva un beneficio en términos de sostenibilidad.
3. En general la menor aportación de materiales nuevos y el menor transporte de materiales de desecho reducen el coste económico de la operación de rehabilitación del firme.

Todas estas razones han llevado a explorar la viabilidad de las técnicas de reciclaje como alternativa a considerar en la conservación y rehabilitación de firmes, haciéndose cada vez más frecuentes en países de nuestro entorno. Sin embargo, su implementación implica el desarrollo de la maquinaria adecuada para su tratamiento, de procedimientos de diseño de las mezclas recicladas, de métodos de control y seguimiento de la evolución de la nueva mezcla, es decir, es necesario solventar no pocas incertidumbres creadas por el nuevo campo de actuación que significa el reciclaje de pavimentos.

Existen todavía serias limitaciones en la consecución de mezclas recicladas que garanticen las propiedades adecuadas en cuanto a resistencia y estabilidad. De modo general, se pretende fabricar mezclas recicladas cuyas propiedades se asemejen a las proporcionadas por una mezcla convencional, para lo cual es necesario definir métodos de diseño para las nuevas mezclas. Más allá incluso, es preciso analizar el comportamiento de la mezcla reciclada, cuya respuesta viene seriamente condicionada por la adición del material reciclado, en particular más rígido.

Actualmente, existen dos técnicas de reciclado de firmes: el reciclado en frío mediante la adición "in situ" del ligante hidráulico o hidrocarbonatado sobre el material fresado; o bien el tratamiento del material reciclado en planta para su reutilización como componente de una mezcla reciclada en caliente.

2.1.5.1. Reciclado en caliente de mezclas bituminosas

El reciclado en caliente de mezclas bituminosas consiste en la adición de material asfáltico proveniente del fresado de firmes envejecidos o deteriorados, al proceso de fabricación de una mezcla en caliente convencional que se realiza en una planta. Este proceso suscita algunos interrogantes acerca de los equipos necesarios para ello, de los ajustes necesarios respecto de las plantas convencionales, y acerca del procedimiento de diseño de la muestra, la composición y las propiedades del producto final.

La mezcla resultante depende del tipo de planta de fabricación escogida, continua o discontinua. La diferencia en un tipo de planta y otra, es el método de dosificación. En una planta continua la dosificación volumétrica de los materiales se produce de forma continua, mientras que en el caso de una planta discontinua, la dosificación se produce justo antes de cada amasada. A continuación se describen brevemente algunos de los modelos de planta existentes para cada categoría.

Plantas continuas

Existen básicamente dos tipos de plantas continuas que cumplen las normativas actuales de emisión de gases, en función del mezclador que utilizan. Se descartan las plantas de flujo paralelo empleadas en las décadas de los 70 y los 80, ya que la emisión de gases las coloca fuera de las normativas.

1. En primer lugar están las plantas con secador de contraflujo y mezclador continuo, en las cuales el asfalto líquido y el RAP se introducen en el secador en su parte final, evitando el vapor y las altas temperaturas del proceso de secado. Permiten porcentajes de hasta el 40 % de RAP, aunque presentan la desventaja de necesitar un mezclador de grandes dimensiones y alta potencia.
2. En segundo lugar existen plantas con doble tambor, combinación de un secador de contraflujo y un mezclador grande ubicado en la parte inferior. Este método conlleva la exposición prolongada del RAP al árido sobrecalentado lo que permite que se funda completamente. El tiempo de mezcla también es suficientemente prolongado como para garantizar una mezcla homogénea. Este tipo de plantas admite hasta un 50 % de RAP dentro de los rangos admisibles de emisión de gases.

Plantas discontinuas

Se pueden identificar hasta cinco métodos de fabricación de mezclas recicladas en planta discontinua, en función del tratamiento que se da al material reciclado (RAP).

1. En el primer método se introduce el RAP frío en un elevador caliente junto con el árido nuevo sobrecalentado. Ambos son clasificados y almacenados en tolvas calientes. El RAP se calienta y progresivamente va evaporando el agua que incorpora. Este método permite únicamente emplear bajos porcentajes de RAP, del orden de 5 - 10 %.
2. Un segundo método el RAP frío se introduce en el elevador junto con el árido nuevo sobrecalentado, y se deposita en una quinta tolva caliente sin pasar por la criba. Este segundo método permite aumentar las proporciones de RAP en la mezcla.
3. En un tercer método, el RAP frío y preclasificado se lleva hasta la tolva de pesaje junto con el árido nuevo sobrecalentado. Ambos se dejan caer en la amasadora de manera que áridos y material reciclado se mezclen, aumentando el tiempo de calentado de éste. El contacto

del RAP húmedo con el árido caliente produce la evaporación en ocasiones instantánea e incontrolada del agua del material fresado, lo que hace necesaria una amasadora de gran tamaño.

4. El cuarto método incorpora un sistema de control de alimentación del RAP que permite dosificar una cantidad determinada del material, que una vez pesado se deja caer en un alimentador que lo introduce en la amasadora en intervalos de tiempo de unos 20 - 30 segundos, controlando así la dosificación, y la generación y eliminación del vapor proveniente del agua del RAP. La proporción de RAP admisible en este método es del orden de 25 - 30 %.
5. El quinto método incorpora un tambor-secador intermedio utilizado para precalentar el RAP. Este sistema es significativamente más costoso, pero permite trabajar con fracciones de RAP muy superiores, del orden de 50 - 60 %.

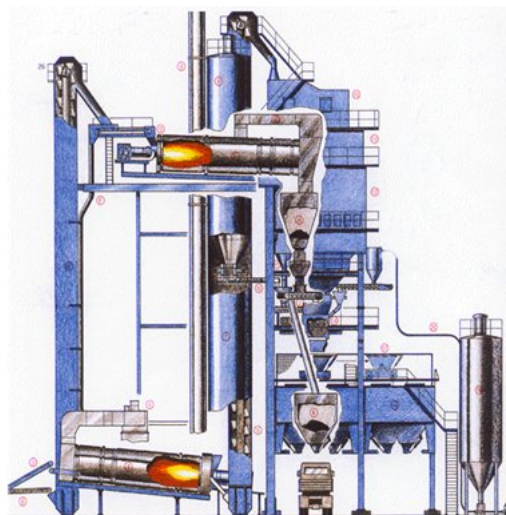


Figura 2.5.- Esquema de planta asfáltica discontinua

Dosificación de una mezcla asfáltica reciclada en caliente

La dosificación de una mezcla reciclada se efectúa a partir del análisis de su durabilidad, su estabilidad y su resistencia a la fisuración, propiedades habitualmente tenidas en cuenta en el diseño de mezclas convencionales. Este proceso consiste en la elección de los materiales de aportación, áridos y ligantes y del análisis del material reciclado [60].

El material recuperado tiene una influencia capital en las propiedades de la mezcla final. Las propiedades del RAP, dependen a su vez de las propiedades de sus componentes. En primer lugar es necesario que la muestra de RAP sea homogénea, para lo cual se suele limitar el tamaño máximo de árido a 20 mm. La fracción de finos – partículas inferiores a 0.075 mm – es particularmente importante por su efecto en la dispersión del nuevo ligante.

Un parámetro relevante en relación con el RAP en el proceso de dosificación es el contenido de ligante, que condiciona la proporción de ligante de aportación necesario. El ligante presente en el RAP suele ser más rígido que el de aportación, y su contenido puede oscilar entre el 3 % y el 7 %.

En la tabla 2.5 se muestran algunas de los valores típicos en cuanto a las propiedades del material reciclado según [66],

Propiedad	Valor típico
Densidad	1.95 - 2.30 Kg/cm^3
Grado de humedad	5 %
Contenido de betún	4.5 - 6.0 %
Penetración del betún	10 - 30 (0.1 mm) a 25°C
Índice de penetración	Aproximadamente nulo
Punto de reblandecimiento	> 65 - 70°C
Viscosidad absoluta del betún	4000 - 25000 ps a 60°C

Tabla 2.5.- Propiedades y valores típicos del material reciclado

En cuanto a los áridos de aportación, su objetivo es garantizar la estabilidad de la mezcla, y acomodar la granulometría de la mezcla reciclada a los husos granulométricos adoptados como referencia para el diseño de mezclas convencionales.

Finalmente, la mezcla requiere la adición de una cierta cantidad de ligante de aportación, debido a que el betún existente en el material fresado ha perdido sus propiedades originarias. Habitualmente se emplea un betún de penetración convencional, con el fin de que la composición final presente unas características similares a los especificados para las mezclas nuevas, acorde con el tipo de mezcla, climatología, acciones de tráfico y demás parámetros de proyecto.

La fracción de ligante de aportación a añadir en la mezcla se determina a partir de dos criterios de diseño: la penetración de la mezcla de ligantes, o la viscosidad de la mezcla final [66].

En algunos países la fracción de ligante en peso de cada fracción - nueva o reciclada - se determina a partir de la penetración deseada en la mezcla, en función de las penetraciones individuales, según la expresión (2.3)

$$P_m = 10^{\frac{p_{ln} \cdot \log P_{t_{ln}} + p_{lv} \cdot \log P_{t_{lv}}}{100}} \quad (2.3)$$

siendo,

P_m	=	Penetración de la mezcla de ligantes	[0.1 mm]
p_{ln}	=	Proporción de ligante nuevo en la mezcla	[% peso]
$P_{t_{ln}}$	=	Penetración del ligante nuevo	[0.1 mm]
p_{lv}	=	Proporción de ligante envejecido	[% peso]
$P_{t_{lv}}$	=	Penetración del ligante envejecido	[0.1 mm]

En otros países la fracción de ligante se calcula dada una viscosidad en la mezcla final, en función de las viscosidades individuales de cada fracción, según la expresión (2.4). Todas las viscosidades se medirán a la misma temperatura, típicamente a 45°C o 60°C.

$$p = \frac{\log(V_{rap} + 3) - \log(V_f)}{\log(V_{rap} + 3) - \log(V_r)} \quad (2.4)$$

siendo,

p	=	Proporción de ligante total en la mezcla final
V_{rap}	=	Viscosidad del betún en el material reciclado
V_r	=	Viscosidad del betún de aportación (rejuvenecedor)
V_f	=	Viscosidad de la mezcla final

La dosificación y el análisis de las mezclas recicladas resultantes se lleva a cabo mediante los mismos métodos y ensayos empleados en las mezclas convencionales. En el caso de las mezclas de tipo denso, semidenso o grueso, la propiedad más determinante es la resistencia a la deformación plástica, evaluada mediante el ensayo Marshall, o en algunos casos mediante el ensayo de máquina de pista. Las mezclas recicladas tienden a mostrar una excesiva rigidez debido a la adición del material envejecido. La normativa española fija un límite superior para la rigidez Marshall de 8 kN/mm.

La puesta en obra de mezclas asfálticas recicladas en caliente, se emplean los equipos y los procedimientos convencionales según las especificaciones de PG-3 para mezclas bituminosas en caliente.

En la tabla 2.6 se muestran algunos datos acerca de la producción de RAP y de su grado de penetración en la producción de mezclas bituminosas en caliente (en millones de toneladas), para distintos países según EAPA [10]

País	Año 2008		Año 2009	
	Tn RAP	% reciclado/caliente	Tn RAP	% reciclado/caliente
Alemania	14.0	60	14.0	60
Francia	6.5	<10	7.05	6.8
España	1.15	8	1.85	9
Italia	13.0	30	12	-
Suecia	1.0	50	1.0	50
Estados Unidos	100.0	-	-	-

Tabla 2.6.- Producción de mezclas recicladas. Periodo 2008-2009

2.1.5.2. Reciclado en frío de mezclas bituminosas

El reciclado en frío de pavimentos asfálticos se realiza "in situ" y consiste en mezclar el material reciclado con una emulsión bituminosa. Una vez que la emulsión ha roto y se ha eliminado el agua, se procede a la compactación de la mezcla dando lugar a un material cohesionado, que constituye la mezcla asfáltica reciclada. Se trata de una mezcla asfáltica con un módulo de rigidez mayor que el pavimento deteriorado original lo que mejora la respuesta estructural del firme.

Esta técnica de rehabilitación del firme presenta notables ventajas en términos económicos y ambientales. El aprovechamiento del material existente reduce el coste de toda la operación y el consumo de nuevos recursos, ligantes hidrocarbonados y áridos. Se reducen también los desechos derivados del fresado del firme, y por tanto el material depositado en vertederos, a lo que hay que añadir el coste de su transporte. Disminuyen igualmente la emisión de gases y elementos contaminantes derivados de todo el proceso. Considerando todos estos factores, el reciclado en frío de pavimentos asfálticos es una de las técnicas de conservación de firmes más recomendables a nivel ambiental. Sin embargo, al igual que sucede con el reciclado en caliente, existen dudas acerca de las prestaciones de la nueva mezcla, en cuanto a su comportamiento estructural.

Dosificación de una mezcla asfáltica reciclada en frío

La dosificación de una mezcla reciclada en frío consiste en determinar el porcentaje de emulsión a añadir al material reciclado. Para llevar a cabo este proceso se emplean dos ensayos: compactación mediante ensayo Proctor [5] y ensayo de inmersión-compresión [3].

El material reciclado es sometido a un ensayo Próctor Modificado para determinar la humedad óptima de compactación. Posteriormente se realiza un ensayo de envuelta con un porcentaje de emulsión de forma que el contenido de humedad total sea la señalada por el Próctor menos un 0.5 %. Una vez verificada la idoneidad de la envuelta, se fabrican probetas con ligeras variaciones del porcentaje de emulsión. Estas probetas son sometidas a un ensayo de compresión estática [3] que garantiza la eliminación ordenada del agua. Una vez curadas las probetas – 3 días a 50°C – se someten a un ensayo de compresión simple para determinar su resistencia, tanto en seco como tras inmersión – 1 día a 60°. El porcentaje de emulsión debe garantizar la resistencia mínima exigida por la normativa española en MPa, en función del tipo de tráfico pesado según se detalla en la tabla 2.7

Categoría de tráfico pesado	Resistencia en seco	Resistencia tras inmersión
T1 (capas base)	3.0	2.5
T2 (vías de servicio)	3.0	2.5
T3, T4 y arcenes	2.5	3.0

Tabla 2.7.- Resistencias mínimas tras ensayo inmersión-compresión

Este método de diseño de la mezcla presenta algunas limitaciones debido a las prestaciones que el material ofrece una vez colocado en el firme, con respecto a las observadas en laboratorio para las características del ensayo descrito en la normativa.

1. La densidad obtenida en laboratorio es alrededor de un 10 % superior a la realmente alcanzada una vez puesto en obra. Lo mismo sucede con la resistencia a compresión simple, en general superior en laboratorio a la del pavimento realmente ejecutado. En general las propiedades del firme real, corresponden a las halladas para una carga de compresión estática notablemente menor a la especificada por la normativa.
2. Las propiedades observadas en laboratorio corresponden a un tiempo de curado establecido, por lo que se desconoce la respuesta del firme a corto plazo - inmediatamente después de la compactación, cuando la carretera se abre al tráfico - o a largo plazo. Las variaciones de resistencia pueden ser muy significativas con respecto a las obtenidas en laboratorio, para distintos tiempos de curado.
3. El procedimiento inmersión-compresión permite comparar la resistencia a compresión simple teniendo en cuenta el efecto del agua, pero no es capaz de calibrar propiedades mecánicas como la tenacidad de la muestra, y en definitiva la resistencia a la fisuración, lo que es muy relevante en el caso de las mezclas recicladas.

La puesta en obra de la mezcla reciclada en frío debe garantizar la homogeneidad del material, una correcta envuelta que garantice una adecuada cohesión y resistencia, y especialmente la densidad de la capa asfáltica que no puede ser inferior a la densidad máxima del Próctor Modificado según la normativa española.

En general, las técnicas de reciclaje de mezclas asfálticas tanto en caliente como en frío, permiten obtener mezclas con prestaciones satisfactorias, con evidentes beneficios económicos y ambientales,

salvando las limitaciones ya mencionadas. La carencia que presentan las mezclas recicladas es la falta de modelos teóricos de comportamiento que permitan predecir su respuesta estructural, la evolución en el tiempo de sus propiedades, la vida útil del firme, etc, para dar mayor consistencia al reciclaje del material asfáltico, como técnica alternativa para la rehabilitación de firmes a nivel estructural y funcional.

2.2. Firmes asfálticos. Antecedentes

2.2.1. Funcionalidades de un firme

Un firme es una estructura formada por capas de material granular y/o bituminoso dispuestas horizontalmente sobre el terreno natural, denominado explanada. El firme tiene por objetivo principal conformar una superficie para facilitar el desplazamiento o el estacionamiento de vehículos. En este sentido la estructura de firme ha de cumplir dos funciones claramente diferenciadas.

El firme tiene una **función estructural** que consiste en soportar las cargas de tráfico sin que éstas afecten a su estructura y sin deformarse excesivamente, y transmitir dichas cargas a las capas inferiores, la explanada, de forma que sean admisibles por ésta, es decir el firme posee una función amortiguadora de las cargas de tráfico.

Por otra parte, el firme ha de proporcionar una superficie que permita la circulación de vehículos en condiciones de seguridad y comodidad óptimas. Estas condiciones han de garantizarse en la capa en contacto directo con el vehículo o capa de rodadura, que deberá tener la textura, y la resistencia adecuadas para dar cumplimiento a estas exigencias de carácter más **funcional**.

Ambas vertientes - estructural y funcional - vienen condicionadas no sólo por las cargas de tráfico, sino por la acción de los agentes climáticos, que influyen de forma decisiva en el comportamiento del firme, y en especial en su durabilidad.

El proyecto de un firme ha de conjugar ambos aspectos, para definir las dimensiones, los materiales, y en el caso de las mezclas bituminosas, el tipo y la composición de los materiales que conforman la mezcla bituminosa. El diseño del firme requiere un adecuado conocimiento no sólo de la respuesta de los materiales y de la estructura en su conjunto, sino también de los mecanismos de fallo que pueden darse en el firme, en función de la tipología escogida y las condiciones propias en el lugar de proyecto.

2.2.2. Mecanismos de deterioro de pavimentos asfálticos

Durante su vida útil el firme va perdiendo las propiedades que inicialmente garantizaban su funcionalidad y su resistencia, ante la acción combinada de las cargas de tráfico y los agentes climáticos. Ambos son factores difíciles de cuantificar, y que redundan en la pérdida de las características resistentes del firme o en el colapso del mismo. Cada uno de esos factores va asociado a diversos mecanismos de fallo.

Las cargas de tráfico se describen en cargas por eje, y en número de ejes [73], y vienen condicionadas por la velocidad del vehículo y en última instancia, por las irregularidades superficiales. En los métodos de diseño las cargas se traducen en ejes equivalentes, aunque esto presupone un conocimiento exhaustivo del tráfico. El paso de un vehículo sobre el firme induce esfuerzos verticales debidos al peso, pero también horizontales debidos al rozamiento y al frenado de los vehículos. El deterioro provocado por dichas acciones se manifiesta en los siguientes mecanismos de fallo:

- Fisuración del firme por fatiga.
- Deformaciones plásticas o pérdida de regularidad superficial.

- Desprendimiento o hundimiento de áridos conformantes del firme.
- Pulimento de los áridos, disminuyendo en consecuencia la textura de la capa superior del firme.

Los agentes climáticos que inciden principalmente sobre el firme son las variaciones de temperatura, el agua y el hielo en las zonas de alta heladicidad. Las variaciones de temperatura provocan ciclos de dilatación-compresión modificando las propiedades del pavimento, lo que requiere una adecuada ductilidad del material para deformarse sin perder su consistencia. Por su parte el agua afecta a las propiedades de los componentes del firme, además de provocar el arrastre de materiales granulares, sin contar la incidencia del agua en la adherencia firme-neumático ya mencionada. La acción de la climatología produce mecanismos de fallo como los siguientes:

- Fisuración debida a esfuerzos térmicos.
- Fisuras y degradación superficial por efecto del hielo.
- Pérdida de capacidad portante de la explanada debido a la acción del agua.
- Pérdida de envuelta o segregación del ligante y los áridos debido a la acción del agua.

Los requerimientos del tráfico, el abanico de posibilidades de diseño en cuanto a materiales y geometría, y los mecanismos de fallo más probables en cada situación llevan a definir una serie de tipologías de firme, cuyas principales características y mecanismos de fallo asociados se describen seguidamente.

2.2.3. Tipologías de firmes asfálticos

Actualmente los firmes de carreteras pueden clasificarse en cuatro tipologías según [59]:

1. Firmes flexibles con base bituminosa.
2. Firmes flexibles con base granular.
3. Firmes semirrígidos base granular tratada.
4. Firmes rígidos o pavimentos de hormigón.

Los **firmes flexibles de base bituminosa** están compuestos por una capa de rodadura - y habitualmente otra intermedia - y una capa de base formadas por mezclas bituminosas. La subbase es de tipo granular y puede estar tratada o no, mediante un ligante hidráulico. Se trata de la tipología más frecuente en España y en la mayoría de los países europeos, y Norteamérica.

El comportamiento de este tipo de firmes, depende de la rigidez de la capa de base. En el caso de una capa base más flexible, se transmiten mayores tensiones a la explanada, y el fallo del firme se produce por deformaciones plásticas excesivas (Figura 2.6). Para una rigidez elevada, la base trabaja a flexotracción amortiguando de forma significativa las tensiones transmitidas a la explanada. El fallo en este caso se produce por fisuración por fatiga de las capas bituminosas superiores, dando lugar a una fisuración en malla conocida como "piel de cocodrilo" (Figura 2.7). La variación del grado de rigidez puede dar lugar incluso al fallo del firme por una combinación de ambos.

Los **firmes flexibles de base granular** están compuestos por una capa de rodadura de tipo bituminoso de hasta 10 cm de espesor y capas base y subbase de tipo granular. En este tipo de



Figura 2.6.- Fallo por deformaciones plásticas

firmes, las capas granulares soportan la mayoría de las acciones del tráfico. Las capas granulares resisten gracias al rozamiento interno entre sus partículas, por lo que los áridos empleados deben ser resistentes al desgaste, lo que provoca el aumento del contenido de finos y la consiguiente pérdida de resistencia. Las capas de este tipo de firmes se estructuran de forma que las capas inferiores sean lo suficientemente permeables para desalojar el agua lo más rápidamente posible.

El mecanismo de fallo habitual en este tipo de firmes son las deformaciones plásticas, aunque puede darse también la fisuración por fatiga en el caso de que las capas granulares sean excesivamente flexibles.



Figura 2.7.- Fallo por fisuración por fatiga

Los **firmes semirrígidos** son una variación de los anteriores, en los que las capas aumentan su rigidez, especialmente la capa base, que puede ser de hormigón o más habitualmente compuesta por material granular tratado con algún tipo de ligante. La mayor rigidez de la capa base, disminuye las tensiones que llegan a la explanada. El principal mecanismo de fallo es la fisuración por fatiga de las capas superiores, que deriva en superficie en fisuras en malla fina. Otra causa del deterioro del firme específico de este tipo de firmes, es la falta de adherencia entre las capas granulares y las capas bituminosas que se traduce en fisuras, baches, desprendimientos, etc.

Los **firmes rígidos** o pavimentos de hormigón están formados por una losa de hormigón sobre una capa granular o bien directamente sobre la explanada. La losa ejerce las funciones de la capa de rodadura y de la capa de base. En ocasiones se puede disponer una capa intermedia sin función estructural, para facilitar el apoyo de la losa de hormigón. Dentro de los pavimentos de hormigón

se distinguen varios tipos:

- Pavimentos discontinuos con losas de hasta 6 metros de hormigón en masa.
- Pavimentos discontinuo con losas largas de hormigón armado.
- Pavimentos continuos de hormigón armado.
- Pavimentos de hormigón pretensado.

El mecanismo de fallo habitual en estos pavimentos, en lo que a la consistencia del material se refiere, es la fisuración por fatiga de la losa de hormigón. Pueden producirse otros fallos del firme debidos al estado de las juntas, o fisuras en el hormigón debidas a la retracción o al mal apoyo de la losa, que se traduce en el escalonamiento de las losas. Igualmente las losas de hormigón pueden verse afectadas por esfuerzos térmicos que provocan el convado o el pandeo de las mismas.

2.2.4. Metodologías de diseño de pavimentos asfálticos

En el proyecto de un firme se han de tener en cuenta los dos tipos de requerimientos apuntados en el apartado anterior en cuanto a resistencia y funcionalidad. El diseño consiste en determinar los materiales y las dimensiones – en particular los espesores – para garantizar una adecuada resistencia y durabilidad del firme, y el tipo de mezcla y la textura superficial para un adecuado funcionamiento del firme, de cara a la seguridad y comodidad de la circulación. De forma general, los factores determinantes del diseño de un firme son:

1. **Tráfico:** Variable fundamental de proyecto que considera la intensidad del tráfico, su composición y su previsible evolución en el tiempo.
2. **Explanada:** Hace referencia a la capacidad portante del suelo sobre el que se ha de ejecutar el firme, y que condiciona los materiales a emplear para que las tensiones que le transmiten sean admisibles.
3. **Materiales:** Naturaleza de las capas del firme, granular o bituminosa, y en este caso, tipo de mezcla bituminosa, composición de la misma, etc.
4. **Climatología:** Las condiciones de temperatura, presencia de agua, posible aparición de hielo, etc, influyen muy significativamente en la respuesta del firme, especialmente a largo plazo, por lo que son un factor determinante.

Existen diversos métodos de dimensionamiento, que por su naturaleza podrían clasificarse en tres categorías:

- **Experimentales:** Se basan en la extrapolación de los resultados obtenidos experimentalmente en tramos de pavimento con cargas de tráfico y propiedades del firme controladas. En esta categoría se sitúan los primeros métodos empleados en la primera mitad del s. XX como el método CBR, o a mediados de siglo, como el método AASHO [59]. Se trata de métodos empíricos cuya principal limitación es la falta de adecuación del los firmes experimentales a los firmes reales. En todo caso ofrecen una información abundante y valiosa, y son los precursores de los métodos semi-empíricos desarrollados posteriormente.
- **Analíticos:** Están basados en formulaciones teóricas aplicadas a modelos simplificados de firmes multicapa bajo distintos esquemas de carga. Estos métodos proponen modelos de comportamiento para el material, y ofrecen distribuciones de tensiones y deformaciones en función de los espesores y las propiedades mecánicas de los materiales.

- **Secciones estructurales:** En muchos países europeos, incluida España, es habitual emplear catálogos de secciones estructurales de firme, como herramienta de diseño, extraídas a partir de resultados experimentales, y adaptadas a las características de cada zona.

Por su interés se hace una breve descripción de los métodos de diseño de firmes, más empleados en la actualidad:

2.2.4.1. Método AASHTO

En el año 2002 la *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) desarrolló una metodología de diseño y rehabilitación de firmes [77], de naturaleza semiempírica, aplicable a firmes flexibles y semirrígidos. El método considera una estructura multicapa a definir por el usuario, en la cual cada capa viene determinada por su espesor, y sus propiedades mecánicas (E, ν) de los materiales, considerados elásticos, como parámetros de entrada. En general, los datos de entrada del método se establecen en cuatro categorías:

- Datos de tráfico.
- Propiedades de los materiales.
- Datos climatológicos.
- Geometría y dimensiones de la estructura de firme.

El método considera además, un enfoque probabilístico del diseño, ya que el usuario ha de definir un grado de confiabilidad para el diseño del firme, que afecta a cada variable de diseño. El modelo ofrece la respuesta estructural del firme en términos de tensiones, deformaciones y deflexiones, y calcula un cierto grado de daño en el material acumulativo en el tiempo, durante el periodo de cálculo, que no debe superar los valores límite definidos. En la figura 2.8 se muestra un esquema del método de diseño AASHTO.

Los criterios de fallo que se han tenido en cuenta en el método AASHTO abarcan fundamentalmente la fisuración por fatiga y/o por retracción térmica, las deformaciones permanentes y el nivel de rugosidad.

Criterios de diseño en el método AASHTO

Fisuración por fatiga

El análisis del deterioro del firme debido a fisuración por fatiga distingue dos componentes: la fisuración que se desarrolla desde la capa base hacia la de rodadura que deriva en fisuras de tipo "piel de cocodrilo" (fisuración abajo-arriba) y la fisuración producida en la capa de rodadura que se extiende hacia la capa base (arriba-abajo).

El modelo determina el número de ciclos para que se produzca el fallo por fatiga en ambos supuestos, que conjugado con el grado de confiabilidad no debe superar el límite de diseño.

Fisuración térmica

El modelo calcula el daño producido por ciclos de hielo-deshielo calculando la profundidad de las fisuras producidas en la mezcla, en función de su estado tensional, para lo cual emplea la Ley de Paris, cuyos parámetros se determinan a partir de los desarrollos de Roque y Hiltunen. Se calcula

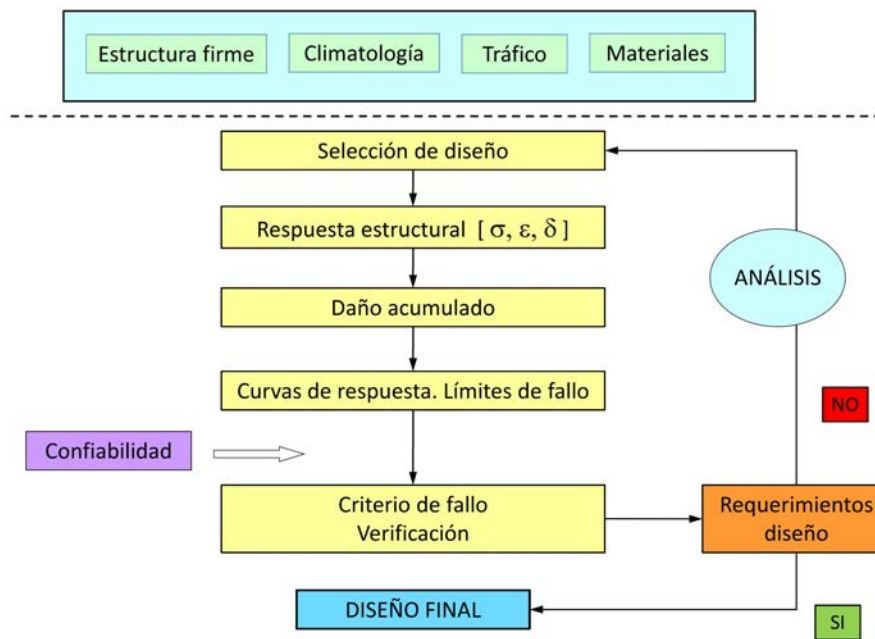


Figura 2.8.- Esquema del método de diseño AASHTO

el número de grietas transversales originadas, para obtener la longitud total por milla de longitud, que se contrasta con el límite establecido.

Deformaciones plásticas

El análisis de la respuesta del firme en cuanto a deformaciones plásticas, se calcula sumando las deformaciones permanentes que se dan en cada capa. En este punto el modelo diferencia entre capas granulares y capas bituminosas.

En el caso de las capas bituminosas las deformaciones permanentes se determinan en función del número de ciclos de carga (N), la temperatura (T) la deformación unitaria (ϵ_r).

Por otro lado, para las capas granulares la deformación permanente se calcula en función de los ciclos de carga, las propiedades del material y la altura de la capa.

índice de rugosidad

El método calcula asimismo el índice de rugosidad internacional (IRI) para las diferentes subcapas que conforma la estructura de firme, partiendo de un valor inicial (IRI_0) como dato de entrada. El cálculo del daño de dicho parámetro se efectúa en función de las deformaciones permanentes (COV), la fatiga de la mezcla (BC y FC) y las grietas térmicas (TC).

Valores límite recomendados

El método AASHTO proporciona además recomendaciones acerca de los valores límite para cada uno de los criterios de fallo analizados en la fase de diseño, según se resume en la tabla 2.8

Criterio de fallo	Magnitud	Valor límite
Fatiga de arriba-abajo	longitud fisuras	1000 pies/500
Fatiga de abajo-arriba	% fisuras "piel cocodrilo"	25 %
Fisuras térmicas	fisuras transversales	1000 pies/milla
Deformación permanente mezcla	roderas	0.25 pulgadas
Deformación permanente estructura	deflexión	0.75 pulgadas
Índice IRI final	rugosidad	172 pulgadas/milla

Tabla 2.8.- Valores límite recomendados en el método AASTHO

2.2.4.2. Catálogos de secciones estructurales

Los métodos experimentales de diseño de firmes parten de resultados conocidos en determinadas secciones de firme, lo que limita su capacidad para predecir la respuesta del firme en secciones muy distintas de las ensayadas. Por otra parte, los métodos analíticos adolecen de una excesiva simplificación que en muchas ocasiones no contempla todas las variables del problema real, debido a la heterogeneidad de éste y al desconocimiento de los parámetros mecánicos de los materiales.

Las limitaciones de ambos métodos ha llevado al desarrollo de un método de diseño basado en el empleo de catálogos de firmes en los que se recomiendan una serie de secciones de firme con espesores y materiales predefinidos. Las secciones se agrupan en categorías en función de la calidad de la explanada - en términos de su CBR - y del tipo de tráfico definido por la intensidad media diaria (IMD). En cada categoría el proyectista dispone de diferentes secciones, con espesores y materiales distintos para el diseño del firme.

Las secciones propuestas en el catálogo proceden de resultados experimentales, en muchas ocasiones adaptados a las características de tráfico y/o climatología de cada lugar, por lo que son las administraciones las que en cada zona proponen catálogos de secciones estructurales de firme (Figura 2.9).

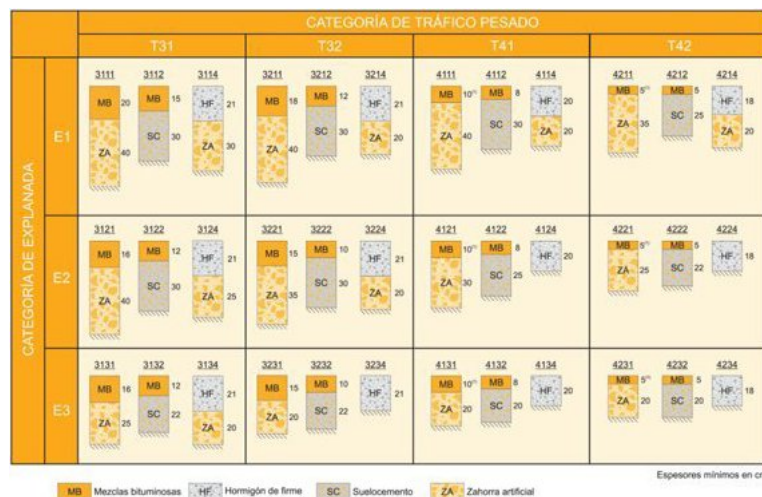


Figura 2.9.- Catálogo de secciones estructurales de firme. Mto Fomento 2003

Los catálogos de secciones de firme tienen la ventaja de que cada firme construido según sus especificaciones se convierte en una verificación experimental del propio catálogo, lo que permite mejorar progresivamente el método, variando los espesores, introduciendo nuevos materiales, etc.

2.3. Estado del arte. Modelación de materiales bituminosos

El estado del arte en el análisis del comportamiento estructural del material asfáltico, contempla diversos escenarios. En primer lugar se plantea el estudio de la respuesta estructural del betún, componente esencial de la mezcla bituminosa a la que confiere sus propiedades fundamentales. En un segundo estadio se plantea el análisis del comportamiento de la mezcla asfáltica, añadiendo a lo anterior la presencia de dos fracciones – betún y áridos – lo que varía las propiedades del material resultante y aumenta la complejidad del problema a resolver. Finalmente se plantea el estudio del material asfáltico en el contexto de una estructura de firme, en interacción con el resto de las capas, formadas por materiales de distinta naturaleza. En la literatura se encuentran desarrollos más o menos elaborados de todo ello. En este apartado se pretende dar una visión global de los trabajos realizados en este ámbito.

2.3.1. Soluciones para el análisis estructural de firmes flexibles

Paralelamente a los métodos empíricos o semi-empíricos, se han desarrollado modelos analíticos que pretenden reproducir el comportamiento tenso-deformacional del pavimento considerando las múltiples capas que lo conforman.

El estudio estrictamente mecánico del firme viene marcado por el tipo de respuesta de cada uno de sus componentes. De esta forma la literatura nos ofrece dos teorías al respecto, como la basada en el semiespacio de Boussinesq y la teoría multicapa de Burmister [17], más moderna y realista.

2.3.1.1. Teoría de Boussinesq

La teoría original de Boussinesq (1885) identifica el firme con un semiespacio bidimensional de profundidad infinita, con un plano horizontal superior sobre el que actúan unas determinadas cargas. Dicha teoría considera que el semiespacio se comporta elásticamente, con un módulo de elasticidad constante en toda la profundidad.

Con ello las tensiones, deformaciones (y deflexiones) pueden ser integradas para la carga requerida, que en nuestro caso se considera repartida y circular de radio a . Esto nos lleva a definir el problema en coordenadas cilíndricas (Figura 2.10), como se muestra a continuación.

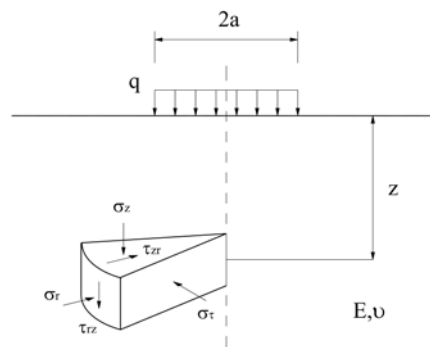


Figura 2.10.- Elemento diferencial en coordenadas cilíndricas

Aplicando estas hipótesis y para una geometría axisimétrica, Foster y Ahlvin [31] proponen soluciones para las tensiones verticales, radiales y tangenciales (z, r, τ) como se muestra en la Figura 2.11 y para las deflexiones, Figura 2.12.

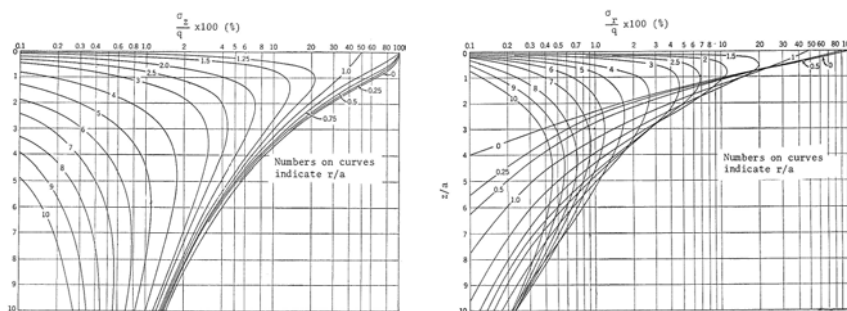


Figura 2.11.- Distribuciones de σ_z y σ_r para carga circular

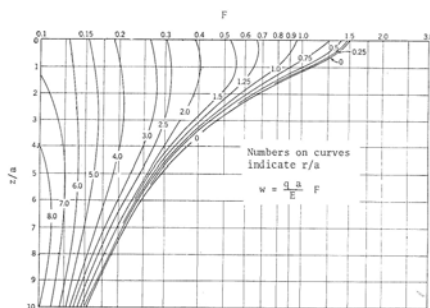


Figura 2.12.- Deflexiones verticales con carga circular

Las limitaciones de la teoría de Boussinesq son básicamente la asunción de elasticidad homogénea y constante en todo el dominio, algo que no se cumple debido a la heterogeneidad del suelo, y a que el módulo de elasticidad aumenta con el confinamiento del terreno.

Para tratar de solucionar este problema, se desarrollaron algunos métodos aproximados basados aún en la teoría de Boussinesq, subdividiendo el semiespacio en capas para las cuales se asume una variación del módulo de rigidez de la forma.

$$E = E_0(1 + \beta\Theta) \quad (2.5)$$

siendo E_0 el módulo elástico inicial, β es una constante referente al incremento del módulo de rigidez por unidad de invariante de tensiones, y Θ es el invariante de tensiones que adquiere la siguiente forma,

$$\theta = \sigma_z + \sigma_r + \tau + \gamma z(1 + 2K_0) \quad (2.6)$$

En consecuencia tenemos un módulo dependiente del estado tensional en cada capa, lo cual es mucho más realista que lo propuesto por Boussinesq en un principio. Este método fue utilizado por Vesic & Domashuck (1964) obteniendo resultados satisfactorios.

2.3.1.2. Teoría multicapa de Burmister

La teoría de Burmister se basa en la idea de que un firme es principalmente una estructura multicapa, con lo cual se trata de una teoría mucho más realista al considerar la disposición de las capas y sus propiedades (Figura 2.13). La teoría multicapa de Burmister [17] se basa en las siguientes hipótesis:

1. Cada una de las capas se considera homogénea e isotrópica, asumiendo un comportamiento elástico de módulo E y coeficiente de Poisson ν .
2. Las capas se consideran infinitamente extensas, sin peso propio.
3. Cada capa se caracteriza por un espesor h_i , salvo la última capa que posee un espesor infinito.
4. Consideramos una presión q en forma de carga circular de radio a situada en la capa superior.
5. Se han de garantizar la continuidad de tensiones y desplazamientos en las interfases de las capas, teniendo en cuenta la existencia o no de rozamiento entre las capas.

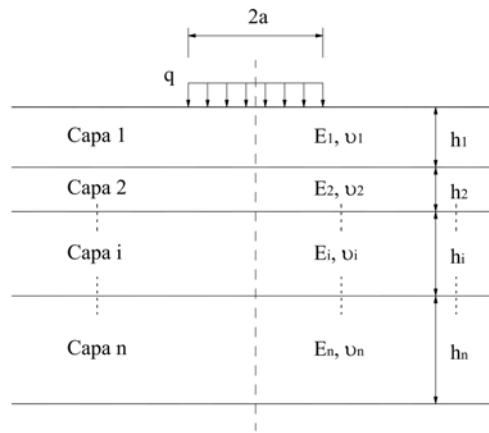


Figura 2.13.- Esquema multicapa. Teoría de Burmister

En la figura 2.14 se muestran curvas para las tensiones verticales en un sistema bicapa bajo carga circular de radio a , en función de la relación de módulos de elasticidad de ambas capas, y de la profundidad en relación al radio de la carga.

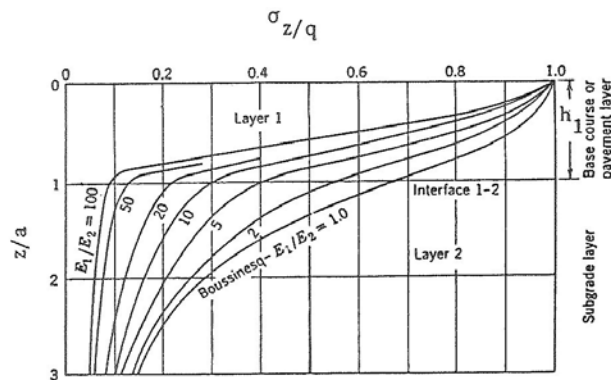


Figura 2.14.- Distribución de tensión vertical σ_z según Burmister

Además de las tensiones verticales, se ha empleado como criterio de diseño de pavimentos flexibles, las deflexiones en superficie. Burmister estableció que dichas deflexiones (ω_0) en un

sistema bicapa bajo carga q circular de radio a pueden expresarse a través de la siguiente expresión,

$$\omega_0 = 1,5 \frac{qa}{E_2} F_2 \quad (2.7)$$

siendo F_2 un factor multiplicador dependiente de la relación de módulos de elasticidad de ambas capas y de la altura h_1 de la capa superficial. El valor del parámetro F_2 se representa en la figura 2.15.

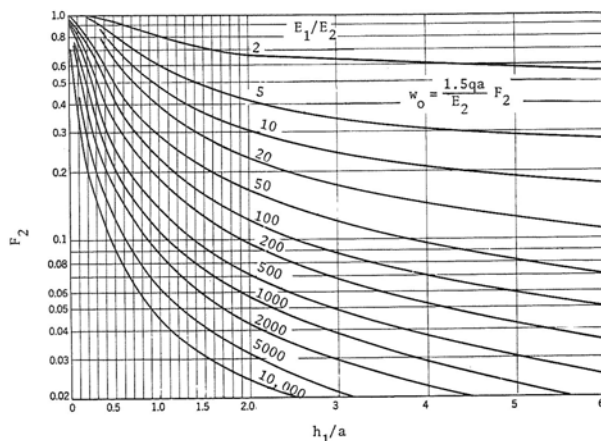


Figura 2.15.- Deflexiones verticales en superficie. Sistema bicapa

Burmister también estudia el caso particular de las deflexiones en la interfase. Éstas dependen de la relación de módulos de Young de ambas capas. Se muestra un caso particular para el cual ambas capas presentan la misma rigidez. El criterio de daño utilizado en este caso es la deformación a tracción en la fibra inferior de la capa asfáltica, y fue desarrollado por Huang en 1973. El valor crítico de dicha deformación se obtiene según la expresión,

$$\epsilon = \frac{q}{E} \cdot F_e \quad (2.8)$$

siendo F_e es un factor de deformación que se obtiene de un ábaco, que corresponde a la carga ocasionada por una rueda. Para carga por doble rueda o tándem, o bien distintos anchos de rueda, existen ábacos que proporcionan factores correctores, para el valor crítico de la deformación a tracción. En un principio la teoría multicapa fue desarrollada por Burmister para dos capas (1943) y posteriormente extendida para tres capas (1945).

La extrapolación del problema a un sistema tricapa se efectúa mediante las tablas de Jones (1962), que nos proporcionan las tensiones verticales, radiales y tangenciales en las interfases en función de cuatro valores,

$$k_1 = \frac{E_1}{E_2} \quad k_2 = \frac{E_2}{E_3} \quad A = \frac{a}{h_2} \quad H = \frac{h_1}{h_2} \quad (2.9)$$

Conocidas las tensiones en las interfases, podemos determinar tensiones y deformaciones en todo el dominio de cálculo.

2.3.2. Caracterización de las propiedades del betún. Modelos reológicos

El betún se considera una solución coloidal fruto de la mezcla de **asfaltenos**, compuestos orgánicos de elevado peso molecular y punto de ebullición y **maltenos**, compuestos de bajo peso molecular y punto de ebullición. Se emplea como material aglomerante en la conformación de mezclas bituminosas, en particular de mezclas asfálticas. La naturaleza coloidal del betún le confiere unas propiedades mecánicas específicas que se transmiten a las mezclas bituminosas de las cuales son un componente fundamental. En primer lugar, el betún presenta un comportamiento muy dependiente de la temperatura, por lo que este parámetro es inevitable en el estudio de su respuesta. En segundo lugar, el material presenta una respuesta dependiente del tiempo, caracterizado por una deformación permanente diferida en el tiempo bajo tensión, lo que permite hablar de las propiedades reológicas del material [34].

La reología del betún incluye el estudio teórico y experimental de las deformaciones producidas en el material debido al flujo bajo tensión, y debido a que es un condicionante esencial del comportamiento de las mezclas asfálticas, en muchas ocasiones se superpone el estudio de ambos. Tradicionalmente el comportamiento reológico del betún/asfalto se ha llevado a cabo a través de dos ensayos experimentales: ensayos de carga cíclica como el de compresión simple bajo carga dinámica, o ensayos de fluencia, o deformación bajo carga constante.

En el ensayo de compresión simple se somete al material a una carga de compresión que varía en el tiempo siguiendo una función sinusoidal con una frecuencia $\omega = 2\pi f$, lo que da como resultado una función de deformación igualmente sinusoidal con un cierto ángulo de decalaje δ debido a la viscosidad del material. Este ángulo varía entre $\delta = 0^\circ$ (comportamiento puramente elástico) y $\delta = 90^\circ$ (comportamiento puramente viscoso). Tensiones y deformaciones se expresan pues según las siguientes expresiones,

$$\left. \begin{array}{l} \sigma = \sigma_0 e^{i\omega t} \\ \epsilon = \epsilon_0 e^{i(\omega t - \delta)} \end{array} \right\} \rightarrow E^*(\omega) = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{\sigma_0}{\epsilon_0} e^{i\delta} = E_0 e^{i\delta} \quad (2.10)$$

siendo E^* el módulo de elasticidad dinámico o módulo complejo y δ el ángulo de desfase entre las curvas de tensión y deformación.

Las propiedades reológicas del material se describen a través de las curvas de $E^*(\omega)$ y $\delta(\omega)$ en función de la frecuencia ω . El ensayo se realiza para determinado rango de frecuencias y para una cierta temperatura (T). Este ensayo permite establecer expresiones matemáticas o modelos de comportamiento para las propiedades reológicas del material, asumiendo un comportamiento viscoelástico del mismo, con el objeto de predecir su respuesta. Los modelos desarrollados con este fin, han evolucionado notablemente a lo largo del tiempo, especialmente desde la aparición del cálculo computacional, y pueden clasificarse por su naturaleza empírico-analítica según sigue:

1. Métodos no lineales multivariables o nomogramas: Métodos esencialmente empíricos para determinar la rigidez del material bituminoso en función de determinadas variables.
2. Modelos empírico-algebraicos: Modelos matemáticos mediante los cuales se pretende reproducir el comportamiento del material, calibrando dichas expresiones a partir de curvas experimentales, típicamente curvas para el módulo complejo y el ángulo de desfase.
3. Modelos mecánicos: Se trata de modelos en los que las propiedades reológicas se representan mediante la combinación de modelos mecánicos sencillos. Los modelos así definidos llevan a expresiones constitutivas que permiten relacionar tensiones y deformaciones, y en último término calcular/predecir la evolución del módulo complejo y el ángulo de desfase.

Principio de superposición tiempo-temperatura

La caracterización del material asfáltico en función de la temperatura y para un rango amplio de frecuencias, requiere una notable cantidad de ensayos, con el coste económico asociado además del tiempo requerido. En el análisis del comportamiento del betún diversos investigadores han puesto de manifiesto la existencia de una relación entre la temperatura y la frecuencia, que se traduce en el *Principio de superposición tiempo-temperatura*. Dado un parámetro reológico (Θ) - típicamente el módulo dinámico (E^*) o el ángulo de fase (δ) - y obtenidas un serie de curvas (Θ_i) isotermas (T_i) para dicho parámetro en función de un rango reducido de frecuencias (ω_j), puede construirse una curva patrón para el parámetro Θ mediante la traslación en abscisas y superposición de dichas curvas (Θ_i).

La curva patrón así definida corresponde a una temperatura constante (T_{ref}) y arbitraria - habitualmente una de las temperaturas de ensayo - y abarca un rango mucho mayor de frecuencias, lo que permite extrapolar la respuesta del material para cualquier temperatura (T), a través de un factor a_T . Este factor a_T depende de cada temperatura y supone una traslación en frecuencias de la curva patrón en un gráfico $\Theta - \log\omega$, lo que se traduce en un factor multiplicador de las frecuencias. Para la determinación del factor $a_T \equiv a_T(T)$ existen varias formulaciones (Arrhenius, Fox, Log-linear) aunque la más habitual en la literatura es la propuesta por William, Landel y Frey [83] según el cual, el factor a_T puede expresarse como,

$$\log(a_T) = \frac{T - T_{\text{ref}}}{C_1 + C_2(T - T_{\text{ref}})} \quad (2.11)$$

para una frecuencia $\omega_{\text{ref}} = a_T\omega$, siendo T, T_{ref} las temperaturas de cálculo y de referencia de la curva patrón, y C_1, C_2 dos constantes dependientes de la temperatura de referencia T_{ref} escogida.

El principio de superposición es aplicable bajo dos hipótesis: El ensayo sobre el material se produce dentro del rango viscoelástico, y la temperatura de ensayo no supone cambios estructurales significativos, lo que excluye por ejemplo, aquellos casos en los que se produce un cambio de fase, o bien betunes altamente cristalinos, betunes con alto contenido de asfaltenos o betunes modificados. En estos casos, las curvas de ensayo obtenidas (Θ_i), no se superponen al mostrar quiebros o curvaturas incompatibles con la curva patrón.

2.3.2.1. Modelos no lineales multivariantes

En las décadas de los '50 y de los '60 se empleaban los llamados **métodos no lineales multivariantes o nomogramas** en los cuales se expresaba el módulo de rigidez (E) del betún en función de la temperatura y de la velocidad de carga a través de un vector de variables definidas "a priori". Las relaciones para la rigidez se establecen a partir de resultados experimentales. En la tabla 2.9 se muestran algunos de los nomogramas desarrollados:

Autor	Año	Características
Van der Poel	1954	$E \equiv E(PI, T_{RB}, T^a, \text{tiempo de carga})$
Van der Poel modificado	1964	$E_{\text{betun}} \rightarrow E_{\text{asfalto}}$
McLeod	1972	Susceptibilidad térmica del betún

Tabla 2.9.- Modelos multivariantes o nomogramas para betunes

El precursor en este campo fue Van der Poel [12], quien introdujo la idea de un módulo de rigidez del betún dependiente de la temperatura y del tiempo de carga. En 1954 presentó un modelo empírico en el cual las variables escogidas para determinar el módulo de rigidez son el índice de

penetración (PI) y el punto de reblandecimiento (T_{RB}). A partir de este último parámetro puede hallarse el valor de PI, para una cierta penetración (P) a una cierta temperatura (T) mediante la expresión,

$$\frac{20 - PI}{10 + PI} = 50 \cdot \frac{\log 800 - \log P}{T_{RB} - T} \quad (2.12)$$

Conocido el valor del índice de penetración (PI) el tiempo de carga y la temperatura relativa a T_{RB} el nomograma ofrece el módulo de rigidez (E) en N/m² (Figura 2.16).

El modelo multivariable es de uso sencillo y aplicable a un amplio rango de valores para las variables consideradas. Sin embargo presenta algunas limitaciones. Es un método totalmente empírico del que no se dispone una expresión matemática que permita implementarlo en un código de cálculo, a pesar de algunas aproximaciones que aparecen en la literatura [12]. Por otra parte, el nomograma no abarca la descripción de las propiedades reológicas de los betunes modificados.

Sobre este desarrollo se realizaron algunas modificaciones para relacionar el módulo de rigidez del asfalto con el módulo de rigidez del betún que ofrece el modelo (Van der Poel, 1964), o bien para tener en cuenta la susceptibilidad térmica del betún a través de un nuevo parámetro (PVN) que sustituye al índice de penetración (PI), y que se calcula a partir de la penetración a 25°C y su viscosidad a 135°C (McLeod, 1972).

2.3.2.2. Modelos empírico-algebraicos de comportamiento

Los modelos empírico-algebraicos o fenomenológicos pretenden ajustar la respuesta del material mediante una formulación matemática, dependiente de unos parámetros que es necesario calibrar a partir de datos experimentales. Este tipo de modelos asume el adecuado conocimiento de las propiedades reológicas del material, viene exclusivamente condicionado por la bondad de ajuste del comportamiento experimental obtenido.

En la tabla 2.10 se enuncian algunos de los modelos empírico-algebraicos existentes en la literatura. De algunos de los más significativos, se exponen a continuación las hipótesis y las ecuaciones propuestas por los diversos autores.

Modelo de Jongepier & Kuilman

Jongepier y Kuilman [39] proponen un modelo empírico en el cual se asume que el tiempo de relajación (τ) se distribuye según una distribución log normal dentro de un cierto espectro de valores, por lo que se define la función de probabilidad del tiempo de relajación como,

$$H_{\tau}(\tau) = \frac{G_g}{\beta\sqrt{\pi}} e^{-\frac{\ln(\tau/\tau_m)}{\beta}} \quad (2.13)$$

siendo τ el tiempo de relajación, G_g el módulo asintótico a altas frecuencias (2.14), β un parámetro de escala dependiente del material, correlacionado con la composición del betún, que ha de ajustarse mediante ensayos experimentales, y τ_m una constante de localización dentro del espectro de tiempos, definida según,

$$G_g = \int_{-\infty}^{\infty} H(\tau) d \ln \tau \quad (2.14)$$

$$\tau_m = \frac{\eta_0}{G_g} e^{\frac{\beta^2}{4}} \quad (2.15)$$

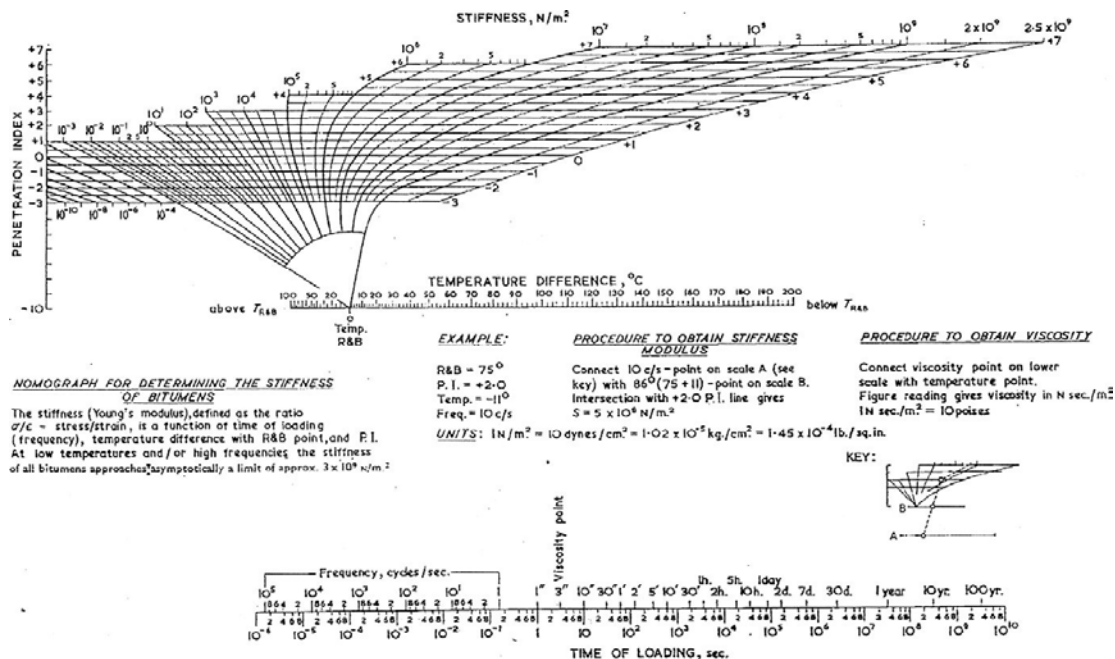


Figura 2.16.- Modelo multivariable de Van der Poel

Modelo empírico	Año
Jongepier & Kuilman	1969
Dobson	1969
Dickinson & Witts	1974
Christensen & Anderson (CA)	1992
Christensen, Anderson & Maresteanu (CAM)	1999
Christensen, Anderson & Maresteanu modificado	2001
Modelo fraccional	1985
Al-Qadi	2002
Función polinomial	2005
Función sigmoideal	2005
Función sigmoideal generalizada	2008
Método LCPC de construcción de curva patrón	2006
Modelo de predicción del módulo complejo y del ángulo de desfase	2007

Tabla 2.10.- Modelos empírico-algebraicos para betunes

A partir de estas hipótesis los autores obtienen expresiones para la parte elástica y viscosa del módulo complejo, en función de dos variables adimensionales $\chi = 2\beta^{-2}\ln\omega_r$ y $u = \ln\omega t$, siendo $\omega_r = \omega\eta_0/G_g$ una frecuencia adimensional,

$$G'(\chi) = \frac{G_g}{\beta\sqrt{\pi}} e^{-\left(\frac{\beta(\chi-1/2)}{2}\right)^2} \int_0^\infty e^{-\left(\frac{u}{\beta}\right)^2} \frac{\cosh(\chi+1/2)u}{\cosh u} du \quad (2.16)$$

$$G''(\chi) = \frac{G_g}{\beta\sqrt{\pi}} e^{-\left(\frac{\beta(\chi-1/2)}{2}\right)^2} \int_0^\infty e^{-\left(\frac{u}{\beta}\right)^2} \frac{\cosh(\chi-1/2)u}{\cosh u} du \quad (2.17)$$

El ángulo de desfase δ es la relación entre los módulos anteriores, $\tan\delta = G''/G'$.

El modelo de Jongepier y Kuilman es capaz de predecir con bastante aproximación las curvas patrón de los betunes para valores altos de β , perdiendo precisión para valores bajos. Por contra presenta la limitación de que la determinación del espectro de tiempo de relajación a partir de datos experimentales, no tiene solución única.

Modelo de Dickinson & Witts

Dickinson y Witt [29] desarrollaron expresiones analíticas a partir de ensayos experimentales con 14 betunes diferentes, para el módulo complejo G^* (2.18) y el ángulo de desfase δ , (2.19)

$$\log G_r^* = \frac{1}{2} \left[\log\omega_r - \sqrt{(\log\omega_r)^2 + 4\beta^2} \right] \quad (2.18)$$

siendo $G_r^* = G^*/G_g$ el módulo complejo relativo, y $\omega_r = \omega\eta_0 a_T/G_g$ la frecuencia relativa, en la cual se ha aplicado el factor a_T correspondiente al principio de superposición tiempo-temperatura, y β es un parámetro de escala definido como la distancia entre G_g y el módulo correspondiente a la frecuencia relativa unidad $\omega_r = 1$, y el ángulo de desfase δ ,

$$\delta = \delta' + \frac{\pi - 2\delta'}{4} \left[1 - \log\omega_r [(\log\omega_r)^2 + 4\beta^2]^{-1/2} \right] \quad (2.19)$$

siendo δ' un valor límite para el ángulo de desfase a frecuencia infinita. Las ecuaciones (2.18,??) permiten obtener una relación entre el módulo G_r^* ,

$$\log|G_r^*| = -\beta \left[\frac{2(\delta - \delta')}{\pi - 2\delta} \right]^{1/2} \quad (2.20)$$

Los errores estándar obtenidos con el modelo de Dickinson & Witt en escala logarítmica alcanzan un valor máximo del 10%. En general se trata de un modelo más simple y práctico que el presentado por Jongepier & Kuilman, o el modelo de Dobson, aunque presenta el inconveniente de que tanto G_g como la viscosidad se determinan estadísticamente, lo que lleva a sobrevalorar ambos valores.

Modelo de Christensen & Anderson

Christensen y Anderson desarrollaron un modelo empírico (CA) para describir el comportamiento reológico del betún en el marco de *Strategic Highway Research Program (SHRP)* [21]. El modelo se basa en la hipótesis de que la respuesta del betún puede definirse a partir de cuatro parámetros: El módulo G_g , la viscosidad en estado permanente η_{ss} , la frecuencia de cruce ω_c en la intersección de las asíntotas inicial y final de a curva, y un índice reológico R relacionado con la amplitud del espectro de tiempos de relajación. Para estos parámetros las ecuaciones propuestas por los autores para el módulo complejo y el ángulo de desfase son,

$$|G^*| = G_g \left[1 + \left(\frac{\omega_c}{\omega} \right)^{\frac{\log 2}{R}} \right]^{\frac{R}{\log 2}} \quad (2.21)$$

$$\delta = \frac{90}{1 + \left(\frac{\omega}{\omega_c} \right)^{\frac{\log 2}{R}}} \quad (2.22)$$

donde δ se expresa en grados sexagesimales, y el índice R puede expresarse a partir de las ecuaciones anteriores según la expresión,

$$R = \frac{(\log 2) \cdot \log \frac{|G^*|}{G_g}}{\log \left(1 - \frac{\delta}{90} \right)} \quad (2.23)$$

El modelo asume el principio de superposición tiempo-temperatura mediante la expresión de Williams et al. [83], es válido para un elevado rango de frecuencias y temperaturas, y proporciona resultados razonablemente buenos para valores del ángulo de desfase de $10^\circ < \delta < 70^\circ$, por el contrario, no es recomendable para valores de δ cercanos a 90° .

Con posterioridad, Anderson y Marasteanu [44] propusieron una modificación del modelo anterior (CAM) para mejorar el ajuste en los extremos del rango de frecuencias del betún. La redefinición de las ecuaciones para el módulo complejo G^* y el ángulo de desfase δ da lugar a las siguientes expresiones,

$$|G^*| = G_g \left[1 + \left(\frac{\omega_c}{\omega} \right)^\nu \right]^{-\frac{w}{\nu}} \quad (2.24)$$

$$\delta = \frac{90w}{1 + \left(\frac{\omega_c}{\omega} \right)^\nu} \quad (2.25)$$

siendo $\nu = (\log 2)/R$, y w un nuevo parámetro de escala que modela la velocidad a la que el módulo complejo G^* converge a sus asíntotas inicial y final ($G^* \rightarrow G_g$). Los autores no especificaron un modelo específico para la dependencia con respecto a la temperatura.

El nuevo modelo (CAM) presenta en general mejores aproximaciones que el modelo original (CA). Los mayores problemas de aproximación se dan en las asíntotas, hecho que los autores atribuyen a la dependencia de la composición del material, especialmente en betunes con elevado contenido de asfaltenos.

Zeng et al. [86] propusieron una generalización del modelo CAM, extendiendo su rango de aplicación desde los betunes hasta las mezclas asfálticas. El modelo considera el comportamiento del betún como un fluido viscoso, y del asfalto como un sólido viscoso, a través de dos valores de referencia para el módulo complejo G^* , que se aproxima mediante la siguiente función,

$$|G^*| = G_e + \frac{G_g - G_e}{\left[1 + \left(\frac{f_c}{f'} \right)^k \right]^{\frac{m_e}{k}}} \quad (2.26)$$

siendo G_g y G_e los valores asíntóticos del módulo complejo inicial (bajas frecuencias) y final (altas frecuencias), f_c un parámetro de localización equivalente a la frecuencia ω_c empleada en los modelos CA y CAM, f' es la frecuencia reducida; ambas frecuencias dependientes de la temperatura según el principio de superposición, y k y m_e dos parámetros de forma, el segundo de los cuales corresponde a la pendiente de la asíntota intermedia.

Por su parte el ángulo de desfase δ se calcula como,

$$\delta = 90I - (90I - \delta_m) \left[1 + \left(\frac{\log(f_d/f')}{R_d} \right)^2 \right]^{m_d/2} \quad (2.27)$$

siendo δ_m un ángulo de desfase constante a una frecuencia f_d , el valor de la frecuencia en el punto de inflexión, f' es la frecuencia reducida, y R_d y m_d son parámetros de forma. El parámetro I se asume como nulo para el caso de asfaltos, y en el caso de betunes $I = 0$ si $f > f_d$ y $I = 1$ si $f \leq f_d$.

El modelo propuesto por Zeng et al. proporciona un buen ajuste entre las curvas medidas y las predicciones del módulo complejo G^* , no así en el caso del ángulo de desfase, divergencias que son atribuidas en el caso de los asfaltos a la presencia de áridos, o bien a la diferente dependencia de la temperatura entre betunes y mezclas asfálticas.

Función Sigmoidal

En el año 2007 el departamento de ingeniería civil de la universidad de Maryland desarrolló en el marco del proyecto NCHRP (*National Cooperative Highway Research Program*) [48] una guía de diseño de pavimentos (*ME PDG, Mechanistical-Empirical Pavement Design Guide*) en base a modelos mecánicos-empíricos. En este proyecto se propone el empleo de la función sigmoidal para la aproximación del módulo complejo G^* , según la siguiente expresión:

$$\log|G^*| = \nu + \frac{\alpha}{1 + e^{\beta + \gamma \log \omega}} \quad (2.28)$$

siendo ν el valor de la asíntota inicial, ω es la frecuencia reducida, α es la diferencia entre las asíntotas inicial y final, β y γ son parámetros de forma de la curva entre las asíntotas y el punto de inflexión. Hay que notar que el modelo no propone una expresión para el ángulo de desfase δ , lo que limita la capacidad para explicar el comportamiento reológico del material.

2.3.2.3. Modelos mecánicos de comportamiento

Los modelos mecánicos o analógicos pretenden asimilar la respuesta del material bituminoso a un modelo complejo, definido a partir de la combinación de elementos simples cuya respuesta individual es conocida. En el caso del betún para el que se propone un comportamiento viscoelástico, los modelos mecánicos son la combinación de muelles que se comportan elásticamente y amortiguadores cuya respuesta es viscosa, lo que en ambos casos determina la relación tensión-deformación (Figura 2.17)

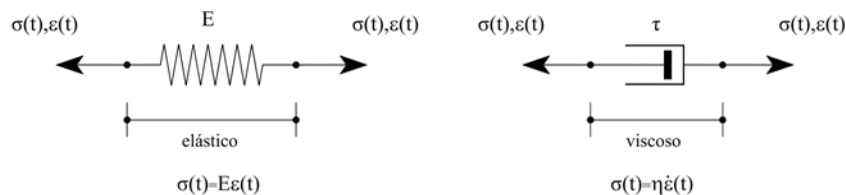


Figura 2.17.- Modelos mecánicos simples: Muelle elástico y amortiguador viscoso

Cada uno de los elementos confiere sus propiedades al modelo mecánico asociando el elemento elástico a las deformaciones reversibles, y el elemento viscoso a las deformaciones permanentes o diferidas en el tiempo. Cada uno de los modelos lleva implícita unas funciones de fluencia $D(t)$, $J(t)$ que expresan la deformación normal o tangencial obtenida en un ensayo a tensión normal o tangencial constante (ensayo de fluencia), y son los inversos de los módulos de rigidez a flexión y a cortante $E(t)$, $G(t)$, según las expresiones (2.29)

$$\epsilon(t) = D(t)\sigma \rightarrow D(t) = \frac{1}{E(t)} \quad (2.29)$$

$$\gamma(t) = J(t)\tau \rightarrow J(t) = \frac{1}{G(t)} \quad (2.30)$$

El hecho de que las propiedades del material se asocien a elementos mecánicos ofrece una base teórica más sólida para la simulación y predicción de la respuesta del material debido al anclaje en el terreno del análisis del fenómeno físico que se da en el proceso. Por esta razón los modelos mecánicos presentan una mayor versatilidad que los modelos empíricos, a pesar de lo cual, según algunos autores (Monismith et al.) ninguno de los modelos mecánicos disponibles puede representar el comportamiento de los betunes en su totalidad.

Algunos de los modelos mecánicos disponibles en la literatura se enuncian en la tabla 2.11, y se describen brevemente a continuación, junto con los parámetros que los componen, descontando las constantes a determinar para calibrar la función de dependencia con la temperatura.

Modelos mecánicos	Parámetros
Modelo de Maxwell	$\{E, \tau\}$
Modelo de Maxwell generalizado	$\{E_0, E_i, \tau_i, i = 1, \dots, n\}$
Modelo de Kelvin	$\{E, \tau\}$
Modelo de Kelvin generalizado	$\{E_0, \tau_0, E_i, \tau_i, i = 1, \dots, n\}$
Modelo de Burger	$\{E_0, \tau_0, E_1, \tau_1\}$
Modelo de Huet	$\{G_\infty, \eta, \tau, k, h\}$
Modelo de Huet-Sayegh	$\{G_0, G_\infty, \eta, \tau, k, h\}$
Modelo "2S2P1D"	$\{G_0, G_\infty, \eta, \tau, k, h, \beta\}$
Modelo DBN	$\{G_0, G_i, \eta_i, i = 1, \dots, n\}$

Tabla 2.11.- Modelos mecánico-analógicos para betunes

Modelos reológicos simples

Los modelos mecánicos más sencillos surgen de la combinación de un muelle y un amortiguador. Si ambos elementos se disponen en serie se obtiene un modelo o cadena de Maxwell (Figura 2.18). Por el contrario si la disposición es en paralelo, el modelo obtenido es el de Kelvin (Figura 2.19). Ambos modelos son simples en su utilización pero muy limitados, ya que únicamente son capaces de reproducir la respuesta reológica del betún para un rango reducido de frecuencias [85].

El modelo de Burger supone una cierta evolución con respecto a las cadenas sencillas, ya que se construye mediante la concatenación de ambos modelos simples. Los resultados obtenidos son adecuados en un rango de frecuencias mayor, pero adolecen de la misma falta de precisión para altas frecuencias, dando lugar a asíntotas prácticamente horizontales, que no ajustan la curva patrón cuya pendiente evoluciona más suavemente.

Ambos modelos - Maxwell y Kelvin - pueden generalizarse mediante la yuxtaposición en paralelo de cadenas de Maxwell (Figura 2.18) o en serie de modelos de Kelvin (Figura 2.19). El mayor número de parámetros es decir, de grados de libertad en el ajuste de la curva observada, ocasiona que estos modelos muestren un mayor grado de aproximación que sus correspondientes fracciones simples [85]. Esto se produce a costa de una mayor complejidad debido al mayor número de parámetros. La mejor aproximación proporcionada por estos modelos se extiende a un mayor

rango de frecuencias, a pesar de que la forma de la curva no varía sustancialmente, por lo que en el extremo superior de dicho rango el ajuste de la curva no es idóneo.

Modelo Huet-Sayegh

Inicialmente, Huet propuso un modelo reológico para reproducir las propiedades del betún y del asfalto [38]. El modelo consistía en un muelle colocado en serie con dos amortiguadores parabólicos caracterizados por dos constantes h, k , que determinan la función de fluencia de cada amortiguador. El modelo de Huet es equivalente a un modelo de Maxwell generalizado o bien un modelo de Kelvin generalizado con un número infinito de cadenas simples. La expresión para el módulo dinámico de corte es la siguiente,

$$G^* = \frac{G_\infty}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (2.31)$$

siendo G^* el módulo complejo, G_∞ el valor límite del módulo G^* , h, k son constantes del modelo, con $0 < h < k < 1$, y δ es un parámetro adimensional.

El modelo de Huet asume el principio de superposición para la dependencia con la temperatura, y tiene en cuenta la asimetría en la respuesta con respecto a las frecuencias.

Posteriormente, Sayegh propuso una generalización del modelo de Huet [74] añadiendo un elemento elástico en paralelo con el modelo de Huet. El modelo Huet-Sayegh en su forma más general consta según muestra la figura 2.21 de un muelle de parámetro E_0 correspondiente a la rigidez a corto plazo, en paralelo con un modelo de Huet, cuyo elemento elástico presenta una rigidez $E_\infty - E_0$, donde E_∞ es la rigidez a largo plazo, cumpliéndose que $E_\infty \gg E_0$. Los amortiguadores vienen caracterizados por sendas viscosidades η_1 y η_2 y tiempos de retardo τ_1 y τ_2 . La relación tensión-deformación en cada uno de los amortiguadores se expresa como,

$$\sigma_j = \frac{\eta_j}{\tau_j} (i\omega\tau)^{\alpha_j} \cdot \epsilon_j \quad , j = 1, 2 \quad (2.32)$$

siendo $\{0 < \alpha_j < 1\}$ el exponente de cada uno de los amortiguadores parabólicos, que en la formulación original adquiere la notación $\alpha_j = k, h$.

El tiempo de retardo τ_j en cada uno de los dispositivos amortiguadores se define como dependiente de la temperatura T . Pronk [70] propuso en 2005 una expresión para dicha dependencia, en función de tres constantes $\{a, b, c\}$, a determinar por regresión con los resultados obtenidos para diferentes temperaturas.

$$\tau = e^{a+bT+cT^2} \quad (2.33)$$

El modelo Huet-Sayegh en su formulación más general depende por tanto de seis parámetros $\{E_0, E_\infty, \eta_1, \eta_2, k, h\}$ y dos tiempos de retardo $\{\tau_1, \tau_2\}$.

En 1965 Huet había propuesto una simplificación del modelo de Huet asumiendo un solo tiempo de retardo $\tau = \tau_1 = \tau_2$ y fijando un valor para la viscosidad en el segundo amortiguador $\eta_2 = \tau \cdot (E_0 - E_\infty)$, con lo cual el número de parámetros a calibrar se reduce a cinco más un tiempo de retardo. En estas condiciones el módulo dinámico se expresa como,

$$E(\omega) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \frac{E_\infty - E_0}{\eta_1} \tau (i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h}} \quad (2.34)$$

Diversos autores como Xu y Solaimanian [85] han realizado estudios que muestran la versatilidad del modelo Huet-Sayegh para ajustar el módulo dinámico del material y el ángulo de decalaje δ

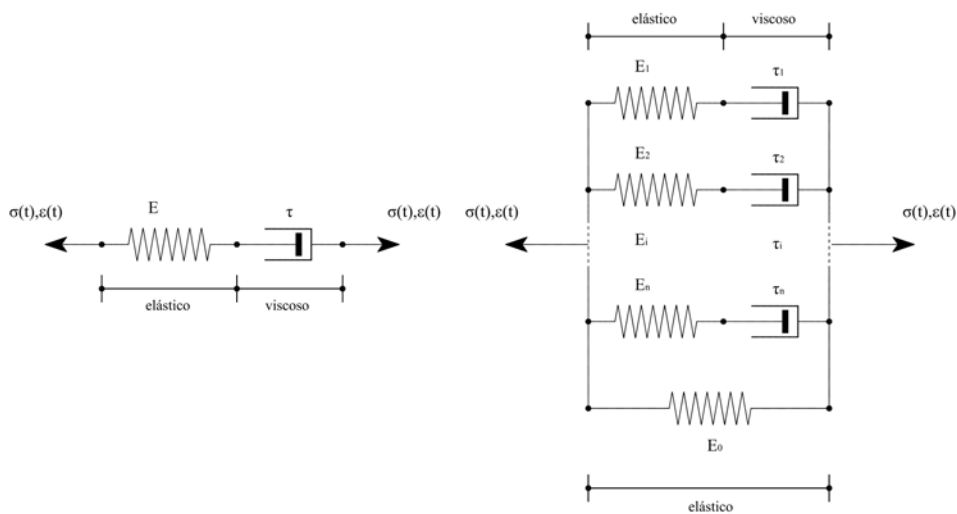


Figura 2.18.- Modelo de Maxwell y modelo generalizado de Maxwell

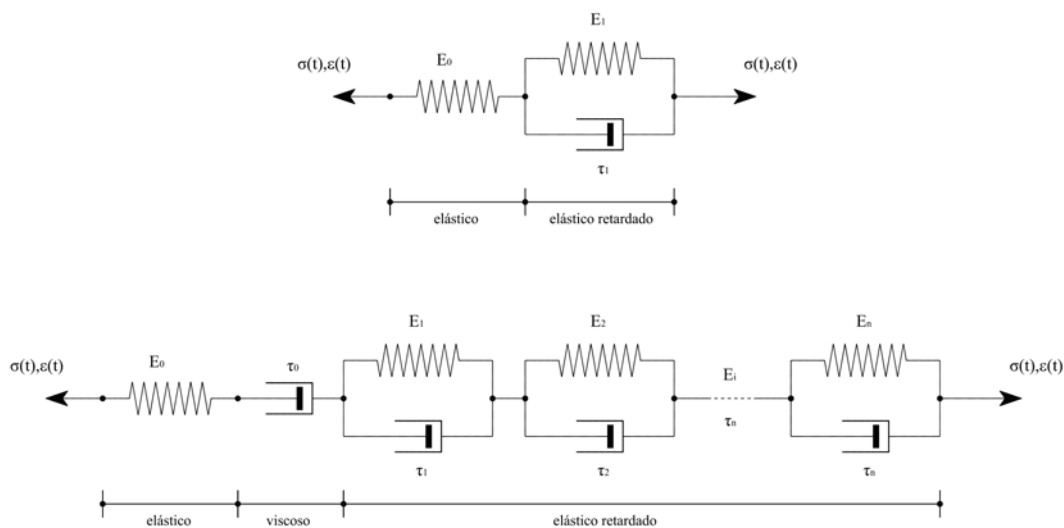


Figura 2.19.- Modelo de Kelvin y modelo generalizado de Kelvin

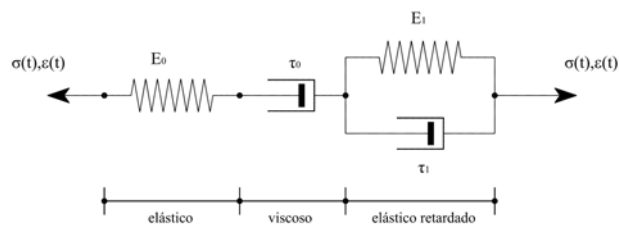


Figura 2.20.- Modelo de Burger

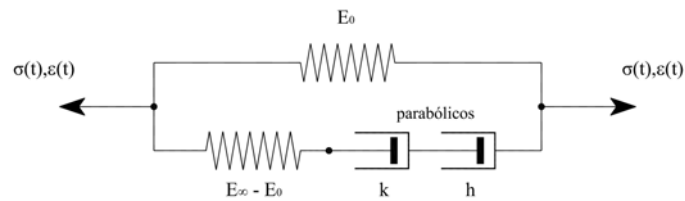


Figura 2.21.- Modelo Huet-Sayegh

entre la tensión y la deformación, para frecuencias reducidas, empleando un número reducido de parámetros, frente a otros modelos reológicos presentados anteriormente.

Modelo "2S2P1D"

En el año 2003 Olard y Benedetto [52] propusieron una extensión del modelo Huet-Sayegh denominado "2S2P1D (*two springs, two variables dashpots and one linear dashpot*)" añadiendo un amortiguador lineal en serie caracterizado por la constante β , que permite modelar la deformación permanente de la mezcla asfáltica en un problema unidimensional (Figura 2.22). La expresión del módulo complejo para este modelo viene a ser una extensión de la ecuación propuesta para el modelo Huet-Sayegh.

$$E^*(\omega) = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta(i\omega\tau)^{-k} + (i\omega\tau)^{-h} + (i\omega\tau\beta)^{-1}} \quad (2.35)$$

siendo β la constante del amortiguador lineal, y siendo el resto de constantes, análogas a las definidas anteriormente.

El modelo "2S2P1D" depende de siete parámetros, y presenta una notable capacidad para reproducir el comportamiento viscoelástico en pequeñas deformaciones y para un amplio rango de frecuencias. En algunos casos el valor de la rigidez a corto plazo E_0 se desprecia al ser muy inferior al valor a largo plazo E_∞ . Al igual que el modelo Huet-Sayegh asume al principio de superposición para la dependencia con la temperatura.

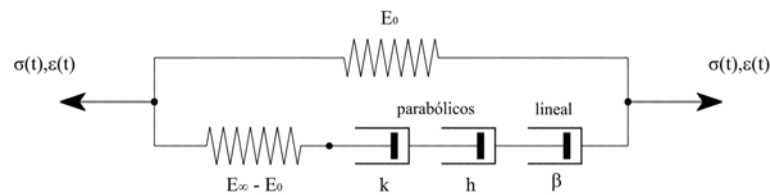


Figura 2.22.- Modelo "2S2P1D"

El modelo sin embargo presenta aún algunas limitaciones como la observada en el ajuste del ángulo de desfase para valores de éste en el intervalo $50^\circ < \delta < 70^\circ$, o en la simulación de curvas para betunes modificados, especialmente a altas temperaturas. Apuntando a este último problema, Olard y Benedetto introdujeron el denominado principio de superposición parcial tiempo-temperatura (PTTSP), aplicable exclusivamente a la curva del módulo complejo, y en el cual se tiene en cuenta que los betunes modificados se conforman habitualmente a temperaturas inferiores a 10° , lo que explica su condición de parcial.

En el año 2007 se presentó la formulación de este modelo termo-elástico-viscoplástico en tres dimensiones (Benedetto et al. [15]).

Modelo DBN

El modelo DBN fue desarrollado por Di Benedetto y Neifar en el año 2009 [28], para mezclas asfálticas, considerando comportamiento viscoelástico en pequeñas deformaciones, y flujo plástico para grandes deformaciones. El modelo consiste en un elemento elástico situado en serie con una yuxtaposición de n cadenas de Kelvin con parámetros variables, según se aprecia en la figura 2.23

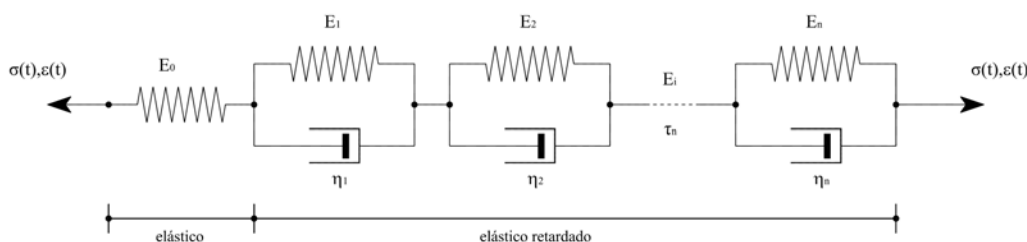


Figura 2.23.- Modelo DBN

La función del módulo complejo E^* puede expresarse como,

$$E^*(\omega) = \left(\frac{1}{E_0} + \sum_{i=1}^n \frac{1}{E_i + i\omega\eta_i} \right)^{-1} \quad (2.36)$$

siendo E_0 el módulo elástico del muelle en serie, E_i y $\eta_i(T)$ son el módulo de elasticidad del muelle y la viscosidad del amortiguador, definida como dependiente de la temperatura, respectivamente, de cada cadena de Kelvin. El número "n" de cadenas de Kelvin es arbitrario y un parámetro del modelo a definir.

Di Benedetto y Neifar emplearon el modelo "2S2P1D" expuesto anteriormente, para calibrar el modelo DBN más reciente, obteniendo un adecuado grado de aproximación, empleando un proceso de optimización para los parámetros. Sin embargo, según han contrastado algunos autores (Blab at al.), este procedimiento traslada la incertidumbre del modelo "2S2P1D" al modelo DBN.

2.3.3. Caracterización de las mezclas asfálticas

Numerosos estudios experimentales muestran que la respuesta de las mezclas asfálticas depende de factores como la temperatura o la velocidad de aplicación de carga. Además el material asfáltico se caracteriza por presentar deformaciones reversibles o elásticas e irreversibles o plásticas. Todos estos elementos condicionan el desarrollo de modelos constitutivos para la simulación y en último caso predicción del comportamiento del material asfáltico.

Diversos autores han afrontado esta tarea en los últimos años aplicando formulaciones propias de la mecánica de medios continuos. La componente recuperable de la deformación puede modelarse adecuadamente a través de formulaciones viscoelásticas, mientras que las deformaciones irrecuperables se modelan mediante un modelo viscoplástico, típicamente basado en la teoría de la viscoplasticidad de Perzyna [?],[69]. Investigadores como Seibi et al. (2001) o Masad et al. (2005,2007) implementaron formulaciones basadas en la viscoplasticidad para la simulación de las deformaciones permanentes en mezclas asfálticas.

Posteriormente se desarrollaron modelos acoplados para ambas componentes de la deformación, como los modelos propuestos por Saadeh (2007), Saadeh y Masad (2010) en los que la componente viscolástica se modela a través del modelo viscoelástico de Schapery [75], mientras que la componente viscoplástica se modela mediante el modelo de viscoplasticidad propuesto por Perzyna.

Sin embargo, bajo determinadas condiciones de carga, se producen en la mezcla asfáltica fenómenos de microfisuración y degradación de las propiedades de la mezcla. Este tipo de fenómenos no pueden ser reproducidos por los modelos anteriores, ya que la degradación de las propiedades del asfalto habitualmente responde a una formulación basada en un modelo de daño continuo. Lemaitre y Desmorat (2005), Masad et al. (2005) incluyeron una formulación de daño isótropo acoplado con un modelo viscoplástico para la modelación de mezclas asfálticas.

Schapery (1999) [76] modificó su anterior formulación viscoelástica con daño acoplado (1987) para incluir la viscoplasticidad. Este modelo es empleado en la actualidad para predecir la evolución del daño en materiales asfálticos, por diversos autores (Chebab et al., 2002; Underwood et al., 2006; Kim et al. [40]). Este modelo está basado en el principio de correspondencia elástico-viscoelástico, la definición de una pseudo-densidad de energía de deformación para modelar la evolución del daño, y el principio de superposición tiempo-temperatura ya explicitado en el apartado 2.3.2

Por el contrario, el modelo aludido presenta algunas limitaciones, ya que únicamente predice la evolución del daño a tracción, y por otro lado el tratamiento de la componente viscoelástica no tiene en cuenta la temperatura o el nivel de tensión.

En este apartado se dan cuenta de algunas formulaciones que actualmente son utilizadas para la modelación del comportamiento de las mezclas asfálticas, en las que se incluyen las anotaciones anteriores.

2.3.3.1. Modelo constitutivo termo-viscoelástico-viscoplástico-viscodañó

Masad et al. [47] proponen una extensión del modelo de Schapery, en que se tiene en cuenta la dependencia de las componentes de deformación con respecto a la temperatura y a la evolución del daño con respecto a aquella y a la velocidad.

El modelo de daño descrito asume la existencia de una configuración dañada (Ω) de área A , y otra configuración ($\bar{\Omega}$) no dañada de área \bar{A} , en las cuales se desarrollan las tensiones nominales σ y las tensiones efectivas $\bar{\sigma}$, relacionadas ambas a través de una variable de daño ϕ según las ecuaciones (2.37),

$$\phi = 1 - \frac{\bar{A}}{A} \rightarrow \bar{\sigma} = \frac{\sigma}{(1 - \phi)^2} \quad (2.37)$$

Las magnitudes tenso-deformacionales se escriben en la configuración no dañada $\bar{\Omega}$ también denominada efectiva. El modelo parte de la descomposición aditiva de la deformación en dos componentes: viscoelástica ϵ^{ve} y viscoplástica ϵ^{vp} .

$$\bar{\epsilon} = \bar{\epsilon}^{ve} + \bar{\epsilon}^{vp} \quad (2.38)$$

Para cada una de ellas se formulan unas hipótesis y se propone una formulación asociada que se expone de forma resumida a continuación.

Componente viscoelástica

La componente viscoelástica (recuperable) de la deformación ϵ^{ve} se modela a través de la formulación viscoelástica unidimensional de Schapery [75], que para el tiempo t propone la siguiente expresión,

$$\bar{\epsilon}^{ve,t} = g_0 D_0 \bar{\sigma}^t + g_1 \int_0^t \Delta D^{\psi^t} (\psi^t - \psi^\tau) \frac{dg_2 \bar{\sigma}^\tau}{d\tau} d\tau \quad (2.39)$$

siendo D_0 y ΔD^{ψ^t} las flexibilidades instantánea y transitoria, y g_0, g_1, g_2 parámetros no lineales dependientes de la tensión efectiva $\bar{\sigma}$ y de la temperatura T en un instante τ . g_0 modela la variación de la flexibilidad instantánea, g_1 modela los efectos no lineales en la flexibilidad transitoria, y g_2 modela el efecto de la velocidad de carga en la respuesta viscoelástica.

El parámetro ψ^t es un tiempo reducido definido según (2.40), dependiente de los factores reductores de temperatura a_T , de tensión o deformación a_s y ambiental a_e que tiene en cuenta la acción de factores ambientales como la humedad o el envejecimiento.

$$\psi^t = \int_0^t \frac{d\xi}{a_T a_s a_e} \quad (2.40)$$

La flexibilidad transitoria ΔD^{ψ^t} se expresa mediante su desarrollo en series de Prony,

$$\Delta D^{\psi^t} = \sum_{n=1}^N D_n [1 - e^{-\lambda_n \psi^t}] \quad (2.41)$$

siendo N el número de términos de la serie, y D_n es el n -ésimo coeficiente de la serie asociado al n -ésimo tiempo de retardo λ_n .

El autor considera la descomposición de la deformación recuperable en sus componentes volumétrica ($\bar{\epsilon}_{kk}^{ve}$) y desviadora ($\bar{\epsilon}_{ij}^{ve}$), relacionadas con la tensión volumétrica y desviadora a través de la siguiente expresión,

$$\bar{\epsilon}_{ij}^{ve} = \frac{1}{3} \bar{\epsilon}_{kk}^{ve} \delta_{ij} + \bar{\epsilon}_{ij}^{ve} = \frac{1}{9K} \bar{\sigma}_{kk} \delta_{ij} + \frac{1}{2G} \bar{S}_{ij} \quad (2.42)$$

siendo K el módulo de rigidez volumétrico y G el módulo de rigidez a cortante.

Sustituyendo (2.41) y (2.42) en (2.39) se obtienen las expresiones para cada una de las componentes de la deformación volumétrica y desviadora, en el tiempo t .

Componente viscoplástica

La componente viscoplástica (no recuperable) de la deformación se formula a partir del modelo de viscoplasticidad de Perzyna [68]. Las ecuaciones constitutivas se expresan en términos de las tensiones efectivas $\bar{\sigma}$ en la configuración no efectiva (no dañada). Derivando la ecuación (2.38) respecto del tiempo se obtienen las variaciones temporales de ambas componentes de deformación,

$$\dot{\bar{\epsilon}} = \dot{\bar{\epsilon}}^{ve} + \dot{\bar{\epsilon}}^{vp} \quad (2.43)$$

La variación temporal se expresa mediante la forma clásica de la regla de flujo viscoplástico,

$$\dot{\bar{\epsilon}}^{vp} = \dot{\gamma}^{vp} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (2.44)$$

siendo $\dot{\gamma}^{vp}$ el multiplicador viscoplástico, y g la función de potencial viscoplástico. El multiplicador viscoplástico se calcula a partir de un parámetro de viscosidad Γ^{vp} , y una función de sobretensión $\Phi(f)$ donde f es la función de fluencia, siguiendo la formulación propuesta por Perzyna [69]. La superficie de fluencia escogida es la de Drucker-Prager que tiene en cuenta tanto el nivel de confinamiento como la fricción entre los componentes del material. En el modelo presentado, se ha considerado una modificación en la superficie de fluencia (Dessouky, 2005) para distinguir el estado de compresión y de tracción. La función f queda definida como sigue,

$$f = F(\bar{\sigma}) - \kappa(\epsilon_{ef}^{vp}) = \bar{\tau} - \alpha \bar{I}_1 - \kappa(\epsilon_{ef}^{vp}) \quad (2.45)$$

siendo α un parámetro material relacionado con la fricción interna, $\kappa(\epsilon_{ef}^{vp})$ la función de endurecimiento dependiente de una deformación plástica efectiva ϵ_{ef}^{vp} , I_1 es el primer invariante tensional, y τ es la tensión desviadora efectiva, parámetro en el que se introduce la distinción entre tracción y compresión, definido como,

$$\bar{\tau} = \frac{\sqrt{\bar{J}_2}}{2} \left[1 + \frac{1}{d} + \left(1 - \frac{1}{d} \right) \frac{\bar{J}_3}{\sqrt{\bar{J}_2^3}} \right] \quad (2.46)$$

siendo \bar{J}_2 y \bar{J}_3 el segundo y tercer invariantes invariables del tensor desviador de tensiones efectivas, y d es un parámetro que expresa el ratio entre tensión uniaxial a tracción y a compresión, y está acotado por la expresión $0,778 \leq d \leq 1,0$ para asegurar la convexidad de la superficie de fluencia propuesta.

Por su parte, la función de endurecimiento κ se expresa como una función exponencial de la deformación plástica efectiva, según la siguiente expresión dependiente de tres parámetros materiales $\kappa_0, \kappa_1, \kappa_2$,

$$\kappa = \kappa_0 + \kappa_1 [1 - e^{-\kappa_2 \bar{\epsilon}_{ef}^{vp}}] \quad (2.47)$$

mientras que la deformación plástica efectiva ϵ_{ef}^{vp} se expresa a través de su ley de evolución como,

$$\dot{\epsilon}_e^{vp} = \left(1 + 2 \left(\frac{1,5 + \beta}{3 - \beta} \right)^2 \right)^{-\frac{1}{2}} \sqrt{\dot{\epsilon}^{vp} \dot{\bar{\epsilon}}^{vp}} \quad (2.48)$$

Formulación del modelo de daño

La principal aportación de este modelo con respecto a sus precedentes es inclusión de la dependencia de la temperatura, y de la velocidad de carga además del nivel tensional, en la evolución de la variable de daño. Estas condiciones se traducen en una expresión para la variación temporal de la variable de daño como la siguiente,

$$\dot{\phi} = \Gamma^\phi e^{k \bar{\epsilon}_{ef}} G(T) \quad (2.49)$$

siendo $\dot{\epsilon}_{ef}$ la deformación total efectiva calculada como $\dot{\epsilon}_{ef} = \sqrt{\dot{\bar{\epsilon}}_{ij} \cdot \dot{\bar{\epsilon}}_{ij}}$, k es un parámetro material, $G(T)$ es una función que controla la dependencia de la evolución del daño con la temperatura, comentada más adelante, y Γ^ϕ es el parámetro de viscosidad con daño del modelo definido como,

$$\Gamma^\phi = \Gamma_0^\phi \left(\frac{Y}{Y_0} \right)^q \quad (2.50)$$

siendo Γ_0 una viscosidad de referencia, q un parámetro que modela la dependencia del estado tensional, e Y y Y_0 son variables dependientes del estado tensional, a través de la superficie de fluencia modificada de Drucker-Prager ya mencionada,

$$Y = \tau - \alpha I_1 \quad (2.51)$$

siendo τ la variable especificada en la ecuación (2.46). En definitiva, la ley de evolución de la variable de daño se define en la ecuación (2.52) en su forma más explícita, en la configuración efectiva, y en la que se observa la dependencia de esta variable con respecto al estado tensional, la velocidad de carga y la temperatura.

$$\dot{\phi} = \Gamma_0^\phi \left[\frac{\bar{Y}(1 - \phi)^2}{Y_0} \right]^q e^{k \bar{\epsilon}_{ef}} G(T) \quad (2.52)$$

Calibración del modelo

La formulación del modelo propuesto por Masad et al. depende de múltiples parámetros que requieren de un procedimiento de calibración que especifica el propio autor, y que se basa en el empleo de dos tipos de ensayos experimentales. La componente viscoelástica y los parámetros asociados a la misma se calibran mediante ensayos de fluencia con descarga, asumiendo que en la fase de descarga la evolución de las variables de plasticidad y de daño es nula o despreciable.

Detrayendo la componente viscoelástica de la respuesta, se obtiene la componente viscoelástica de la cual se pueden obtener los parámetros asociados a dicha formulación. Al no producirse una evolución apreciable del daño en el test de fluencia con descarga, el procedimiento de calibración se completa con un segundo ensayo, el de fluencia. En este ensayo el tiempo de carga es suficientemente elevado, dando lugar a la fase secundaria y terciaria de la curva de fluencia, en la cual se produce el deterioro del material, por lo que este ensayo permite calibrar la evolución de los parámetros asociados al modelo de daño. Los parámetros a calibrar y su localización en la formulación se resumen en la tabla 2.12.

Formulación	Parámetros
Mecánicos	K, G, ν
Viscoelásticos	$N, D_0, D_i, \lambda_i, i = 1, \dots, N, g_0, g_1, g_2$
Viscoplásticos	$\alpha, \beta, \kappa_0, \kappa_1, \kappa_2$
Dependencias	a_T, a_s, a_e

Tabla 2.12.- Parámetros del modelo viscoelástico-viscoplástico-viscodaño.

La dependencia del modelo con respecto a la temperatura se afronta mediante el principio de superposición tiempo-temperatura (2.3.2) aplicado a los dos ensayos mencionados realizados a diferentes temperaturas. Dicha dependencia se inserta en la formulación a través de las funciones y/o parámetros dependientes de T y un pseudotiempo de integración obtenido mediante el factor a_T de modo que $\Delta t^* = \Delta t/a_T$. En la componente viscoelástica la dependencia con la temperatura se introduce mediante los parámetros g_0, g_1, g_2 (2.39), y el tiempo reducido ψ^t (2.40). En la componente viscoplástica la dependencia de la temperatura se tiene en cuenta integrando la deformación plástica con el pseudotiempo Δt^* , mientras que en la formulación del daño, la ley de evolución del daño (2.49) incorpora la función $G(T)$ que se define como $G(T) = 1/a_T$. Notar que el modelo asume el mismo valor del coeficiente a_T en ambas componentes viscoelástica y viscoplástica según sugiere el estudio experimental de Schwartz (2002).

Tanto el factor a_T , como las funciones g_i de la ecuación de Schapery (2.39), como la función $G(T)$ se expresan en función de una temperatura de cálculo T_c y una temperatura de referencia T_{ref} a través de la aproximación exponencial de Arrhenius, que para una magnitud genérica Ω adopta la siguiente forma,

$$\Omega_j(T) = e^{-\theta_j(1 - \frac{T}{T_{ref}})} \quad (2.53)$$

siendo θ_j un parámetro de interpolación a determinar para cada magnitud $\Omega_j \equiv a_T, G(T), g_i, i = 0, 1, 2$.

El modelo propuesto por Masad et al. (2011) fue calibrado mediante ensayos de fluencia con y sin descarga mostrando una notable adecuación a los resultados experimentales, salvo en el caso de los ensayos a altas temperaturas, en los que la interpolación de los parámetros dependientes de ésta muestran algunas limitaciones.

Posteriormente, el modelo fue empleado para reproducir el comportamiento del material asfáltico frente al ensayo de tracción uniaxial a velocidad constante, a diferentes velocidades, mostrando

la capacidad del modelo para captar las diferentes respuestas a diferentes velocidades de ejecución del ensayo. Ese modelo ha sido implementado en un código comercial (ABAQUS), a través de una subrutina de usuario para definición de los materiales (UMAT).

2.4. Códigos computacionales para análisis y diseño de pavimentos flexibles

Muchos de los desarrollos anteriormente expuestos se traducen en códigos de cálculo para el diseño y análisis de pavimentos flexibles, incorporando parámetros de funcionalidad, fiabilidad, solicitaciones dinámicas, variación de la temperatura, etc. Se trata de las herramientas actualmente empleadas en este ámbito por lo que merece la pena apuntar algunas de las más relevantes y sus prestaciones, como se muestra en la tabla 2.13.

Código	Autor	Año	Características
VESYS	Federal Highway Administration	1978	Sistema de tres capas con asfalto viscoelástico Incorpora el índice de servicio y la fiabilidad al diseño.
Illi-PAVE	Universidad de Michigan	1985	Elasticidad no lineal y dependiente del nivel de tensión. Problema axisimétrico
Mich-PAVE	Universidad de Michigan	1989	Predicción de la fatiga y de las deflexiones en firmes. Problema axisimétrico
ELSYM5	Univ California, Berkeley	1986	Sistema de cinco capas de material elástico, y cargas múltiples
Kenlayer	Y.H. Huang	2003	Sistema multicapa, comportamiento elástico, cargas con ejes múltiples
ViscoRoute	École nationale des Ponts et Chaussées	2005	Teoría multicapa de Burmister. Modelo viscoelástico de Huet-Sayegh [30]
VeRoad	Universidad de Delft	2005	Cálculo multicapa. Modelo viscoelástico de Burger [36]
ABAQUS	Masad et al.	2008	Modelo viscoelástico, viscoplástico, viscodañado

Tabla 2.13.- Códigos de cálculo para el análisis estructural de pavimentos asfálticos

Capítulo 3

Formulación de un modelo viscoplástico dependiente de la velocidad de deformación

3.1. Introducción

El estudio del comportamiento de las mezclas asfálticas va indisolublemente unido a su estudio experimental. Y es precisamente el análisis experimental el que proporciona algunas constataciones acerca de las características de su respuesta, aspectos determinantes en la modelación constitutiva del material. Ésta ha de tener en cuenta factores como la dependencia en el tiempo de la respuesta (viscosidad) o el ablandamiento o pérdida de resistencia del material una vez superado cierto valor de tensión o nivel de fluencia (softening). Se trata de aspectos ampliamente contemplados en la literatura existente, mediante formulaciones mencionadas en el capítulo 2 de esta tesis, en el intento de obtener cada vez con mayor precisión, simulaciones numéricas para predecir el comportamiento del material.

Con estos antecedentes, se ha considerado para la formulación de un modelo constitutivo para mezclas asfálticas un modelo constitutivo viscoplástico como base por su versatilidad para reproducir las propiedades fundamentales del material: la existencia de deformaciones permanentes y la dependencia del tiempo. El modelo viscoplástico puede ser considerado como una generalización de los modelos de plasticidad y de viscoelasticidad, lo que dota a la formulación de un cierto grado de libertad para simular el comportamiento de los materiales. De hecho estos comportamientos extremos son una de las propiedades a validar en la formulación propuesta.

A pesar de que la formulación surge del estudio de las mezclas asfálticas recicladas, la versatilidad del modelo debidamente calibrado permite la simulación de numerosos comportamientos constitutivos complejos, compuestos por una componente plástica y otra componente viscosa. Esta pretensión de generalidad ha permitido la aproximación en este trabajo a la simulación del comportamiento de otros materiales con propiedades asimilables, en los que pueden apreciarse ambas vertientes - plástica y viscosa - cuyos resultados se incluyen también en este trabajo.

Las evidencias experimentales sirven de fundamento para las hipótesis establecidas para el modelo y juegan un papel esencial en la fase de calibración del mismo y se precisan con mayor detalle en el capítulo 4 de esta tesis. Atendiendo a los puntos clave de la formulación del modelo, las hipótesis realizadas pueden resumirse según los siguientes puntos.

- El rango elástico en el comportamiento del material no es significativo para las cargas que habitualmente soporta el material, como puede observarse en las curvas de respuesta del ensayo de tracción directa [32]. Esto relativiza la importancia de la tensión límite de fluencia, entendida como el valor tensional a partir del cual se producen deformaciones irreversibles. La primera constatación experimental implica que la respuesta del material es constitutivamente no lineal en su mayor parte.
- Las pruebas experimentales someten a una probeta de material a una carga de tracción a través de un desplazamiento prescrito, a diferentes velocidades de carga, para las cuales, se observan diferentes respuestas, lo que lleva a relacionar la respuesta del material asfáltico con la velocidad de carga. En el modelo propuesto se asume que la velocidad de aplicación de carga se traduce en velocidad de deformación experimentada en todo el dominio, en cada punto de cálculo.

Esta segunda constatación lleva a considerar la velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$) como una variable significativa del modelo, con la pretensión de caracterizar la respuesta con mayor globalidad y precisión.

3.2. Modelo reológico

Las anteriores consideraciones experimentales llevan a proponer como hipótesis básicas del modelo, la dependencia de algunas de las variables mecánicas del modelo respecto de ($\dot{\epsilon}$). Para definir dicha dependencia se ha escogido como representativo del tensor $\dot{\epsilon}$, un valor escalar ($\dot{\epsilon}$) dependiente del mismo y del estado tensional. De todo ello se da cuenta en el apartado 3.5.3. Las hipótesis en cuanto a las magnitudes dependientes se formulan a continuación:

1. Se asume el valor del módulo de elasticidad (E) como dependiente de ($\dot{\epsilon}$). Esta propiedad puede ser representada mediante una cadena de Maxwell formada por un muelle de rigidez constante colocado en serie con un amortiguador.
2. Se asume que el valor de la viscosidad – o equivalentemente el tiempo de retardo – es variable en función de ($\dot{\epsilon}$). Esta idea se traduce en que la respuesta en términos de retardo es diferente dependiendo de la velocidad en la que se aplica la carga, o bien en función de la velocidad de deformación evaluada en cada punto.

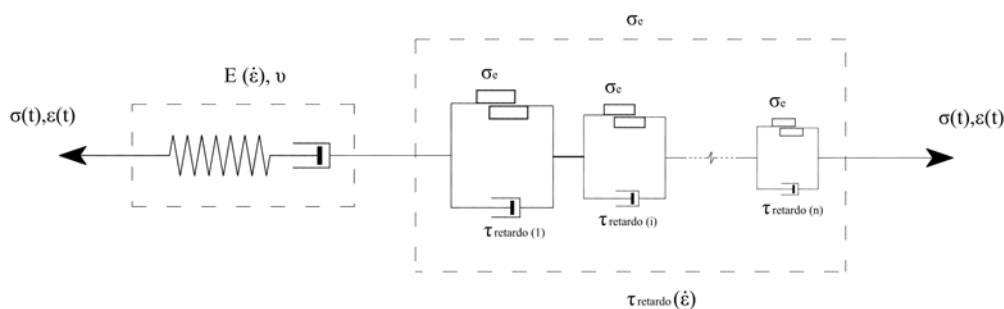


Figura 3.1.- Esquema reológico del modelo

Este fenómeno puede representarse mediante una cadena de n elementos en serie, formados cada uno de ellos por un elemento de fricción de límite elástico σ_e y un amortiguador de tiempo de retardo τ_i , colocados en paralelo.

En la figura 3.1 se muestra un esquema del modelo reológico empleado en el que se resumen las hipótesis básicas propuestas anteriormente. el modelo considera además la aditividad de las componentes de deformación elástica y (visco-)plástica, definidas en la teoría de la plasticidad [78]. El modelo y sus hipótesis básicas pueden resumirse en un modelo reológico simplificado formada por un muelle cuyo módulo de Young es dependiente de la velocidad de deformación y representa la componente viscoelástica [25], y una cadena formada por un amortiguador con viscosidad ξ y un elemento de fricción con límite elástico σ_e . La viscosidad del amortiguador es igualmente variable con la velocidad de deformación por lo que su activación depende de la velocidad de aplicación de carga. El modelo reológico simplificado aludido se muestra en la Figura 3.2.

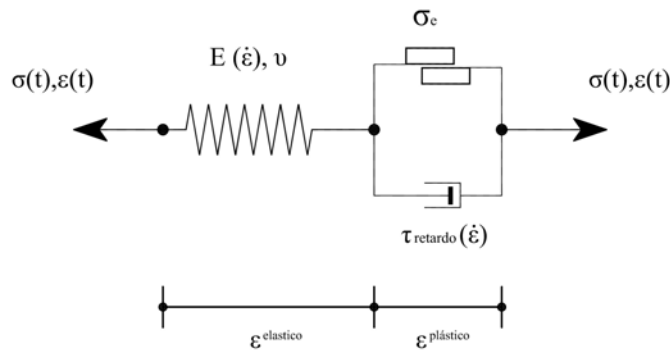


Figura 3.2.- Modelo reológico simplificado

El modelo constitutivo propuesto se define en el marco de la mecánica de medios continuos, por lo cual la formulación del mismo requiere el cumplimiento de las ecuaciones de balance y de los principios básicos de la termodinámica, que garantizan la consistencia mecánica y energética de la formulación, y que brevemente se presentan a continuación.

3.3. Ecuaciones de balance

Sea V un volumen material continuo, y sean V_t y $V_{t+\Delta t}$ las configuraciones del volumen V en los instantes de tiempo t y $t + \Delta t$. Sea ∂V la frontera del volumen V . Sea $\mathbf{x}(\mathbf{X}, t)$ una función de movimiento para la partícula \mathbf{X} que en el instante inicial $t = 0$ ocupaba la posición \mathbf{X} en el espacio. Sea $\mathbf{u}(\mathbf{X}, t)$ un campo de desplazamientos, definido como,

$$\mathbf{u}(\mathbf{X}, t) = \mathbf{x}(\mathbf{X}, t) - \mathbf{X} \quad (3.1)$$

Sea $\mathbf{v}(\mathbf{X}, t)$ un campo de velocidades, que proporciona la velocidad del punto material \mathbf{X} en cada instante de tiempo t .

3.3.1. Ecuación de conservación de la masa

El principio de conservación de la masa establece que la masa del medio continuo no varía. La variación de la masa para un volumen V puede expresarse como,

$$\frac{d}{dt} \int_V \rho dV \quad (3.2)$$

siendo ρ la densidad en el volumen dV .

El principio de la conservación de la masa se traduce en una ecuación de continuidad expresada en su forma espacial para cualquier punto \mathbf{x} como,

$$\frac{d\rho}{dt} + \rho \cdot \nabla \cdot \mathbf{v} = 0 \quad (3.3)$$

La ecuación de conservación de la masa en su forma material expresa la relación de densidades entre la configuración inicial en el instante t y la configuración actualizada en $t + \Delta t$, según sigue,

$$\rho_0 = \rho \cdot |\mathbf{F}| \quad (3.4)$$

siendo \mathbf{F} el gradiente material de la deformación definido como,

$$\mathbf{F} = \frac{\partial \mathbf{x}}{\partial \mathbf{X}} \quad (3.5)$$

3.3.2. Ecuación de conservación del momento lineal

La ecuación de balance del momento lineal se deriva directamente de la segunda ley de Newton, y establece que la resultante \mathbf{F} de fuerzas actuantes sobre un volumen material V , es igual a la variación temporal de su cantidad de movimiento (\mathbf{P}),

$$\mathbf{F} = \frac{dP(t)}{dt} = \frac{d}{dt} \int_V \rho \mathbf{v} dV = \int_V \rho \frac{d\mathbf{v}}{dt} dV \quad (3.6)$$

Sobre el volumen material V actúan fuerzas de tipo másico \mathbf{b} y sobre su frontera ∂V actúan fuerzas de superficie representadas por el vector \mathbf{t} , por lo que la resultante de fuerzas sobre V se calcula en cada instante como,

$$\mathbf{F} = \int_V \rho \mathbf{b} dV + \int_{\partial V} \mathbf{t} \cdot dS \quad (3.7)$$

Teniendo en cuenta que el vector \mathbf{t} se obtiene según la expresión $\mathbf{t} = \sigma \cdot \mathbf{n}$, a partir del tensor de tensiones de Cauchy σ , y para una dirección normal dada por el vector \mathbf{n} , y empleando el teorema de la divergencia, la resultante de fuerzas actuantes sobre el volumen V se tiene que,

$$\mathbf{F} = \int_V \rho \mathbf{b} + \nabla \sigma dV \quad (3.8)$$

En consecuencia, el balance de momento lineal se expresa según sigue,

$$\int_V (\rho \mathbf{b} + \nabla \sigma) dV = \int_V \rho \frac{d\mathbf{v}}{dt} dV \quad \forall dV \subset V \quad (3.9)$$

La expresión anterior es válida para cualquier subvolumen dV , en particular para cada punto \mathbf{x} , por lo que la expresión local del balance de momento lineal se expresa según la ecuación,

$$\nabla \sigma + \rho \mathbf{b} = \rho \frac{d\mathbf{v}}{dt} \quad \forall \mathbf{x} \in V \quad (3.10)$$

Para el caso particular en el que el medio continuo se encuentra en equilibrio estático, las aceleraciones se anulan, con la que la ecuación 3.10 resulta en,

$$\nabla \sigma + \rho \mathbf{b} = \mathbf{0} \quad \forall \mathbf{x} \in V \quad (3.11)$$

3.3.2.1. Forma débil de la ecuación de balance de momento lineal

Los métodos numéricos se basan en principios variacionales para la resolución de fenómenos físicos expresados mediante ecuaciones de balance, que llevan a la expresión de la forma integral o forma débil de las mismas. Para determinar la forma débil de la ecuación de balance de momento lineal se definen unas funciones de peso $\eta \in \mathbb{V}$ donde \mathbb{V} es el espacio lineal, de funciones de peso que cumplen las condiciones de contorno, es decir,

$$\mathbb{V} = \{\eta : V \rightarrow \mathbb{R} \mid \eta|_{\partial_u V} = 0\} \quad (3.12)$$

siendo $\partial_u V$ el subconjunto de la frontera del volumen V sobre la cual la función de desplazamientos $\mathbf{u}(\mathbf{X}, t)$ adquiere valores prescritos $\bar{\mathbf{u}}$, siendo $\partial_\sigma V$ el subconjunto de la frontera del volumen V sobre la cual se aplican tensiones prescritas, de modo que se cumple,

$$\partial V = \partial_u V \cup \partial_\sigma V \quad (3.13)$$

Multiplicando la forma local de la ecuación de balance de momento lineal por las funciones de forma η e integrando en todo el volumen V , se obtiene,

$$\int_V \nabla \sigma \eta + \rho \mathbf{b} \eta dV = \int_V \rho \frac{d\mathbf{v}}{dt} \eta dV \quad (3.14)$$

Integrando por partes el primer término, aplicando el teorema de la divergencia y considerando que las funciones de peso η se anulan en el subdominio $\partial_u V$, se obtiene la forma débil de la ecuación de balance.

$$\int_V \sigma \cdot \nabla \eta^S dV - \int_V \rho \mathbf{b} \eta dV - \int_{\partial_\sigma V} \mathbf{t} \cdot \mathbf{n} dS = \int_V \rho \frac{d\mathbf{v}}{dt} \eta dV \quad (3.15)$$

donde $\nabla \eta^S$ es la parte simétrica del gradiente $\nabla \eta$ ya que σ es un tensor simétrico. Ésta última afirmación se obtiene de la ecuación de balance de momento angular [16]. La ecuación 3.15 se puede descomponer en tres términos:

$$f^{mas} = \int_V \rho \frac{\partial \mathbf{v}}{\partial t} \eta dV \quad (3.16)$$

$$f^{int} = \int_V \sigma \cdot \nabla \eta^S dV \quad (3.17)$$

$$f^{ext} = \int_V \rho \mathbf{b} \eta dV - \int_{\partial_\sigma V} \mathbf{t} \cdot \mathbf{n} dS \quad (3.18)$$

donde cada uno de los términos anteriores se interpreta como,

- f^{mas} es el término de fuerzas másicas, derivado de las aceleraciones en el volumen V , término que se anula en el caso de problema estático.
- f^{int} es el término de fuerzas internas producidas en el medio continuo.
- f^{ext} es el término de fuerzas externas aplicadas sobre el medio continuo.

En el caso de equilibrio estático, las fuerzas inerciales o másicas son despreciables por lo que la ecuación de equilibrio queda,

$$\int_V \sigma \cdot \nabla \eta^S dV - \int_V \rho \mathbf{b} \eta dV - \int_{\partial_\sigma V} \mathbf{t} \cdot \mathbf{n} dS = \mathbf{0} \quad (3.19)$$

3.3.3. Ecuación de balance de la potencia mecánica

Se define la potencia mecánica entrante o introducida (P_{ext}) en el volumen V , como el trabajo por unidad de tiempo realizado por las fuerzas externas sobre el volumen V , y se calcula como,

$$P_{ext} = \int_V \rho \mathbf{b} \cdot \mathbf{v} dV + \int_{\partial V} \mathbf{t} \cdot \mathbf{v} dS \quad (3.20)$$

Aplicando el teorema de la divergencia nuevamente y sustituyendo la forma local de la ecuación de balance 3.10 se obtiene,

$$P_{ext} = \int_V \rho \frac{d\mathbf{v}}{dt} \cdot \mathbf{v} dV + \int_V \boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}} dV \quad (3.21)$$

Sustituyendo la relación 3.22 que corresponde a la variación de la energía cinética en la ecuación (3.21),

$$\frac{d}{dt} \left[\frac{1}{2} \rho |\mathbf{v}|^2 \right] = \rho \frac{d\mathbf{v}}{dt} \cdot \mathbf{v} \quad (3.22)$$

la potencia transmitida por las fuerzas externas sobre el volumen V , queda expresada de la siguiente forma,

$$P_{ext} = \underbrace{\int_V \boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}} dV}_{P_{def}} + \underbrace{\int_V \frac{d}{dt} \left[\frac{1}{2} \rho |\mathbf{v}|^2 \right] dV}_{P_{cinetica}} \quad (3.23)$$

En consecuencia, la potencia transmitida por las fuerzas externas es la suma de dos componentes: la potencia de deformación y la potencia cinética transmitida al volumen V .

3.4. Bases termodinámicas

La formulación de un modelo constitutivo se sustenta en los principios de la termodinámica, por lo que en este apartado se hará una breve descripción de los mismos, aplicados a la mecánica del medio continuo. De la aplicación de tales principios se derivan algunas expresiones que permiten obtener las ecuaciones constitutivas del modelo y determinar la disipación de energía producida.

3.4.1. 1° principio de la termodinámica

El primer principio de la termodinámica afirma que *"En un sistema cerrado la energía existente es constante, por lo tanto no se crea ni se destruye energía, sino que ésta únicamente cambia de forma"*

Si consideramos un medio continuo de volumen V , el primer principio puede aplicarse asumiendo que la variación temporal de la energía interna del cuerpo (E) es igual a la variación del trabajo o potencia realizado por las fuerzas externas. La variación temporal de energía interna es equivalente por tanto a la suma de la potencia de deformación y la potencia térmica.

$$\begin{aligned} \dot{E} &= P_{calor} + P_{deformacion} \quad \forall V \\ \frac{d}{dt} \int_V \rho e dV &= \int_V \rho r dV - \int_{\partial V} \mathbf{q} \cdot \mathbf{n} dS + \int_V \boldsymbol{\sigma} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}} dV \quad \forall V \end{aligned} \quad (3.24)$$

siendo E, e la energía interna y la densidad de energía interna del volumen V , r una fuente de calor interna y \mathbf{q} el flujo de calor a través de la frontera del volumen V .

Utilizando el teorema de la divergencia y localizando el resultado para cualquier subvolumen de V , se obtiene la forma local del primer principio de la termodinámica.

$$\dot{e} = r - \frac{\nabla \cdot \mathbf{q}}{\rho} + \frac{\sigma : \dot{\epsilon}}{\rho} \quad (3.25)$$

3.4.2. 2° principio de la termodinámica

El segundo principio de la termodinámica limita la transformación de la energía asumida en el primer principio. Se postula la existencia de una función de estado denominada entropía \mathfrak{T} de tal forma que la variación de entropía en un proceso termodinámico entre el estado inicial (t_0) y el estado final (t_f) está acotada inferiormente según la siguiente expresión,

$$\Delta \mathfrak{T} \geq \int_{t_0}^{t_f} \frac{dQ}{\theta} \quad (3.26)$$

En un proceso reversible sin intercambio de calor la variación de entropía es nula, mientras que en un proceso irreversible es estrictamente positiva. La variación de calor (dQ) en el volumen V , puede expresarse como el balance del calor producido en el volumen V y el flujo de calor a través de su superficie,

$$dQ = \rho r dV - \mathbf{q} \cdot \mathbf{n} dS \quad (3.27)$$

siendo η la densidad de entropía y r una fuente de calor por unidad de masa. Teniendo en cuenta la ecuación 3.27, y empleando el teorema de la divergencia, se puede expresar el segundo principio de la termodinámica según las siguientes ecuaciones en su forma integral y local,

$$\dot{\mathfrak{T}} = \frac{d\mathfrak{T}}{dt} = \frac{d}{dt} \int_V \rho \eta dV \geq \int_V \left(\frac{\rho r}{\theta} - \frac{\nabla \cdot \mathbf{q}}{\theta} + \frac{\mathbf{q}}{\theta^2} \cdot \nabla \theta \right) dV \quad \forall V \quad (3.28)$$

$$\theta \dot{\eta} \geq r - \frac{\nabla \cdot \mathbf{q}}{\rho} + \frac{\mathbf{q}}{\rho \theta} \cdot \nabla \theta \quad (3.29)$$

De la expresión anterior puede definirse la disipación energética \mathfrak{D} como,

$$\mathfrak{D} = \theta \dot{\eta} - \left(r - \frac{\nabla \cdot \mathbf{q}}{\rho} \right) - \frac{\mathbf{q}}{\rho \theta} \cdot \nabla \theta \geq 0 \quad (3.30)$$

Sustituyendo la ecuación del primer principio de la termodinámica 3.25 en la ecuación 3.30, se obtiene la disipación en función de la energía interna del volumen V .

$$\mathfrak{D} = \theta \dot{\eta} - \dot{e} + \frac{\sigma : \dot{\epsilon}}{\rho} - \frac{\mathbf{q}}{\rho \theta} \cdot \nabla \theta \geq 0 \quad (3.31)$$

Para problemas desacoplados la expresión 3.31 puede segregarse en dos componentes térmica y mecánica, dando lugar a la forma de Clausius-Planck [53], forma habitual en la formulación de modelos constitutivos, en la que ambas componentes han de ser no negativas,

$$\mathfrak{D}_{\text{mecanica}} = \theta \dot{\eta} - \dot{e} + \frac{\sigma : \dot{\epsilon}}{\rho} \geq 0 \quad (3.32)$$

$$\mathfrak{D}_{\text{termica}} = -\frac{\mathbf{q}}{\rho \theta} \cdot \nabla \theta \geq 0 \quad (3.33)$$

3.5. Formulación del modelo constitutivo

3.5.1. Ecuaciones constitutivas

En el marco de problema termodinámico general, la energía interna e , la entropía \mathfrak{T} y el tensor de tensiones σ son funciones de estado que se relacionan con las variables de estado a través de las ecuaciones constitutivas. Para el modelo constitutivo propuesto se escogen como variables libres, la deformación, la velocidad de deformación y la temperatura $\{\epsilon, \dot{\epsilon}, \theta\}$.

En el caso más simple las funciones de estado se determinan en función de los valores actuales de las variables de estado de forma unívoca. Sin embargo en el caso de que existan deformaciones inelásticas, la determinación de las funciones de estado depende no sólo de su valor actual sino de la historia de deformaciones. Para la determinación de las variables de estado se emplea el concepto de variables internas [24]. Las variables internas representan un conjunto de fenómenos físicos a nivel microscópico, no segregables a nivel macroscópico, que junto con las variables libres determinan unívocamente el estado actual del sólido. Se considera por consiguiente un conjunto de variables internas formado por la deformación plástica ϵ^{vp} y un vector de variables internas \mathbf{q} de modo que las funciones de estado se definen como,

$$\mathbb{T} \equiv \mathbb{T}(\epsilon, \dot{\epsilon}, \epsilon^{vp}, \theta, \mathbf{q}) \equiv \sigma(\epsilon, \dot{\epsilon}, \epsilon^{vp}, \theta, \mathbf{q}) \quad (3.34)$$

El vector \mathbf{q} está formado por dos variables internas: la fracción de energía disipada $[\kappa]$ y la resistencia uniaxial equivalente $[C]$. Para ambas variables internas, además de la deformación plástica, se definen leyes de evolución en el siguiente apartado.

En la formulación de modelos constitutivos se emplea habitualmente la función de *energía de Helmholtz* que determina la capacidad para producir trabajo, y se define a través de la energía interna y la entropía según la siguiente expresión.

$$\Psi \equiv \Psi(\epsilon^e, \theta, \epsilon^{vp}, \mathbf{q}) = e - \theta \cdot \eta \quad (3.35)$$

donde ϵ^e es la deformación elástica, θ es la temperatura, ϵ^{vp} es la deformación plástica y \mathbf{q} es el vector de variables internas, excluyendo ésta.

La variación temporal de la energía libre Ψ puede expresarse en función de la derivada temporal de cada uno de sus argumentos,

$$\dot{\Psi} = \dot{\epsilon} - \dot{\theta}\eta - \dot{\eta}\theta \quad (3.36)$$

Sustituyendo la ecuación (3.36) en la expresión (3.33) se obtiene una nueva ecuación para la disipación mecánica,

$$\mathfrak{D}_{\text{mecanica}} = -\dot{\Psi} - \dot{\theta}\eta + \frac{\sigma : \dot{\epsilon}}{\rho} \geq 0 \quad (3.37)$$

La derivada temporal de la energía libre puede expresarse en función de las derivadas temporales de cada uno de sus argumentos según se refleja en la ecuación,

$$\dot{\Psi} = \frac{\partial \Psi^e}{\partial \epsilon} : d\dot{\epsilon}^e + \frac{\partial \Psi}{\partial \theta} \cdot d\dot{\theta} + \frac{\partial \Psi}{\partial \alpha} : d\dot{\alpha} \quad (3.38)$$

donde α es el vector de variables del problema sin incluir la deformación total. Sustituyendo (3.38) en la ecuación (3.36) se obtiene la desigualdad de "Clausius-Duhem" [53],

$$\left(\sigma - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \epsilon^e} \right) : \dot{\epsilon}^e - \rho \left(\frac{\partial \Psi}{\partial \theta} + \eta \right) \cdot \dot{\theta} - \rho \frac{\partial \Psi}{\partial \alpha} \dot{\alpha} \geq 0 \quad (3.39)$$

Un método para garantizar el cumplimiento de la desigualdad de "Clausius-Duhem" es imponer la condición de que los dos primeros términos sean nulos y el tercer sumando sea no negativo, lo que permite expresar la forma general de las ecuaciones constitutivas del modelo

$$\sigma = \frac{\partial \Psi}{\partial \epsilon^e} = \frac{\partial \Psi}{\partial \epsilon} \quad (3.40)$$

$$\eta = \frac{\partial \Psi}{\partial \theta} \quad (3.41)$$

Anulados los dos primeros términos de la ecuación (3.39) el tercer término corresponde a la disipación mecánica, con lo que actualizando las ecuaciones (3.33) y (3.33) la disipación mecánica y térmica del problema queda como sigue,

$$\mathfrak{D}_{\text{mecanica}} = -\rho \frac{\partial \Psi}{\alpha} \dot{\alpha} \geq 0 \quad (3.42)$$

$$\mathfrak{D}_{\text{termica}} = -\frac{\mathbf{q}}{\rho \theta} \nabla \theta \geq 0 \quad (3.43)$$

La disipación por tanto, depende de la variación temporal de las variables internas, por lo que es necesario definir las leyes de variación temporal del vector de variables internas, que garanticen las condiciones de disipación.

3.5.2. Definición de la energía libre

El modelo propuesto considera el caso isoterma y adiabático, por lo que no se tienen en cuenta las variaciones de temperatura. La formulación propuesta se enmarca en el contexto de los modelos constitutivos para materiales hiperelásticos, por lo que sus ecuaciones constitutivas parten de la definición de una energía libre, entendida como el modo en el que el medio continuo almacena energía y la transforma. Para la definición de la energía libre, se propone la siguiente una expresión que comprende dos componentes, elástica Ψ^e y viscoplastica Ψ^{vp} .

$$\Psi \equiv \Psi(\epsilon, \epsilon^{vp}) = \Psi^e(\epsilon, \epsilon^{vp}) + \Psi^{vp}(\epsilon^{vp}) \quad (3.44)$$

siendo Ψ^e y Ψ^{vp} dos componentes de la energía libre, recuperable e irre recuperable, definidos de la siguiente forma,

$$\Psi^e = \frac{1}{2\rho} \epsilon^e : \mathbb{C}(\dot{\epsilon}) : \epsilon^e = \frac{1}{2\rho} (\epsilon - \epsilon^{vp}) : \mathbb{C}(\dot{\epsilon}) : (\epsilon - \epsilon^{vp}) \quad (3.45)$$

$$\Psi^{vp} = \frac{1}{\rho} \sigma_0 : \epsilon^{vp} + \frac{1}{\rho} \epsilon^{vp} : H : \epsilon^{vp} \quad (3.46)$$

siendo σ_0 las tensiones iniciales en el medio continuo, H el parámetro de endurecimiento/ablandamiento del modelo, $\dot{\epsilon}$ un parámetro escalar dependiente del tensor de velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$ y del estado tensional σ , y \mathbb{C} el tensor constitutivo elástico isótropo de cuarto orden, cuya expresión general es,

$$\mathbb{C} = \lambda \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} + 2\mu \mathbf{I} \quad (3.47)$$

siendo $\mathbf{1}$ el tensor identidad de segundo orden simétrico definido como $\mathbf{1} = \delta_{ij}$, donde δ_{ij} es la delta de Kronecker, \mathbf{I} el tensor identidad de cuarto orden definido como $\mathfrak{I} = \delta_{ijkl}$, y λ y μ las

dos constantes elásticas de Lamé. Estas constantes se relacionan habitualmente con el módulo de elasticidad (E) o el módulo de rigidez a cortante (G) y el coeficiente de Poisson (ν) por la mejor relación de éstos con las medidas experimentales. Las relaciones entre parejas de parámetros son las siguientes.

$$\lambda = \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \mu = G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.48)$$

El tensor constitutivo \mathbb{C} expresa la relación entre tensiones y deformaciones en el caso elástico, y para el caso tridimensional adquiere la siguiente forma [88], expresado como tensor de segundo orden,

$$\mathbb{C} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 0 & 0 \\ & & 1 & 0 & 0 & 0 \\ & & & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 & 0 \\ & & & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ & & & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (3.49)$$

simetrica

Para el caso de problema bidimensional, los grados de libertad se reducen a tres $\{\epsilon_x, \epsilon_y, \tau_{xy}\}$, por lo que el tensor constitutivo queda reducido a la siguiente expresión,

$$\mathbb{C} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \quad (3.50)$$

La dependencia del modelo de la velocidad de deformación se materializa en determinados parámetros intervinientes en el modelo, que en cada caso es preciso definir. En el caso del modelo propuesto en esta tesis se asume por hipótesis que los parámetros que gobiernan la evolución de la respuesta en función de la velocidad de deformación son el módulo de elasticidad [$E \equiv E(\dot{\epsilon})$] y la viscosidad [$\xi \equiv \xi(\dot{\epsilon})$].

La primera de las dependencias afecta al tensor constitutivo \mathbb{C} , mientras que la segunda interviene en la evolución temporal de la deformación plástica. En consecuencia la energía libre ha de redefinirse en término de dichas dependencias,

$$\Psi \equiv \Psi(\epsilon, \dot{\epsilon}, \epsilon^{vp}(\dot{\epsilon})) = \Psi^e(\epsilon, \dot{\epsilon}, \epsilon^{vp}(\dot{\epsilon})) + \Psi^{vp}(\epsilon^{vp}(\dot{\epsilon})) \equiv \Psi(\epsilon, \dot{\epsilon}) \quad (3.51)$$

Así definida la energía libre, y teniendo en cuenta la ecuación constitutiva (3.40) las tensiones se calculan según la siguiente relación:

$$\sigma = \mathbf{C} : \epsilon^e = \mathbf{C} : (\epsilon - \epsilon^p) \quad (3.52)$$

La disipación de energía mecánica se calcula según 3.43 obteniéndose la siguiente expresión general,

$$\dot{\Psi} = \frac{\partial \Psi}{\partial \epsilon} : \dot{\epsilon} + \frac{\partial \Psi}{\partial \dot{\epsilon}} \cdot \frac{\partial \dot{\epsilon}}{\partial t} \quad (3.53)$$

Cada una de las derivadas parciales que aparecen en la ecuación anterior puede explicitarse mediante las siguientes ecuaciones,

$$\frac{\partial \Psi}{\partial \epsilon} = \frac{1}{\rho} \mathbb{C} : (\dot{\epsilon}) : (\epsilon - \epsilon^{vp}) \quad (3.54)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Psi^e}{\partial \dot{\epsilon}} &= \frac{1}{\rho} \mathbb{C}(\dot{\epsilon})(\epsilon - \epsilon^{vp}) : \frac{\partial \epsilon^{vp}}{\partial \dot{\epsilon}} \\ &+ \frac{1}{2\rho} (\epsilon - \epsilon^{vp}) : \frac{\partial \mathbb{C}(\dot{\epsilon})}{\partial \dot{\epsilon}} : (\epsilon - \epsilon^{vp}) \end{aligned} \quad (3.55)$$

$$\frac{\partial \Psi^{vp}}{\partial \dot{\epsilon}} = \frac{\partial \Psi^{vp}}{\partial \epsilon^{vp}} : \frac{\epsilon^{vp}}{\dot{\epsilon}} = \frac{1}{\rho} [\sigma_0 + H \cdot \epsilon^{vp}] : \frac{\partial \epsilon^{vp}}{\partial \dot{\epsilon}} \quad (3.56)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.54-3.56 en la expresión (3.53), teniendo en cuenta la ecuación constitutiva (3.40) y reordenando los términos, se obtiene la variación temporal de la energía libre del material para el modelo propuesto, en su forma general,

$$\dot{\Psi} = \dot{\Psi}^e + \dot{\Psi}^{\dot{\epsilon}} + \dot{\Psi}^{\epsilon^{vp}} \quad (3.57)$$

siendo $\Psi^e, \Psi^{\dot{\epsilon}}, \Psi^{\epsilon^{vp}}$, las componentes de la disipación elástica, de velocidad de deformación y plástica respectivamente, cuyas expresiones explícitas son las siguientes:

$$\dot{\Psi}^e = \frac{1}{\rho} \mathbb{C} : (\epsilon - \epsilon^{vp}) \quad (3.58)$$

$$\dot{\Psi}^{\dot{\epsilon}} = \frac{1}{2\rho} (\epsilon - \epsilon^{vp}) : \frac{\partial \mathbb{C}(\dot{\epsilon})}{\partial \dot{\epsilon}} : (\epsilon - \epsilon^{vp}) \cdot \frac{\partial \dot{\epsilon}}{\partial t} \quad (3.59)$$

$$\dot{\Psi}^{\epsilon^{vp}} = \frac{1}{\rho} [\sigma + \sigma_0 + H \epsilon^{vp}] : \dot{\epsilon}^{vp} \quad (3.60)$$

3.5.3. Determinación del escalar $\dot{\epsilon}$

La influencia de la velocidad de deformación en la respuesta obtenida se puede calibrar a partir de un escalar denominado *velocidad de deformación equivalente* notado $\dot{\epsilon}$. Este escalar es propio del modelo propuesto y permite calibrar de forma explícita la dependencia de ciertos parámetros constitutivos. El cálculo de $\dot{\epsilon}$ se realiza a nivel de punto de integración, y en cada instante de tiempo. El escalar *velocidad de deformación equivalente* depende del tensor velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$ y del estado tensional de forma incremental, según la siguiente ecuación:

$$\sigma : d\dot{\epsilon} = \bar{\sigma} \cdot \dot{\epsilon} \Rightarrow d\dot{\epsilon} = \frac{\sigma : d\dot{\epsilon}}{\bar{\sigma}} \Rightarrow \dot{\epsilon} = \int_t d\dot{\epsilon} = \int_t \frac{\sigma : d\dot{\epsilon}}{\bar{\sigma}} dt \quad (3.61)$$

donde σ es la tensión uniaxial equivalente calculada según el criterio de fluencia escogido. La dependencia de un determinado parámetro de este valor escalar implica una distribución variable en todo el medio continuo para los parámetros constitutivos implicados, lo que dependiendo de la relación escogida implica acotar el rango de variación de $\dot{\epsilon}$.

3.5.4. Magnitudes dependientes de $\dot{\epsilon}$

El modelo constitutivo propuesto está dirigido a la modelación de la respuesta de materiales cuyo comportamiento muestra una significativa dependencia de la velocidad de aplicación de carga lo que se traduce a nivel de formulación en un tensor velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$ y se condensa a través del escalar $\dot{\epsilon}$ definido en 3.5.3. La formulación pretende ser general, por lo que para cada

material han de establecerse las dependencias con $\dot{\epsilon}$ a partir de un soporte experimental, asumiendo las hipótesis del modelo, en particular el problema isoterma, por lo que los valores hallados son válidos para una determinada temperatura. Es necesario precisar que el valor de $\dot{\epsilon}$ está definido en toda la recta real, es decir, puede adoptar valores positivos o negativos en función del estado deformacional del medio. Por tanto las expresiones de dependencia con $\dot{\epsilon}$ habrán de tener este aspecto en cuenta.

En el caso particular del material asfáltico, el análisis de la respuesta experimental de las mezclas asfálticas recicladas permite identificar dos parámetros que varían significativamente con la velocidad de aplicación de carga, y que determinan la respuesta del material, como son el **módulo de elasticidad** y la **viscosidad**.

Las expresiones matemáticas para ambas magnitudes se obtendrán en el proceso de calibración, mediante regresión. La función interpoladora no viene impuesta por el modelo, sino que puede variar en cada caso. La calibración del modelo debe realizarse a partir de ensayos simples que acoten el rango de variación del parámetro $\dot{\epsilon}$ a los valores habituales de comportamiento de la variable.

Una vez definidas las relaciones de dependencia de los parámetros constitutivos con la velocidad de deformación, puede calcularse el término derivada del tensor constitutivo respecto del escalar $\dot{\epsilon}$, para la función escogida. Para el caso particular en el que la expresión sea de tipo potencial, para un parámetro Ω la relación de dependencia se expresaría de la siguiente forma,

$$\Omega(\dot{\epsilon}) = a_{\Omega} \cdot \dot{\epsilon}^{b_{\Omega}} + c_{\Omega} \quad (3.62)$$

siendo $\dot{\epsilon}$ la *velocidad de deformación equivalente* definida en 3.5.3, y a_{Ω} , b_{Ω} y c_{Ω} , constantes a calibrar en cada caso. En el caso particular del módulo de elasticidad (\mathbf{E}), la relación potencial con $\dot{\epsilon}$ permite calcular la derivada del tensor constitutivo \mathbb{C} de la siguiente forma,

$$\mathbf{E}(\dot{\epsilon}) = a_E \dot{\epsilon}^{b_E} + c_E \Rightarrow \frac{\partial \mathbb{C}}{\partial \dot{\epsilon}} = \frac{b_E}{\dot{\epsilon}} \left[1 - \frac{c}{E(\dot{\epsilon})} \right] \cdot \mathbb{C}(\dot{\epsilon}) \quad (3.63)$$

La ecuación (3.63) permite explicitar el término de disipación debida a la velocidad de deformación 3.59,

$$\Psi^{\dot{\epsilon}} = \frac{b_E}{2\rho\dot{\epsilon}} \left[1 - \frac{c}{E(\dot{\epsilon})} \right] \cdot \frac{\partial \dot{\epsilon}}{\partial t} (\epsilon - \epsilon^{vp}) : \mathbb{C}(\dot{\epsilon}) : (\epsilon - \epsilon^{vp}) \quad (3.64)$$

3.5.5. Definición del dominio elástico. Superficie de fluencia

El modelo viscoplástico puede considerarse una generalización de la teoría de la plasticidad, en la cual la evolución de las variables de estado está acotado a un dominio elástico definido en el espacio de tensiones o en el de deformaciones. El dominio elástico viene definido por una función escalar de argumentos escalares, vectoriales o tensoriales denominada función de fluencia. La función de fluencia depende de la respuesta intrínseca del material, por lo que habitualmente se diferencia entre el comportamiento de un metal o de un material friccional frente a la plastificación, estado éste que implica la pérdida de la linealidad material y la aparición de deformaciones irreversibles.

La plastificación en el caso de los metales depende principalmente del valor de la tensión desviadora, no así de la tensión media, por lo que el criterio de fluencia empleado habitualmente es el de Von Mises. Este tipo de materiales se caracteriza también porque el umbral de plastificación es similar a tracción y a compresión, o bien, porque la deformación volumétrica plástica es muy pequeña.

El comportamiento de los geomateriales frente a la plastificación presenta notables diferencias con respecto a los metales. En primer lugar, es necesario precisar que la naturaleza de estos materiales es en muchos casos granular, o compuesta, por lo que es necesario asumir desde el principio un

tratamiento continuo del material considerado homogéneo, obviando la naturaleza y la interacción de sus componentes a nivel micro. Los materiales friccionales se caracterizan porque en la plastificación intervienen las componentes octaédrica y desviadora, no pudiendo despreciar ninguna de ellas, y especialmente puede reseñarse como característica ineludible de estos materiales, que su resistencia depende de la fricción interna entre las partículas que lo componen. Se caracterizan además porque los umbrales de plastificación a tracción y a compresión difieren sustancialmente. En razón de todo ello, el criterio de fluencia habitualmente empleado para geomateriales es el de Mohr-Coulomb.

El criterio de Mohr-Coulomb fue formulado por Coulomb en el año 1773 y posteriormente desarrollado por Mohr en el año 1882, e incluye dos parámetros relacionados con el comportamiento friccional del material como son la **cohesión (c)** y el **ángulo de rozamiento interno (ϕ)**. La formulación del criterio de plastificación o fluencia de Mohr-Coulomb se define para un estado tensional dado por sus componentes normal y tangencial (σ_n, τ) [58],[53] según la siguiente expresión, asumiendo el signo positivo para las tracciones.

$$F(\tau, \sigma_n, c, \phi) = |\tau| - \sigma_n \tan \phi - c = 0 \quad (3.65)$$

En la figura 3.3 se muestra una interpretación del criterio de Mohr-Coulomb en el plano (σ_n, τ) en la cual se observa la influencia de los parámetros friccionales c y ϕ , a través de un círculo de Mohr para el estado tensional.

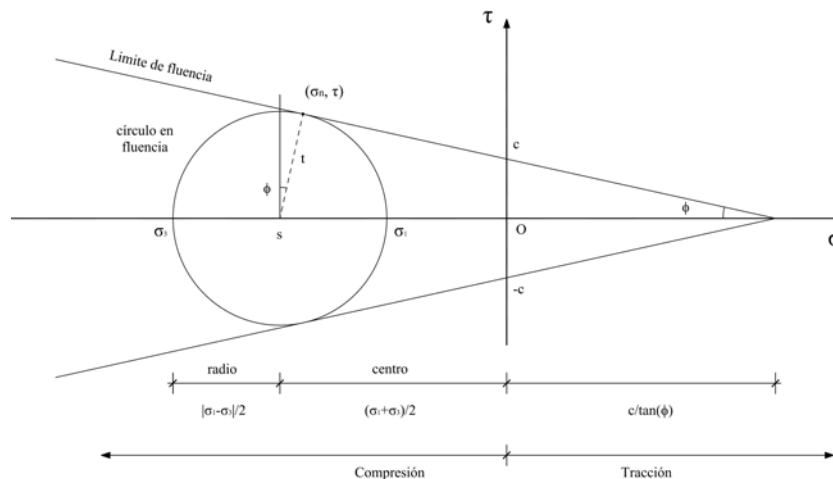


Figura 3.3.- Interpretación gráfica del criterio de Mohr-Coulomb en el plano $\sigma_n - \tau$

El umbral de fluencia es una recta creciente con la tensión normal. Se observa la posición de las tensiones principales ($\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$) con lo cual la expresión (3.65) puede expresarse en función de éstas (3.66),

$$F(\sigma_1, \sigma_3, c, \phi) = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \operatorname{sen} \phi - c \cdot \operatorname{cos} \phi = 0 \quad (3.66)$$

De la expresión anterior y de la interpretación de la figura 3.3 pueden definirse dos parámetros que permiten analizar el criterio de fluencia de Mohr-Coulomb, como son el centro (s) y el radio (t) del círculo en función de las tensiones principales,

$$s = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_2) \quad (3.67)$$

$$t = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) \quad (3.68)$$

El parámetro t es una medida de la tensión tangencial máxima, y en definitiva de la componente desviadora del tensor de tensiones. El parámetro s está relacionado con la tensión media del tensor de tensiones, por lo que refleja la influencia del confinamiento del material, ya que el umbral de fluencia y la componente desviadora necesaria para alcanzarlo, aumenta al incrementarse dicho confinamiento, lo que constituye una propiedad característica de los materiales friccionales.

Se puede observar cómo este criterio concede una fracción pequeña al dominio elástico en tracción como corresponde a la estructura de un material granular, cuya resistencia a tracción depende únicamente de la cohesión entre sus partículas, y es en general mucho menor que su resistencia a compresión.

La expresión del criterio de fluencia según (3.66) tiene el inconveniente de que no tiene en cuenta el valor de la tensión principal intermedia, por lo que frecuentemente se emplea su equivalente en función de los invariantes tensionales (J_1, J'_2, J'_3) ,

$$f(\sigma) = \frac{1}{3}J_1 \text{sen}\phi - \sqrt{J'_2} \left(\cos\theta - \frac{1}{\sqrt{3}} \text{sen}\theta \text{sen}\phi \right) - \sqrt{6}c \cdot \cos\phi = 0 \quad (3.69)$$

En la expresión anterior J_1 es el primer invariante del tensor de tensiones y J'_2 el segundo invariante J del tensor de tensiones desviadoras, mientras que θ es el ángulo de Lode, igualmente invariante, todos ellos definidos según las siguientes expresiones:

$$J_1 = \sigma_{ii} = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z \quad (3.70)$$

$$J'_2 = \frac{1}{2} \sigma'_{ij} \cdot \sigma'_{ji} = \frac{1}{2} (\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{yz}^2 \quad (3.71)$$

$$J'_3 = \frac{1}{3} \det(\sigma') = \frac{1}{3} \sigma_{ij} \sigma_{jk} \sigma_{kl} \quad (3.72)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \arcsen \left[- \frac{3\sqrt{3}}{3} \frac{J'_3}{(J'_2)^{3/2}} \right] \quad (3.73)$$

Los estados tensionales que cumplen la ecuación (3.69) definen una superficie piramidal de base hexagonal no regular, y cuyo eje es la recta $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ correspondiente a un estado de tensiones hidrostático. Las secciones normales al eje de la pirámide son por tanto planos octaédricos, paralelos a la base, de forma igualmente hexagonal como se muestra en la figura 3.5.

Una vez definido el criterio de fluencia a través de la función F , se define el dominio elástico \mathbb{E}_σ como los estados tensionales que cumplen la condición,

$$\mathbb{E}_\sigma = \{\sigma, \alpha / f(\sigma, \alpha) \leq 0\} \quad (3.74)$$

Los estados tensionales que no cumplen la condición (3.74) se sitúan en el dominio plástico, activando el flujo plástico, sometido a las condiciones de carga o descarga/recarga definidas por las condiciones de Kuhn-Tucker [78]. En el caso de la viscoplasticidad estados tensionales fuera del dominio elástico son admisibles, sometidos a la condición de consistencia viscoplástica,

$$\langle \phi(\sigma, \alpha) \rangle > -\lambda \cdot \xi = 0 \quad (3.75)$$

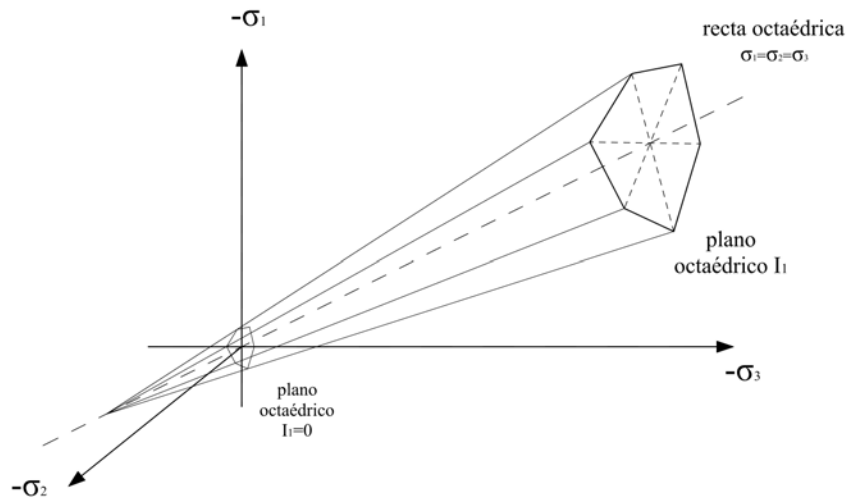


Figura 3.4.- Superficie de fluencia de Mohor-Coulomb. Espacio de tensiones principales

siendo ϕ una función de sobretensión definida más adelante. El retorno a la superficie de fluencia es diferido en el tiempo, de tal modo que aquella se alcanza a tiempo infinito, obteniendo en tal caso la solución al problema plástico.

3.5.6. Leyes de evolución de las variables internas

3.5.6.1. Deformación plástica ϵ^{vp}

La deformación plástica mide la componente irrecuperable de la deformación total. Se define a partir de la hipótesis de aditividad de la deformación según la cual se puede expresar la deformación total como suma tensorial de las componentes elástica o recuperable y plástica o irrecuperable.

$$\epsilon = \epsilon^{\text{elastica}} + \epsilon^{\text{plastica}} \tag{3.76}$$

La deformación plástica es una variable interna del modelo, por lo que es preciso definir una ley de evolución para determinar su comportamiento a lo largo del tiempo. En este caso se propone la

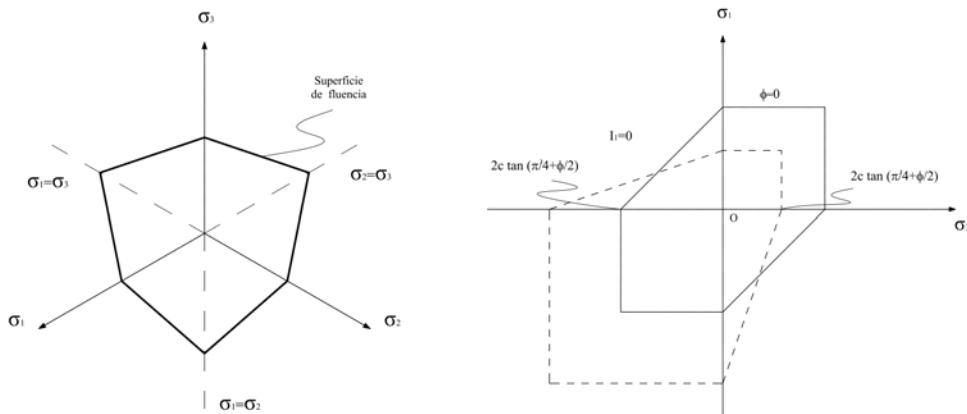


Figura 3.5.- Criterio de Mohor-Coulomb en un plano octaédrico

siguiente ley de evolución para ϵ^{vp} ,

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \lambda^{vp} \frac{\delta G}{\delta \sigma} = \lambda^{vp} \cdot \mathbf{g} \Rightarrow d\epsilon^{vp} = \lambda^{vp} \mathbf{g} \cdot dt \quad (3.77)$$

siendo G una función potencial, y λ^{vp} el multiplicador viscoplástico.

Considerando plasticidad asociada la función potencial (G) se asume igual a la función de fluencia (F) a determinar en función al criterio de fluencia escogido, en este caso definida en (3.69). Por su parte el multiplicador viscoplástico se define a partir de la regularización de Perzyna aplicada a la función de sobretensión ϕ .

$$\lambda^{vp} = \frac{\langle \phi[\sigma, \mathbf{q}] \rangle}{\xi(\dot{\epsilon})} = \frac{\langle [\sigma, \mathbf{q}] \rangle}{\xi(\dot{\epsilon})} \quad (3.78)$$

donde $\langle x \rangle$ son los paréntesis de McAury, función que se define como,

$$\langle x \rangle = \frac{1}{2}[x + |x|] \quad (3.79)$$

El parámetro ξ es la viscosidad, magnitud que se propone como una función dependiente del escalar $\dot{\epsilon}$. Por su parte, la función $\phi(x)$ se define según [69] como,

$$\phi(x) = F^n(\sigma, \mathbf{q}) \quad (3.80)$$

siendo F una función de sobretensión. Habitualmente se escoge como exponente el valor $n = 1$, con lo que implícitamente se asume el modelo de Duvaut - Lyons.

La función de sobretensión se calcula a partir de la comparación de la tensión y la resistencia del material términos de tensión uniaxial equivalente,

$$F(\sigma, \mathbf{q}) = \frac{f(\sigma)}{C^{vp}} - 1 \quad (3.81)$$

siendo C^{vp} la resistencia uniaxial equivalente tratada como variable interna, cuya ley de evolución se explicita seguidamente. En resumen, la ley de evolución de la variable interna deformación plástica puede explicitarse de la siguiente forma

$$\dot{\epsilon}^{vp} = \lambda^{vp} \frac{\delta G}{\delta \sigma} = \frac{\langle [F(\sigma, \mathbf{q})] \rangle}{\xi(\dot{\epsilon})} \cdot \mathbf{g} \quad (3.82)$$

Según la definición anterior el parámetro viscoplástico λ^{vp} es nulo cuando el estado tensional se encuentra en el dominio elástico y positivo en el dominio plástico, superada la superficie de fluencia.

3.5.6.2. Fracción de energía disipada normalizada [κ]

La variable interna κ^{vp} es la fracción de energía disipada por el medio continuo en cada punto con respecto a un valor de referencia (g_f) denominado *energía específica*, que en general presenta valores distintos a tracción y a compresión. (g_T, g_C). Acorde con esta definición la variable κ^{vp} se calcula según la siguiente expresión[54]:

$$\kappa^{vp} = \frac{1}{g_i} \int_{t=0}^{\infty} \sigma : \dot{\epsilon}_i^{vp} \quad (3.83)$$

donde el subíndice "i" indica tracción o compresión. La ley de evolución para la variable κ^{vp} es la siguiente:

$$\dot{\kappa}^{vp} = h_k \cdot \sigma : \dot{\epsilon}^{vp} = \left[\frac{r(\sigma)}{g_t} + \frac{1-r(\sigma)}{g_c} \right] \cdot \sigma : \dot{\epsilon}^{vp} \quad (3.84)$$

La definición más general de la variable κ para diferentes valores de la energía de fractura a tracción y compresión exige la utilización de una función escalar $r(\sigma)$ que determina la fracción de tensiones a tracción con respecto a la suma en valor absoluto de las tres tensiones principales.

$$r(\sigma) = \frac{\sum \langle \sigma_i^{pral} \rangle}{\sum |\sigma_i^{pral}|}, i = 1, 2, 3 \quad (3.85)$$

3.5.6.3. Cohesión del material [C]

La variable interna C^{vp} evalúa en cada punto la resistencia del material, en términos de resistencia uniaxial equivalente. El modelo considera el ablandamiento del material, por lo que la resistencia que presenta depende de la fracción de energía disipada (κ^{vp}). En consecuencia es necesario definir una ley evolución de C^{vp} y para ello se considera al igual que en el caso anterior, el comportamiento asimétrico del material pudiendo presentar una diferente evolución a tracción y a compresión.

$$\dot{C}^{vp} = h_c \cdot \dot{\kappa}^{vp} = C \left[\frac{r(\sigma)}{C_t} \frac{\delta C_t}{\delta \kappa^{vp}} + \frac{1-r(\sigma)}{C_c} \frac{\delta C_c}{\delta \kappa^{vp}} \right] \cdot \dot{\kappa}^{vp} \quad (3.86)$$

En la expresión 3.86 C es la cohesión del material, mientras que C_T y C_C son las funciones de evolución de la cohesión del material en un ensayo de tracción o de compresión simple. Ambas funciones pueden obtenerse explícitamente, y pueden relacionarse directamente con la tensión uniaxial de tracción y compresión mediante expresiones conocidas [53]. La función que relaciona la variable C con la disipación plástica (κ^{vp}) puede aproximarse mediante funciones de tipo lineal, parabólico, exponencial, etc, y determinan la velocidad de deterioro del material. Conocidas dichas funciones y sus derivadas (Figura 3.6), queda determinada la ley de evolución de la resistencia C^{vp} .

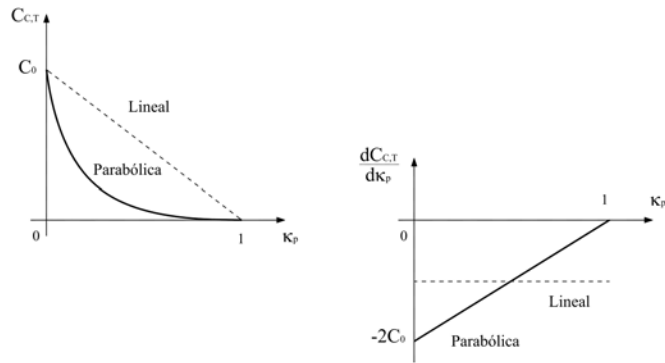


Figura 3.6.- Cohesión en función de la variable de disipación plástica

3.5.7. Extremos de viscosidad

Según la formulación del modelo viscoplástico propuesta por Perzyna [68], la viscoplasticidad puede considerarse una regularización del modelo de plasticidad, en la cual estados tensionales fuera del dominio elástico son admisibles y el retorno a la superficie de fluencia se produce de forma relajada, en función del valor del parámetro viscosidad (ξ). Para valores extremos de viscosidad se obtienen comportamientos correspondientes a un modelo elástico lineal y a un modelo plástico, lo cual se verifica analíticamente.

- **Viscosidad infinita.** En el caso de viscosidad muy elevada o infinita ($\xi \rightarrow \infty$) el cálculo del parámetro λ sería el siguiente:

$$\lambda^{vp} = \lim_{\xi \rightarrow \infty} \frac{\langle F(\sigma, \mathbf{q}) \rangle}{\xi} = 0 \Rightarrow \dot{\epsilon}^{vp} = \lambda^{vp} \cdot \mathbf{g} = 0 \quad (3.87)$$

Si la velocidad de deformación plástica es nula, toda la variación de la deformación se traduce en deformación elástica, luego el comportamiento observado es elástico. En consecuencia a medida que se aumenta el valor de la viscosidad (ξ) la respuesta obtenida tiende al modelo elástico lineal.

- **Viscosidad nula.** En el caso de viscosidad muy baja o nula ($\xi \rightarrow 0$) el amortiguador pierde su rigidez, y la componente de deformación irrecuperable es debida exclusivamente a la acción del elemento friccional, con lo que el comportamiento es estrictamente plástico.

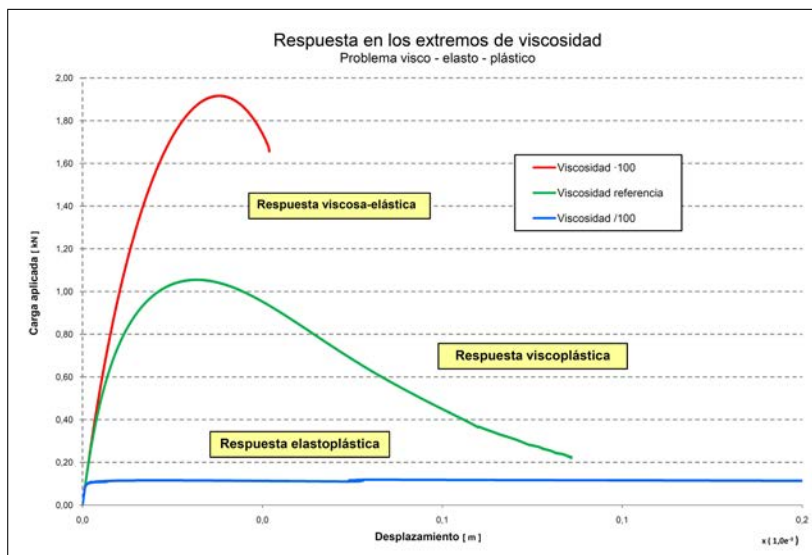


Figura 3.7.- Verificación de los extremos de viscosidad en el modelo

La gradación en los comportamientos que abarca la formulación viscoplástica general se muestran en la figura 3.7, obtenida una vez implementado el modelo propuesto a modo de verificación. En ella se observan los extremos de comportamiento mencionados.

3.5.8. Operador tangente

Finalmente, se obtiene la expresión del operador tangente derivando la ecuación constitutiva 3.40 respecto del tiempo.

$$\begin{aligned} \dot{\sigma} &= \frac{\partial \sigma}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} [\mathbb{C}(\dot{\epsilon}) : (\epsilon - \epsilon^{vp})] = \\ & \left[\frac{\partial \mathbb{C}(\dot{\epsilon})}{\partial E(\dot{\epsilon})} \frac{\partial E(\dot{\epsilon})}{\partial \dot{\epsilon}} \frac{\partial \dot{\epsilon}}{\partial t} \right] : (\epsilon - \epsilon^{vp}) + \mathbb{C}(\dot{\epsilon}) : (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^{vp}) \end{aligned} \quad (3.88)$$

donde el tensor constitutivo \mathbb{C} se define como dependiente de la velocidad de deformación a través de $\dot{\epsilon}$. El término de la derivada del módulo elástico dependiente del escalar $\dot{\epsilon}$ deberá definirse en cada caso, según la expresión escogida para relacionar la rigidez del material con la velocidad de deformación. Para el caso particular en el cual la relación sea de tipo potencial la derivada del tensor constitutivo \mathbb{C} se determina a partir de la ecuación 3.63, para obtener finalmente una expresión para el operador tangente como la que sigue,

$$\dot{\sigma} = \mathbb{C}(\dot{\epsilon}) : \left[\frac{b_E}{\dot{\epsilon}} \frac{\partial \dot{\epsilon}}{\partial t} \left[1 - \frac{c}{E(\dot{\epsilon})} \right] \cdot (\epsilon - \epsilon^{vp}) + (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}^{vp}) \right] \quad (3.89)$$

3.5.8.1. Método de perturbación

En el apartado 3.5.8, se ha obtenido una expresión analítica general para el cálculo del tensor constitutivo tangente (3.88) que relaciona de manera incremental el tensor de tensiones y de deformaciones en cada punto de la respuesta. Existen expresiones más o menos generales para el cálculo de dicho tensor en un problema plástico [53]. Sin embargo, dependiendo de la complejidad del modelo empleado no siempre es posible la obtención de una expresión analítica para el tensor tangente, o bien su cálculo es demasiado costoso o impreciso.

$$\dot{\sigma} = \mathbf{C} : \dot{\epsilon} \quad (3.90)$$

En el caso que nos ocupa el cálculo del tensor constitutivo tangente es complejo, especialmente debido a la derivada temporal del escalar velocidad de deformación $\dot{\epsilon}$.

Por esta razón se ha propuesto una metodología de derivación numérica [67], basada en un método de perturbación. Esta metodología es válida para cualquier ley constitutiva, y supone una aproximación numérica a la relación entre los incrementos de tensiones y deformaciones en un punto dado.

La relación diferencial 3.90 puede ser escrita matricialmente de la siguiente forma,

$$\dot{\sigma} = \mathbf{C} : \dot{\epsilon} \rightarrow \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_1 \\ \vdots \\ \dot{\sigma}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & \cdots & C_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots \\ C_{n1} & \cdots & C_{nn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_1 \\ \vdots \\ \dot{\epsilon}_n \end{bmatrix} \quad (3.91)$$

Es decir, las componentes de la fila i -ésima del tensor C_{ij} , $j = 1, \dots, n$ afectan a la relación entre la componente i -ésima de la tensión y las deformaciones, mientras que las componentes de la columna j -ésima afectan a la relación entre las componentes de tensión y la componente j -ésima de de deformación, todo ello en forma incremental.

En consecuencia, si se aplica una perturbación δ a la componente de deformación j - ésima la variación producida en las tensiones puede expresarse como

$$\begin{bmatrix} \delta\dot{\sigma}_1 \\ \vdots \\ \delta\dot{\sigma}_j \\ \vdots \\ \delta\dot{\sigma}_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & \cdots & C_{1j} & \cdots & C_{1n} \\ \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots \\ C_{i1} & \cdots & C_{ij} & \cdots & C_{in} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ C_{n1} & \cdots & C_{nj} & \cdots & C_{nn} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta\dot{\epsilon}_1 \\ \vdots \\ \delta\dot{\epsilon}_j \\ \vdots \\ \delta\dot{\epsilon}_n \end{bmatrix} \rightarrow C_{ij} = \frac{\delta\dot{\sigma}_i}{\delta\dot{\epsilon}_j} = \frac{\delta\sigma_i}{\delta\epsilon_j} \quad (3.92)$$

siendo n el número de componentes de la variable libre, que dependerá del tipo de problema que se esté tratando. En el caso plano $n = 4$, mientras que en el caso tridimensional $n = 6$.

Por consiguiente la variación producida en las tensiones debido a una perturbación en la componente j - ésima de las deformaciones, permite obtener las componentes de la columna j - ésima del tensor constitutivo tangente lo que es equivalente, del tensor constitutivo que relaciona la variación de las tensiones con las deformaciones en un punto de equilibrio dado de la curva de equilibrio.

Este planteamiento consiste por tanto en aplicar una perturbación δ a cada una de las componentes de la deformación, obteniendo así n vectores de tensión, cuya variación respecto de la posición de equilibrio $\delta\sigma_i$ en relación a la perturbación escogida permite calcular numéricamente la componente C_{ij} del tensor constitutivo tangente.

El valor absoluto de la perturbación determina el grado de aproximación de la tangente calculada, por lo que dicho valor debe ser lo más pequeño posible, con limitación del nivel de precisión de la máquina. La implementación numérica del método de perturbación se muestra brevemente en el siguiente esquema:

La implementación numérica de este método presenta algún inconveniente, según se advierte en [46]. La perturbación se define de forma relativa al valor de las deformaciones j lo que significa que para un valor nulo de la componente de deformación, obtendríamos una indeterminación al hallar la componente del tensor correspondiente.

Este problema se soluciona escogiendo un valor mínimo de las componentes de la deformación como referencia, para dichos casos.

Este método proporciona una aproximación secante entre el incremento de tensiones y de deformaciones. Dicha aproximación será tanto más cercana a la tangente cuanto menor sea el valor de la perturbación δ .

En contrapartida esta metodología presenta el inconveniente del alto costo computacional que implica. Esto es debido a que es necesario resolver la ley constitutiva n veces. El mayor o menor costo de la misma será determinante a la hora de evaluar la adecuación del método, relación a la velocidad de convergencia obtenido mediante la aplicación del mismo. El procedimiento de perturbación para la obtención del tensor constitutivo tangente mediante derivación numérica se muestra en el siguiente esquema:

1. Conocidos las deformaciones, las tensiones y las variables internas en el punto de equilibrio, en el instante de tiempo t , $[\epsilon]^t, [\sigma]^t, [\mathbf{q}]^t$ (convergidadas).

2. Almacenamiento de las variables convergidadas.

$$\epsilon^{aux} = [\epsilon]^t, \sigma^{aux} = [\sigma]^t, \alpha^{aux} = [\alpha]^t$$

3. Definición de la perturbación δ

$$\epsilon_j \rightarrow \epsilon_j^* = \epsilon_j + \delta \epsilon_j = (1 + \delta) \cdot \epsilon_j$$

paso 3b

$$\text{Si } \epsilon_j^* = 0 \rightarrow \epsilon_j^* = (1 + \delta) \cdot \min\{\epsilon_k^* \neq 0\}, k \neq j$$

4. Bucle sobre el número de componentes de la variable libre (ICOMP = 1, ... ,n)

5. Cálculo de la variación de las tensiones según la ley constitutiva i , $i = 1, \dots, n$

$$\sigma^* = \sigma + \delta \sigma = \mathbf{C} : \epsilon^* \rightarrow \delta \sigma$$

6. Determinación de las componentes de la $C_{.j}$ del tensor constitutivo según 3.92

$$C_{ij} = \frac{\delta \dot{\sigma}_i}{\delta \dot{\epsilon}_j} = \frac{\delta \sigma_i}{\delta \epsilon_j}, i=1, \dots, n$$

7. Fin del bucle

3.5.9. Resumen del modelo propuesto

En este apartado se presenta un resumen de las ecuaciones y parámetros que conforman el modelo constitutivo propuesto. En la tabla 3.1 se presentan los parámetros constitutivos necesarios para la calibración del modelo. El proceso de calibración se llevará a cabo a partir de resultados experimentales.

Parámetro	Notación	Unidades
Módulo de elasticidad	E	MPa
Coefficiente de Poison	ν	[-]
Límite elástico	σ_e	MPa
Viscosidad	ξ	MPa·s
Energía de fractura	G_t, G_c	kN/m
Parámetro	Notación	
Constantes de elasticidad	a_E, b_E	
Constantes de viscosidad	a_ξ, b_ξ	

Tabla 3.1.- Resumen de parámetros constitutivos del modelo

A continuación se presentan de forma sintética las ecuaciones que conforman la formulación del modelo constitutivo propuesto.

Ecuación de equilibrio

$$\begin{aligned}\nabla\sigma + \rho\mathbf{b} &= \mathbf{0} & \text{en } V \\ \mathbf{u} - \bar{\mathbf{u}} &= \mathbf{0} & \text{en } \partial_u V \\ \sigma - \bar{\sigma} &= \mathbf{0} & \text{en } \partial_\sigma V\end{aligned}$$

Ecuaciones de gobierno

$$\begin{aligned}\epsilon &= \nabla^S \mathbf{u} \\ \dot{\epsilon} &= \nabla^S \dot{\mathbf{u}} \\ \dot{\epsilon} &\stackrel{def}{=} f(\sigma, \bar{\sigma}, \dot{\epsilon})\end{aligned}$$

Ecuación constitutiva

$$\sigma = \mathbb{C}(\dot{\epsilon}) : (\epsilon - \epsilon^{vp})$$

Leyes de evolución de variables internas

$$\begin{aligned}\dot{\epsilon} &= \lambda^{vp} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \\ \dot{\kappa} &= f(\sigma, \dot{\epsilon}^{vp}) \\ \dot{C}^{vp} &= f(\sigma, \dot{\kappa})\end{aligned}$$

Magnitudes dependientes de la velocidad de deformación

$$\begin{aligned}E \equiv E(\dot{\epsilon}) &= a_E \dot{\epsilon}^{b_E} + c_E & \text{Young} \\ \xi \equiv \xi(\dot{\epsilon}) &= a_\xi \dot{\epsilon}^{b_\xi} + c_\xi & \text{viscosidad}\end{aligned}$$

En los apartados siguientes se expone el proceso a seguir para la implementación de los algoritmos necesarios para la resolución del sistema de ecuaciones planteado, mediante la aplicación de métodos numéricos y en concreto del método de los elementos finitos.

3.6. Discretización espacial del medio continuo

La resolución del sistema de ecuaciones diferenciales 3.93 resumidas en el apartado anterior, se ha llevado a cabo mediante el método de los elementos finitos [87]. En este contexto, se procede a discretizar la ecuación de equilibrio (3.19) escogiendo como funciones de peso la función de desplazamientos, que cumple las condiciones de contorno.

$$\eta(\mathbf{x}, t) = \mathbf{u}(\mathbf{x}, t) \quad (3.93)$$

$$\eta(\mathbf{x}, t)|_{\partial_u V} = \bar{\mathbf{u}}(\mathbf{x}, t) \quad (3.94)$$

En estas condiciones, la ecuación de equilibrio del problema se expresa según la siguiente ecuación, válida para un volumen material V .

$$\int_V \sigma : \nabla^S \mathbf{u} dV - \int_V \rho \mathbf{b} \cdot \mathbf{u} dV - \int_{\partial V} \mathbf{t} \cdot \mathbf{u} dS = 0 \quad (3.95)$$

En el método de los elementos finitos, el dominio de aplicación de las ecuaciones del problema Ω se discretiza mediante una partición de subdominios o elementos finitos Ω_i^e con $i = 1, \dots, n_{el}$, definidos por una serie de nodos $n_j, j = 1, \dots, n_{nod}$, de forma que se cumple,

$$\Omega = \bigcup_{i=1}^{n_e} \Omega_i^e \quad (3.96)$$

La función de desplazamientos $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$ se calcula únicamente en los nodos n_i , en los que adquiere un valor u_i de tal forma que la función $\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)$ se evalúa en cada punto del dominio mediante la interpolación de los valores en los nodos de cálculo, a través de unas funciones de forma $N_i \in \mathcal{C}^1, i = 1, \dots, n_{nod}$ para cada elemento finito Ω^e de modo que se cumple,

$$\mathbf{u}(\mathbf{x}, t)|_{\Omega_e} = \sum_{i=1}^{n_n} N_i(\mathbf{x}) \mathbf{u}_i^e = \mathbf{N} \cdot \mathbf{u}^e \quad (3.97)$$

En consecuencia, el gradiente de desplazamientos adquiere la siguiente forma,

$$\nabla \mathbf{u}(\mathbf{u}, t)|_{\Omega_e} = \sum_{i=1}^{n_n} \nabla N_i(\mathbf{x}) \mathbf{u}_i^e = \mathbf{B} \cdot \mathbf{u}^e \quad (3.98)$$

donde \mathbf{N}, \mathbf{B} son matrices de funciones y derivadas de funciones de forma propias del tipo de elemento finito empleado en la discretización [51].

Aplicando las ecuaciones (3.97) y (3.98) la forma discreta de la ecuación de gobierno (3.95) para un elemento finito Ω_e se muestra a continuación,

$$\int_{\Omega_e} \mathbf{B}^{T,e} \cdot \sigma^e \cdot \mathbf{u}^e dV - \int_{\Omega_e} \rho \mathbf{N}^T \mathbf{b} \cdot \mathbf{u}^e dV - \int_{\partial \Omega_e} \mathbf{N}^T \mathbf{t} \cdot \mathbf{u}^e dS = 0 \quad (3.99)$$

Los desplazamientos \mathbf{u}^e son valores nodales independientes de dV por lo que salen de las integrales, definiendo un sistema de ecuaciones en el que el vector \mathbf{u}^e es el vector incógnita, en las cuales pueden identificarse los términos de fuerzas externas (f^{ext}) e internas (f^{int}) para cada elemento.

$$\underbrace{\left[\int_{\Omega_e} \mathbf{B}^{T,e} \cdot \sigma^e dV \right]}_{\mathbf{f}_{\text{int}}} \cdot \mathbf{u}^e - \underbrace{\left[\int_{\Omega_e} \rho \mathbf{N}^T \mathbf{b} \cdot \mathbf{u}^e dV - \int_{\partial \Omega_e} \mathbf{N}^T \mathbf{t} dS \right]}_{\mathbf{f}_{\text{ext}}} \cdot \mathbf{u}^e = 0 \quad (3.100)$$

El sistema de ecuaciones 3.100 representa la condición de equilibrio estático a nivel elemental. El equilibrio global del dominio Ω se construye mediante el ensamblaje de las ecuaciones elementales a través del operador lineal \mathbf{A} standard en el método de los elementos finitos, que suma las contribuciones de cada elemento a las magnitudes nodales ensambladas. En consecuencia se definen los vectores globales de fuerzas externas e internas según las siguientes expresiones,

$$\mathbf{F}_{int} = \mathbf{A}_{i=1}^{n_e} \mathbf{f}_{int}(\sigma^e, t) \quad (3.101)$$

$$\mathbf{F}_{ext} = \mathbf{A}_{i=1}^{n_e} \mathbf{f}_{ext}(t) \quad (3.102)$$

La ecuación de equilibrio por tanto puede expresarse en términos de la diferencia entre las fuerzas externas e internas actuantes sobre el volumen material V .

$$\mathbf{F}_{int}(\sigma) - \mathbf{F}_{ext} = \mathbf{0} \quad (3.103)$$

Las integraciones de la ecuación de equilibrio se realiza numéricamente a través de cuadraturas numéricas. Esto significa que las magnitudes residentes en el integrando se evalúan de forma exacta únicamente en una serie finita de puntos de integración, $x_i, i = 1, \dots, n_c$. De forma general, la integral de una función $g(x)$ se obtiene numéricamente según la expresión,

$$\int_{\Omega} g(x) dx = \sum_{i=1}^{n_c} w_i \cdot g(x_i) \quad (3.104)$$

donde w_i son los pesos asociados a cada punto de integración, definido por su coordenada natural. Coordenadas y pesos de integración dependen de la cuadratura escogida y del número de puntos de integración n_c .

3.7. Discretización temporal. Linealización de las ecuaciones del problema

El problema no lineal de contorno definido en el apartado 3.5.9, en el dominio discreto definido por la ecuación 3.100 a nivel elemental, se transforma en la solución de un sistema de ecuaciones no lineales, es decir un problema discreto en el tiempo y en el espacio. Para ello es preciso linealizar las ecuaciones de gobierno del problema, en particular la ecuación de equilibrio y las ecuaciones constitutivas.

Sea $\mathfrak{T} = [0, T]$ el intervalo de tiempo en el que se desarrolla el problema mecánico. Se considera una partición del intervalo \mathfrak{T} en n_t subintervalos de modo que,

$$\mathfrak{T} = [0, T] = \bigcup_{i=1}^{n_t} [t_n, t_{n+1}], n = 1, \dots, n_t \quad (3.105)$$

Asumiendo la partición temporal descrita, el problema a resolver es el siguiente:

Conocidos los desplazamientos en el instante t_n , \mathbf{u}^n encontrar el vector de desplazamientos en el instante t_{n+1} , \mathbf{u}^{n+1} en los nodos de cálculo – o equivalentemente, los incrementos de desplazamiento $\Delta\mathbf{u}^{n+1}$ – y las tensiones σ^{n+1} en los puntos de integración elemental, de forma que se cumpla,

1. $\mathbf{G}(\sigma, \mathbf{u})^{n+1} = \mathbf{F}_{int}^{n+1}(\sigma) - \mathbf{F}_{ext}^{n+1} = \mathbf{0}$
2. Ecuaciones constitutivas en t_{n+1} (3.93)

La solución de este problema se reduce a encontrar la raíz de la función $\mathbf{G}(\sigma, \mathbf{u})^{n+1}$ a partir de la aproximación inicial que suponen los valores en el instante t_n . Para ello se emplea un esquema iterativo basado en el método de Newton, que requiere la linealización de las ecuaciones del problema.

3.7.1. Derivada direccional

En general, los problemas planteados en el contexto de la mecánica de medios continuos son de carácter no lineal, lo que viene propiciado fundamentalmente por dos circunstancias: la geometría (no linealidad geométrica) y el comportamiento del material modelado a través del modelo constitutivo (no linealidad material). El fenómeno físico a resolver se materializa por tanto en un sistema de ecuaciones no lineales, que transforma el problema en el cálculo de la raíz de una función, cuya solución se obtiene numéricamente. El procedimiento más habitual por su eficiencia es el método de Newton-Raphson, que tras un proceso iterativo, proporciona una aproximación a la solución del problema. Este esquema de actuación requiere la linealización del sistema de ecuaciones que gobiernan el problema [16].

Se considera un sistema de n ecuaciones no lineales, dependiente del vector de incógnitas $\mathbf{x} \in \mathfrak{R}^n$, representado por la función,

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}) = \mathbf{0} \quad (3.106)$$

Obtener la solución del sistema de ecuaciones es equivalente a hallar la raíz de la función \mathbf{F} . Sea $\mathbf{x}_0 \in \mathfrak{R}^n$ una aproximación inicial del vector $\mathbf{x} \in \mathfrak{R}^n$ solución de 3.106. La función \mathbf{F} valorada en \mathbf{x} puede expresarse mediante un desarrollo en serie de Taylor,

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}) = \mathbf{F}(\mathbf{x}_0) + \left. \frac{d\mathbf{F}}{dx} \right|_{x_0} (\mathbf{x} - \mathbf{x}_0) + \dots \quad (3.107)$$

Sea $\mathbf{u} \in \mathfrak{R}^n$ un vector, y $\alpha \in \mathfrak{R}$ un parámetro real, de forma que la expresión $\mathbf{F}(\mathbf{x}_0 + \alpha\mathbf{u})$ expresa el valor de la función según un incremento del vector \mathbf{x} en la dirección de \mathbf{u} . En este caso, el desarrollo en serie de la función \mathbf{F} puede expresarse en función del parámetro α ,

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}_0 + \alpha\mathbf{u}) = \mathbf{F}(\mathbf{x}_0) + \alpha \left. \frac{d\mathbf{F}(\mathbf{x}_0 + \alpha\mathbf{u})}{d\alpha} \right|_{\alpha=0} + \dots \quad (3.108)$$

La expresión anterior es válida para cualquier valor del parámetro α , en particular para $\alpha = 1$. En este caso y despreciando los términos del desarrollo de orden superior a 2, se obtiene una aproximación lineal de la función \mathbf{f}

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}_0 + \alpha\mathbf{u}) \approx \mathbf{F}(\mathbf{x}_0) + \left. \frac{d\mathbf{F}(\mathbf{x}_0 + \alpha\mathbf{u})}{d\alpha} \right|_{\alpha=0} \cdot \mathbf{u} \quad (3.109)$$

o alternativamente,

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}_0 + \alpha \mathbf{u}) \approx \mathbf{F}(\mathbf{x}_0) + D\mathbf{F}(\mathbf{x}_0)[\mathbf{u}] \quad (3.110)$$

donde $D\mathbf{F}(\mathbf{x}_0)[\mathbf{u}]$ es la derivada direccional de la función \mathbf{F} en la dirección del vector \mathbf{u} . La solución de la ecuación 3.106 puede aproximarse mediante la expresión,

$$\mathbf{F}(\mathbf{x}_0 + \alpha \mathbf{u}) = \mathbf{F}(\mathbf{x}_0) + D\mathbf{F}(\mathbf{x}_0)[\mathbf{u}] = \mathbf{0} \Rightarrow D\mathbf{F}(\mathbf{x}_0)[\mathbf{u}] = -\mathbf{F}(\mathbf{x}_0) \quad (3.111)$$

A partir del resultado anterior se define un operador \mathbf{L} para la derivada direccional según el vector \mathbf{u} en el punto \mathbf{x}_0 como,

$$L(\mathbf{F})|_{\mathbf{x}_0} = \mathbf{F}(\mathbf{x}_0) + D\mathbf{F} \cdot \mathbf{u} \quad (3.112)$$

La linealización de la función \mathbf{F} permite establecer un sistema de ecuaciones no lineales a resolver por el método de Newton-Raphson, que mediante un esquema iterativo proporciona una aproximación a la raíz de la función F .

3.7.2. Linealización de la ecuación de balance de momento lineal

La linealización de la ecuación de equilibrio (3.103) se expresa según la forma general recogida en la ecuación (3.112) según sigue,

$$\mathbf{L}[\mathbf{G}(\sigma, \mathbf{u})]^{n+1} = \mathbf{G}(\sigma, \mathbf{u})|^{n+1} + D\mathbf{G}(\sigma, \mathbf{u})|^{n+1} \cdot \Delta \mathbf{u} \quad (3.113)$$

El cálculo de la derivada direccional de \mathbf{G} en la dirección del vector \mathbf{u} se lleva a cabo teniendo en cuenta que el vector de fuerzas externas \mathbf{F}_{ext} no depende de \mathbf{u} , obteniéndose el siguiente resultado [78]

$$\begin{aligned} D\mathbf{G}(\sigma, \mathbf{u}) \cdot \Delta \mathbf{u} &= D\mathbf{F}_{int}(\sigma, \mathbf{u}) \cdot \Delta \mathbf{u} = \\ &= \frac{\partial \mathbf{F}_{int}(\sigma, \mathbf{u})}{\partial \mathbf{u}} \cdot \Delta \mathbf{u} = \mathbf{A}_{i=1}^{n_e} \left[\frac{\partial \mathbf{f}_{int}(\sigma)}{\partial \mathbf{u}^e} \right]^{n+1} = \\ &= \mathbf{A}_{i=1}^{n_e} \int_{\Omega_e} \mathbf{B}^{eT} \left[\frac{\partial \sigma^e}{\partial \epsilon^e} \right] \frac{\partial \epsilon^e}{\partial \mathbf{u}^e} \cdot \Delta \mathbf{u}^e dV |^{n+1} = \\ &= \underbrace{\mathbf{A}_{i=1}^{n_e} \left[\int_{\Omega_e} \mathbf{B}^{T,e} : \mathbb{C} : \mathbf{B}^e dV \right]^{n+1}}_{\mathbb{K}^{e,n+1}} \cdot \Delta \mathbf{u}^e dV |^{n+1} = \\ &= \mathbf{A}_{i=1}^{n_e} [\mathbb{K}^{e,n+1}] \cdot \Delta \mathbf{u}^e |^{n+1} = \mathbb{K}^{n+1} \cdot \Delta \mathbf{u}^e |^{n+1} \end{aligned} \quad (3.114)$$

siendo \mathbf{A} el operador de ensamblaje elemental característico del método de los elementos finitos, mientras que el superíndice "e" hace referencia al carácter elemental del término.

La linealización de la función \mathbf{G} da como resultado la siguiente expresión.

$$\mathbf{G}(\sigma, \mathbf{u})|^{n+1} \approx \mathbf{G}(\sigma, \mathbf{u})|^{n+1} + [\mathbb{K}]^{n+1} \cdot \Delta \mathbf{u}^e |^{n+1} = \mathbf{0} \quad (3.115)$$

De la ecuación (3.115) se obtiene la expresión para el incremento de desplazamientos aproximado que garantiza el equilibrio en el instante t_{n+1} ,

$$\Delta \mathbf{u}^e |^{n+1} = -[\mathbb{K}^{n+1}]^{-1} \mathbf{G}(\sigma, \mathbf{u})|^{n+1} \quad (3.116)$$

El valor de la función \mathbb{G} en el instante t_n , $\mathbf{G}(\sigma, \mathbf{u})|_n$ suele denominarse "residuo". En la linealización de la ecuación de equilibrio aparece la expresión del **tensor constitutivo tangente algorítmico** expresado como la variación de las tensiones con respecto a las deformaciones en el instante t_{n+1} , a nivel elemental.

$$\mathbb{C}|^{n+1} = \frac{\partial \sigma^{n+1}}{\partial \epsilon^{n+1}} \quad (3.117)$$

El valor de los coeficientes del tensor \mathbb{C} pueden obtenerse por perturbación según se explica en el apartado 3.5.8.1

3.7.3. Discretización temporal de las ecuaciones constitutivas

Para la integración temporal de las ecuaciones constitutivas del modelo se asume nuevamente el intervalo de referencia entre los instantes t_n y t_{n+1} , donde $t_{n+1} = t + \Delta t$. La discretización temporal de las ecuaciones se lleva a cabo mediante la regla del punto medio [78]. Sea \mathbf{x} una magnitud cualquiera, y \mathbf{x}_0 el valor de dicha magnitud en el instante inicial. Se define el problema de valores iniciales de la forma,

$$\dot{\mathbf{x}} = f(\mathbf{x}(t)) \quad (3.118)$$

$$\mathbf{x}(0) = \mathbf{x}_0 \quad (3.119)$$

La aproximación del valor de \mathbf{x} en el instante t_{n+1} se aproxima mediante el valor de \mathbf{x} en un punto intermedio entre los instantes t_n y t_{n+1} notado como $t_{n+\theta}$ a través de la siguiente expresión:

$$\mathbf{x}_{n+\theta} = \mathbf{x}_n + \Delta t \cdot f(\mathbf{x}_{n+\theta}) \mathbf{x}_{n+\theta} = \theta \mathbf{x}_{n+1} + (1 - \theta) \cdot \mathbf{x}_n \quad (3.120)$$

Para un valor de $\theta=1$ se obtiene una aproximación de \mathbf{x} el instante t_{n+1} que depende del propio valor \mathbf{x}_{n+1} lo que da lugar a un esquema implícito de integración temporal, que es el escogido para la integración de las ecuaciones constitutivas del modelo propuesto.

Aplicando la regla de integración definida en (3.120) se obtienen las siguientes expresiones para las ecuaciones constitutivas y leyes de evolución:

$$\epsilon_{n+1} = \epsilon_n + \nabla^S(\Delta \mathbf{u}) \quad (3.121)$$

$$\dot{\epsilon}_{n+1} = \dot{\epsilon}_n + \nabla^S(\Delta \dot{\mathbf{u}}) \quad (3.122)$$

$$\sigma_{n+1} = \mathbb{C} : (\epsilon_{n+1} - \epsilon_{n+1}^{vp}) \quad (3.123)$$

$$\epsilon_{n+1}^{vp} = \epsilon_n^{vp} + \lambda_{n+1} \Delta t \frac{\partial f_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}} \quad (3.124)$$

$$\kappa_{n+1} = \kappa_n + \Delta t \cdot f_\kappa(\sigma_{n+1}, \dot{\epsilon}^{vp}) \quad (3.125)$$

$$C_{n+1} = C_n + \Delta t \cdot f_C(\sigma_{n+1}, \dot{\epsilon}^{vp}) \quad (3.126)$$

El procedimiento iterativo para la integración temporal parte de los valores en el instante t_{n+1} de las variables libres del problema ϵ_{n+1} y $\dot{\epsilon}_{n+1}$ definidos en el apartado 3.5.9. Se consideran también los valores de las variables de estado en el instante t_n , convergidas en el paso anterior.

$$\{\epsilon^{vp}, \kappa, C\} \Big|_{t_n} = \{\epsilon_n^{vp}, \kappa_n, C_n\} \quad (3.127)$$

La solución para el instante t_{n+1} se encuentra mediante el esquema de predicción elástica y corrección plástica [78]. Según este esquema, se establece un estado predictor notado como $(\cdot)^{trial}$ en el que se determina un estado de tensiones correspondiente a una variación nula de las variables internas, es decir

$$\begin{aligned} \epsilon_{n+1}^{vp,trial} &= \epsilon_n^p, \kappa_{n+1}^{trial} = \kappa_n, C_{n+1}^{trial} = C_n \\ \sigma_{n+1}^{trial} &= \mathbb{C}_{n+1}^{trial} : (\epsilon_{n+1} - \epsilon_{n+1}^{p,trial}) \end{aligned} \quad (3.128)$$

Definida una superficie de fluencia según (3.69), y definido el dominio elástico según (3.74), se obtiene a partir de 3.128 la función de sobretensión predictor en el instante t_{n+1} notada por F_{n+1} . Esta función de sobretensión define la situación del estado tensional – elástico o plástico – y constituye la versión discreta de las condiciones de Kuhn-Tucher [78].

Si $F_{n+1} \leq 0$ el estado tensional se encuentra dentro del dominio elástico garantizándose el cumplimiento del sistema de ecuaciones, con un estado tensional igual al predictor, y por tanto con una variación nula de las variables internas, de acuerdo con las condiciones de Kuhn-Tucker.

Si $F_{n+1} > 0$ según las condiciones de Kuhn-Tucker la variación de la deformación plástica no es nula, por lo que es necesario resolver mediante un procedimiento iterativo, el sistema de ecuaciones diferenciales mostrado a continuación.

$$\sigma_{n+1} = \mathbb{C}_{n+1} : (\epsilon_{n+1} - \epsilon_{n+1}^{vp}) \quad (3.129)$$

$$\dot{\epsilon}_{n+1} = g(\sigma_{n+1}, \dot{\epsilon}_{n+1}) \quad (3.130)$$

$$F_{n+1} = \frac{f_{n+1}}{C_{n+1}} - 1 \quad (3.131)$$

$$\lambda_{n+1} = \frac{\langle F_{n+1} \rangle}{\xi_{n+1}} \quad (3.132)$$

$$\epsilon_{n+1}^p = \epsilon_n + \lambda_{n+1} \Delta t \frac{\partial f(\sigma_{n+1})_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}} \quad (3.133)$$

$$\kappa_{n+1} = \kappa_n + \Delta t \cdot f_\kappa(\sigma_{n+1}, \dot{\epsilon}_{n+1}) \quad (3.134)$$

$$C_{n+1} = C_n + \Delta t \cdot f_C(\sigma_{n+1}, \kappa_{n+1}) \quad (3.135)$$

Para la integración de la deformación plástica $\dot{\epsilon}^{vp}$ se define el residuo de las deformaciones plásticas como,

$$\mathbf{R}_\epsilon = \epsilon_{n+1} - \epsilon_n - \lambda_{n+1} \Delta t \cdot \frac{\partial f(\sigma_{n+1})_{n+1}}{\partial \sigma_{n+1}} \quad (3.136)$$

El proceso iterativo se detiene cuando la norma del residuo es menor que una cierta tolerancia definida por el usuario,

$$\|\mathbf{R}_\epsilon\| < \text{TOL} \rightarrow \text{STOP} \quad (3.137)$$

En la figura 3.8 se muestra un esquema del algoritmo de integración temporal de las ecuaciones del modelo.

3.8. Códigos computacionales desarrollados

La formulación antes descrita ha sido implementada en códigos computacionales, basados en el método de los elementos finitos (FEM). Concretamente se han empleado dos códigos en el desarrollo de esta tesis:

- **PLCD (PLastic Concrete Damage)**. PLCD es un código especializado en el tratamiento de materiales compuestos, y que incorpora el modelo de daño plástico, con especial incidencia en la simulación del comportamiento del hormigón [55].

El código ha sido desarrollado por el profesor Sergio Oller Martínez con el soporte del *Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)*.

- **COMET (COupled MEchanical and Termal analysis)**. COMET es un código diseñado para problemas acoplados termomecánicos. Incorpora multitud de modelos constitutivos para el problema mecánico, tanto inámico como estático, pequeñas y grandes deformaciones, además de múltiples aplicaciones en el campo de la simulación [20].

Este código ha sido desarrollado por con la ayuda de los profesores Michele Chiumenti y Miguel Cervera, en el *Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE)*.

La definición de las geometrías, los materiales, el tratamiento de las condiciones de carga y de contorno, se ha llevado a cabo mediante el preprocesador Gid, desarrollado en CIMNE, así como el tratamiento y visualización de resultados expuestos en este trabajo [11].

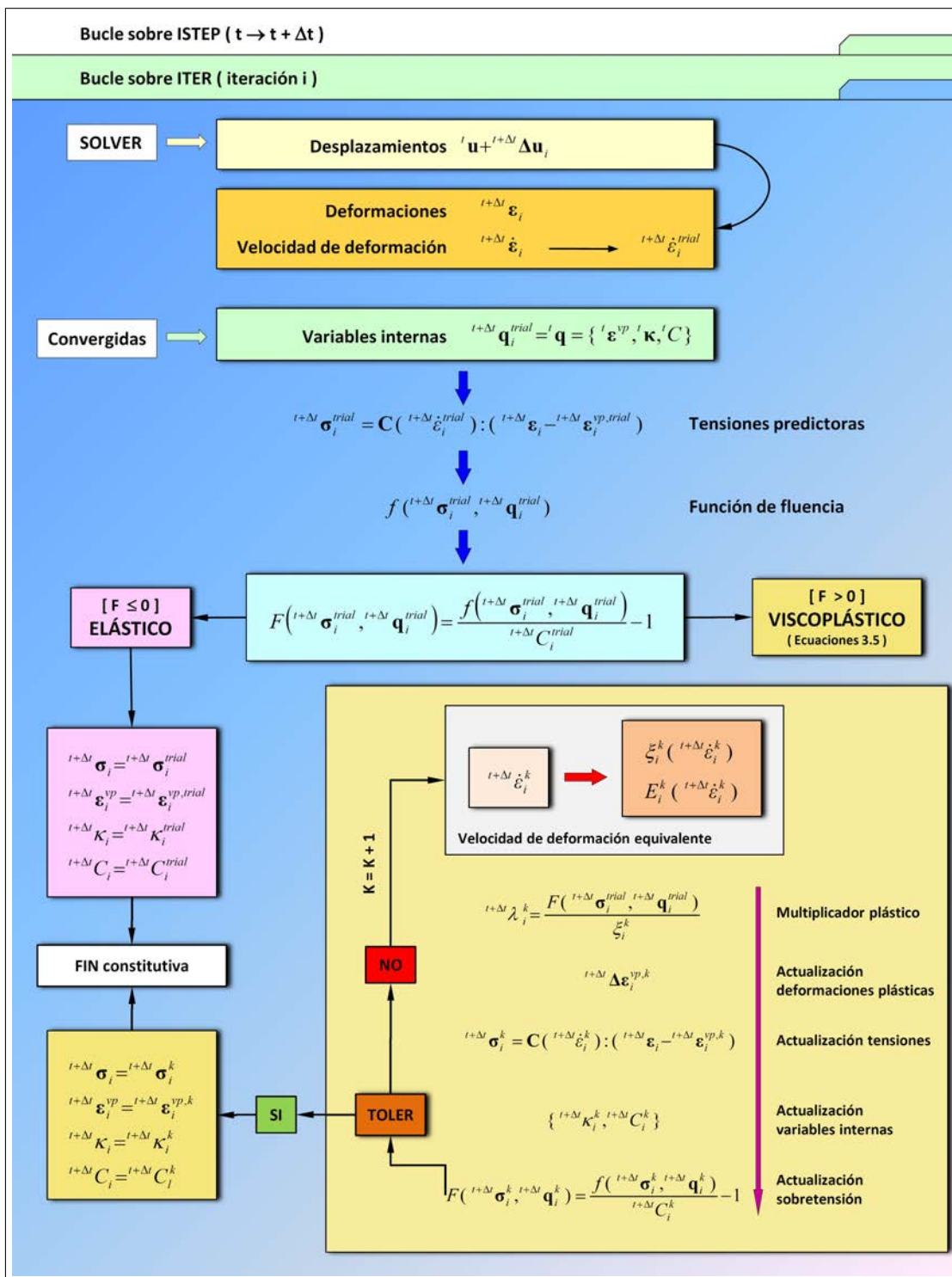


Figura 3.8.- Esquema iterativo del modelo constitutivo propuesto

Capítulo 4

Aplicación del modelo. Simulación de la respuesta de un firme asfáltico

4.1. Introducción

El estudio y desarrollo de técnicas de reciclado para la construcción de firmes es una actividad de interés creciente en el ámbito de la ingeniería civil en nuestros días. Los materiales reciclados provenientes de las capas bituminosas en firmes envejecidos pueden ser empleados en la composición de nuevas mezclas bituminosas recicladas – en adelante MBR –, lo que implica una reducción de la cantidad de betún y áridos a emplear y a su vez una disminución del residuo depositado, y en definitiva un importante beneficio tanto económico como ecológico.

Por estas razones, las técnicas de reciclado se presentan como una interesante alternativa cada vez más empleada para el mantenimiento y la rehabilitación de pavimentos. El empleo de estas nuevas técnicas requiere un idóneo conocimiento del comportamiento estructural del material reciclado, que viene condicionado por la presencia de una fracción de material más rígido como es el betún reciclado [18]. En consecuencia, los ensayos empleados habitualmente no ofrecen toda la información posible para entender el comportamiento de la mezcla reciclada, sino que es necesario definir ensayos complementarios específicos para las mezclas recicladas.

En este sentido se analizan las posibilidades del ensayo de tracción directa como referencia experimental, y como herramienta de soporte para el diseño de mezclas recicladas. Se trata de un ensayo sencillo y rápido capaz de proporcionar información muy relevante acerca de la tenacidad, o de la resistencia a la fisuración de la muestra, propiedades que influyen de forma significativa en la respuesta estructural de la mezcla reciclada [45].

Simultáneamente, el proceso de diseño y análisis estructural del material asfáltico requieren de herramientas numéricas capaces de caracterizar las propiedades del mismo. Por ello, se propone una nueva formulación específica para materiales asfálticos, que incluye de forma explícita la dependencia del material frente a la velocidad de deformación, observada experimentalmente en las curvas de respuesta obtenidas del ensayo de tracción directa.

Una vez caracterizadas las propiedades mecánicas del material, el objetivo del presente trabajo es la simulación del comportamiento de la mezcla asfáltica como parte integrante de un firme asfáltico. Se pretende predecir la respuesta para evaluar la posibilidad del fallo del firme, bajo cargas

dinámicas habituales, y para diferentes temperaturas. Los resultados obtenidos se contrastarán con medidas experimentales.

4.2. Ensayos de caracterización experimental de las mezclas asfálticas recicladas

4.2.1. Propiedades específicas de las mezclas recicladas

El material resultante de la demolición de capas bituminosas confortantes de un firme flexible puede ser utilizado en la composición de nuevas mezclas bituminosas. Esta técnica permite la reducción de betún y la cantidad de áridos a añadir en la nueva mezcla, disminuyendo por tanto el residuo generado, lo que representa una nada despreciable ventaja tanto económica como ecológica.

El desarrollo de las técnicas de reciclado de materiales asfálticos para el mantenimiento y rehabilitación de firmes constituyen una línea de trabajo e investigación reflejada en proyectos como PARAMIX [22]. En este proyecto se estudió el análisis de los materiales, así como su diseño, o incluso las mejoras específicas en la maquinaria empleada para su puesta en obra, tanto en frío como en caliente. Los resultados presentados en este trabajo son en buena medida deudores de los trabajos desarrollados en el marco del dicho proyecto.

El elemento diferenciador esencial de las mezclas recicladas con respecto a las convencionales es el llamado pavimento asfáltico recuperado o RAP (Reclaimed Asphalt Pavement). Las propiedades de este material reciclado son determinantes en las características de la mezcla reciclada final.

En particular el elemento fundamental es el RAP debido al betún envejecido que contiene y que suele influir negativamente en las propiedades de la mezcla resultante, en lo que se refiere a su pérdida de flexibilidad y resistencia a la fisuración. Sin embargo la adición de una fracción de betún nuevo, con las características apropiadas - generalmente más blando - además de agentes rejuvenecedores, puede dar como resultado una mezcla reciclada con características similares a las de una mezcla asfáltica convencional fabricada con materiales nuevos [82].

Contrariamente a lo que se podría pensar, no existen métodos para caracterizar y diseñar estas mezclas asfálticas en caliente, basadas en la adición de RAP. Por lo general, el diseño y la evaluación de las mezclas recicladas se lleva a cabo empleando los mismos métodos y ensayos que se utilizan para las mezclas convencionales, a pesar de que la idoneidad de dichos métodos para la predicción del comportamiento de las mezclas recicladas no ha sido probada.

El ensayo Marshall [4] ha sido ampliamente utilizado en la dosificación de las mezclas convencionales. Este ensayo está específicamente pensado para evaluar la estabilidad del material frente a la deformación plástica. Sin embargo, este no es un problema prioritario en el caso de las mezclas recicladas debido a la rigidez del betún envejecido. En consecuencia la estabilidad no es una propiedad determinante en el comportamiento de las mezclas recicladas, especialmente cuando éstas son utilizadas en capas inferiores del pavimento. Estas consideraciones pueden extenderse al ensayo de pista [2], el cual es útil para caracterizar propiedades relevantes de una mezcla convencional, pero no proporciona información relevante acerca de la respuesta de las mezclas recicladas y sus valores críticos.

La diferencia esencial entre ambos tipos de mezclas - convencionales y recicladas - es por tanto, la presencia del RAP y las propiedades más significativas a tener en cuenta son la tenacidad o ductilidad de la mezcla y su resistencia a la fisuración.

Para evaluar la resistencia del material a la fisuración puede ser más apropiado un ensayo dinámico de fatiga para obtener la ley de fatiga seguida por el material, lo que permite estimar la durabilidad mecánica de la mezcla. Como contrapartida, este ensayo es largo y complejo y no es habitualmente utilizado en la fase de diseño [63].

Otra de las propiedades determinantes en el diseño de una mezcla reciclada es la tenacidad o ductilidad. Esta propiedad habitualmente no se ensaya debido a la falta de normativa y estandarización de los ensayos.

En consecuencia sería conveniente explorar nuevas metodologías de ensayo capaces de captar la evolución de dichas propiedades, facilitando así el diseño de la mezcla reciclada. Durante la elaboración de esta tesis, se han estudiado las posibilidades del ensayo de tracción directa – en adelante DTT – para evaluar tanto la tenacidad como la resistencia a la fisuración del material reciclado. Este estudio se ha efectuado con la ayuda del Departamento de Infraestructura y Transporte de la Universidad Politécnica de Cataluña (UPC).

Este ensayo presenta algunas ventajas nada despreciables con respecto a los ensayos habituales. Se trata de un ensayo mucho más sencillo y rápido que un ensayo de fatiga, y es capaz de extraer conclusiones importantes acerca de las mencionadas propiedades que determinan la respuesta del material tratado.

El objetivo en este punto del trabajo es analizar el comportamiento de las mezclas recicladas, con especial atención al fenómeno de la fisuración, empleando técnicas numéricas y experimentales basadas en la aplicación del ensayo de tracción directa.

4.2.2. Ensayo Marshall vs Ensayo de tracción directa

4.2.2.1. Planteamiento del problema

El ensayo Marshall [4] descrito en el apartado ??, ha sido durante mucho tiempo un ensayo de referencia en el análisis y diseño de mezclas asfálticas convencionales. Sin embargo en el caso de las mezclas asfálticas recicladas es conveniente disponer de información adicional en cuanto a la tenacidad y la resistencia a la fisuración del material. En este punto del desarrollo se pretende comparar cualitativamente los resultados obtenidos mediante el ensayo Marshall y el ensayo de tracción directa.

Con este objetivo se han diseñado dos mezclas recicladas con diferentes porcentajes de RAP - 30 % y 50 % de pavimento asfáltico recuperado - además de una mezcla convencional empleada como referencia. Se ha procedido a caracterizar dichas mezclas mediante el ensayo Marshall y mediante el ensayo de tracción directa, a una temperatura dada, lo que permite comparar los resultados y extraer las conclusiones pertinentes.

4.2.2.2. Descripción del ensayo de tracción directa

La configuración del ensayo de tracción directa no está normalizada. Para la fabricación de las probetas se sigue el procedimiento establecido en la norma NLT-173 del ensayo de pista [2]. El material se compacta por vibración, empleando un compactador consistente en una lámina de acero con dos aparatos vibradores constituidos por dos masas de 9,5 Kg, girando a 314 rad/seg o 0.5 rpm lo que significa una fuerza centrífuga de 3 kN. El proceso de compactación se lleva a cabo en cuatro fases de 75 segundos, con un giro de 90° desde la posición inicial.

Las dimensiones de las probetas originales son 150 x 50 x 50 mm aproximadamente (Figura 4.1). Cada probeta presenta una entalla de 5 mm de profundidad situada en el plano medio de la probeta, con el objeto de concentrar las tensiones en dicho plano, dirigiendo así la aparición de la fisura. La probeta es colocada entre dos piezas metálicas colocadas en los extremos para que la probeta quede convenientemente fijada.

En el ensayo de tracción directa la carga es aplicada en uno de los extremos de la probeta, manteniendo fijo el extremo opuesto. De esta manera se garantiza un estado tensional de tracción vertical en todos los puntos. La carga es aplicada a una velocidad constante, típicamente 0,1



Figura 4.1.- Probeta para ensayo de tracción directa

mm/min. La temperatura durante el test permanece constante. En este estudio concretamente la temperatura de referencia fue de 20°C , aunque otros valores pueden ser también recomendables, especialmente en el caso de que la fragilidad de las muestras sea significativa, en las que se recomienda temperaturas más bajas.

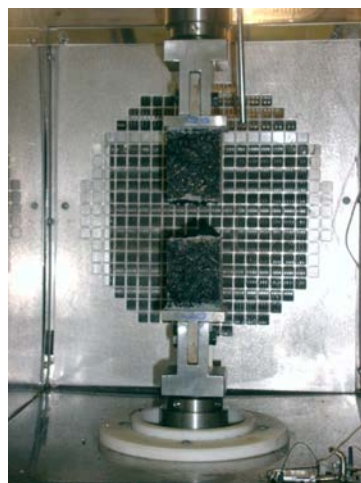
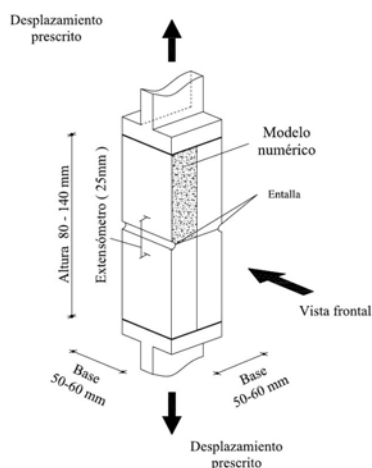


Figura 4.2.- Esquema e imagen del ensayo de tracción directa

4.2.2.3. Definición de las muestras

Para llevar a cabo el estudio de ambos ensayos se han tomado dos mezclas semidensas. Dichas mezclas se caracterizan por un tamaño máximo de árido de 20 mm (su denominación es S-20 según las normas españolas, y se trata de una mezcla habitualmente utilizada en el ligante y en capas de base). Las mezclas han sido confeccionadas con un 30 % y un 50 % de RAP, con la adición de betúnes con diferentes valores de penetración, para compensar la baja penetración del betún envejecido. El betún añadido es más blando a medida que el contenido de RAP aumenta. Concretamente, la penetración de los betúnes empleados son B-80/100 y B-150/200 para los contenidos del 30 % y del 50 % de RAP respectivamente.

Como referencia se ha escogido una mezcla convencional para comparar su respuesta con el comportamiento observado en las mezclas recicladas. Esta mezcla convencional ha sido confeccionada empleando áridos nuevos siguiendo la misma granulometría observada en el caso de las mezclas recicladas - como se detalla en la tabla 4.1 -, y añadiendo un betún de penetración del tipo B-60/70.

Tamiz [mm]	Pasa [%]
20.0	100.0
12.5	94.6
8.0	83.7
4.0	54.9
2.0	39.1
0.5	21.5
0.25	16.4
0.125	11.6
0.063	8.85

Tabla 4.1.- Granulometría del material reciclado

El RAP se ha dividido en dos fracciones - fina y delgada - y añadido a la mezcla según relaciones conocidas. El contenido de RAP es del 4,3 % sobre la masa de áridos, y las características de dicho betún se muestran en la tabla 4.2.

Penetración a 25°C [0.1 mm]	Pto ablandamiento [°C]	Índice penetración [-]	Solubilidad [% residuo]
8.0	77.5	0.40	0.41

Tabla 4.2.- Propiedades del betún conformante del RAP

Los áridos empleados son de tipo calcáreo, cuyas fracciones son 12/25, 5/12 y 0/5, y fueron obtenidos de roca meteorizada. Se trata de áridos limpios de partículas arcillosas, sustancias orgánicas o cualquier otro material extraño.

Por otro lado las propiedades del betún de aportación empleado tanto en la mezcla convencional como en las mezclas recicladas se resumen en la tabla 4.3.

Propiedad	Unidades	B-60/70	B-80/100	B-150/200
Penetración a 25°C	[0.1 mm]	64	90	170
Punto de reblandecimiento	[°C]	49.2	48.6	42.5
Fragilidad Fraas	[°C]	-10	-15	19

Tabla 4.3.- Propiedades del betún añadido

El contenido de betún envejecido en el RAP es del 4.3 %. Se añadieron por tanto diferentes porcentajes de betún hasta alcanzar un 4.5 % de contenido total, incluyendo ambos betúnes, viejo y de aportación en las mezclas recicladas. En la tabla 4.4 se resumen tales porcentajes de betún añadido.

Mezcla convencional	30 % RAP	50 % RAP
4.5 %	3.2 %	2.4 %

Tabla 4.4.- Porcentajes de betún añadido

Una vez conocidos el contenido de RAP - 0 % (mezcla convencional), 30 % o bien 50 %, la distribución de los áridos del RAP así como el tamaño de los nuevos áridos, puede obtenerse la granulometría de las mezclas consideradas como se refleja en la tabla 4.5.

Tamiz UNE cline2-5 [mm]	S-20	Pasa [%]		
		RAP 0 %	RAP 30 %	RAP 50 %
25	100	100.0	100.0	100.0
20	80-95	194.5	93.1	93.5
12.5	64-79	75.9	65.6	66.6
8	50-66	65.0	55.7	55.8
4	35-50	44.1	39.4	38.8
2	24-38	28.5	26.7	27.0
0.50	11-21	13.0	13.1	14.2
0.25	7-15	9.4	9.6	10.5
0.125	5-10	6.6	7.2	7.7
0.063	3-7	5.1	5.5	5.9

Tabla 4.5.- Granulometría de la mezcla

% RAP Ligante	Tamiz UNE		
	0 % 60/70	30 % 80/100	50 % 150/200
3.9		5.9	5.2
4.20		4.9	3.8
4.50		3.8	2.9
4.80		3.1	2.3
5.10		2.9	2.0
3.50	6.1		
4.50	3.2		
5.50	1.6		

Tabla 4.6.- Contenido de poros de la mezcla

4.2.2.4. Resultados obtenidos mediante el ensayo Marshall

El ensayo Marshall mide la evolución de las variables características del asfalto tales como la estabilidad de la mezcla frente a las deformaciones plásticas o la rigidez. Los resultados obtenidos para las tres muestras ensayadas, en cuanto la estabilidad y la deformación y en función del contenido de RAP, se detallan en la tabla 4.7, y se representan gráficamente en las figuras 4.3 y 4.4.

Según se puede apreciar en las tablas anteriores y en la figura 4.3, la estabilidad de las mezclas recicladas tiende a decrecer suavemente a medida que aumenta el contenido de betún, aunque

es similar en ambas muestras y en todo caso superior a la estabilidad obtenida para la mezcla convencional. Este era un resultado esperado teniendo en cuenta la rigidez adicional aportada por el betún añadido presente en el RAP.

% RAP Ligante	Estabilidad [kN]			Deformación [mm]		
	0 % 60/70	30 % 80/100	50 % 150/200	0 % 60/70	30 % 80/100	50 % 150/200
3.9		17.2	17.6		2.1	2.7
4.20		16.9	17.2		2.4	2.7
4.50		17.1	16.1		2.7	2.7
4.80		16.8	16.0		3.0	2.8
5.10		16.3	16.1		3.1	2.8
3.50	15.98			1.95		
4.50	12.89			2.38		
5.50	12.74			3.08		

Tabla 4.7.- Estabilidad y deformación Marshall

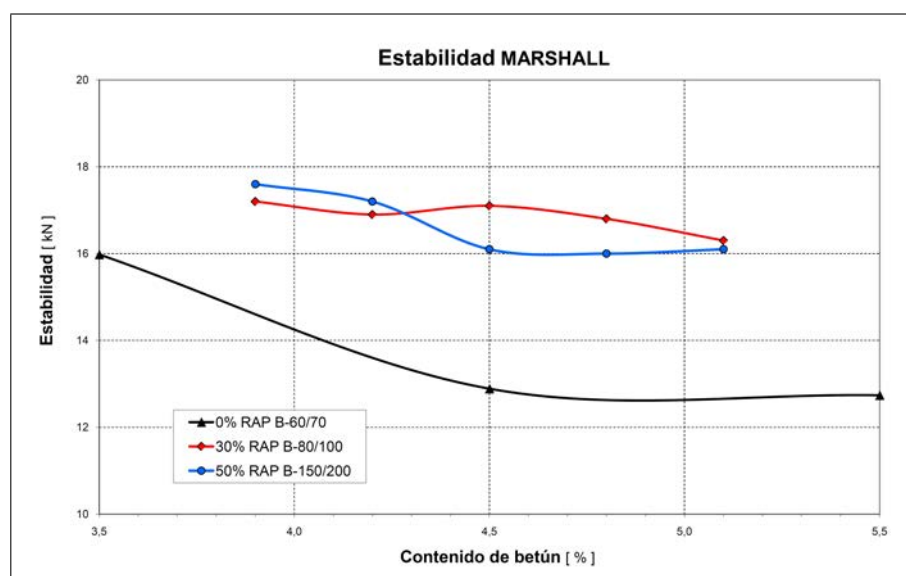


Figura 4.3.- Estabilidad Marshall vs contenido de ligante

Por otro lado, la deformación observada en el ensayo Marshall es igualmente similar para ambas muestras recicladas, creciente con el contenido de betún según se muestra en la figura 4.4. La deformación obtenida es ligeramente superior para las mezclas recicladas respecto a la mezcla convencional, ya que aquellas presentan una carga de rotura superior, y teniendo en cuenta que este test se lleva a cabo a una velocidad de carga constante, la deformación será en general superior en el caso de mezclas recicladas.

La relación entre la estabilidad y la deformación obtenida de los ensayos Marshall define un nuevo parámetro denominado rigidez Marshall, valor significativo a la hora de describir las características de una mezcla. La rigidez Marshall obtenida para las tres muestras se presenta en la

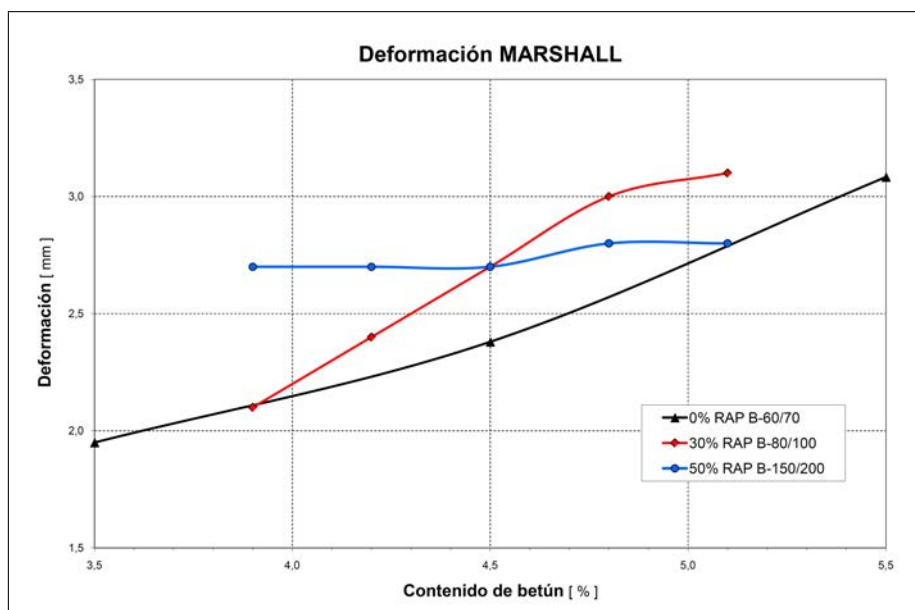


Figura 4.4.- Deformación Marshall vs contenido de ligante

tabla 4.8 y en la figura 4.5. Según se esperaba las muestras recicladas muestran una rigidez superior a las muestras convencionales, aunque la diferencia no se manifiesta de forma evidente. Los valores de rigidez se encuentran en la mayoría de los casos por debajo de los 8 kN/mm, el máximo recomendado en las normas españolas para las mezclas recicladas [6], y únicamente para el caso de muy bajo contenido de betún, este valor es ligeramente rebasado.

% RAP Ligante	Rigidez [kN/mm]		
	0 % 60/70	30 % 80/100	50 % 150/200
3.9		8.19	6.52
4.20		7.04	6.37
4.50		6.33	5.96
4.80		5.60	5.71
5.10		5.26	5.75
3.50	8.19		
4.50	5.42		
5.50	4.13		

Tabla 4.8.- Rigidez Marshall

Los resultados obtenidos para las tres magnitudes Marshall no ponen de manifiesto con claridad el diferente comportamiento entre las mezclas convencionales y las muestras recicladas. Si restringimos la observación a mezclas con contenido de betún entre el 4 % y el 5 % - valores por otro lado habituales en el diseño de mezclas - los valores obtenidos mediante el ensayo no muestran diferencias significativas.

Este efecto se debe a que el material de aportación afecta a propiedades de la mezcla asfáltica diferentes a las observadas a través del ensayo Marshall, y por tanto la diferencia entre ambos tipos

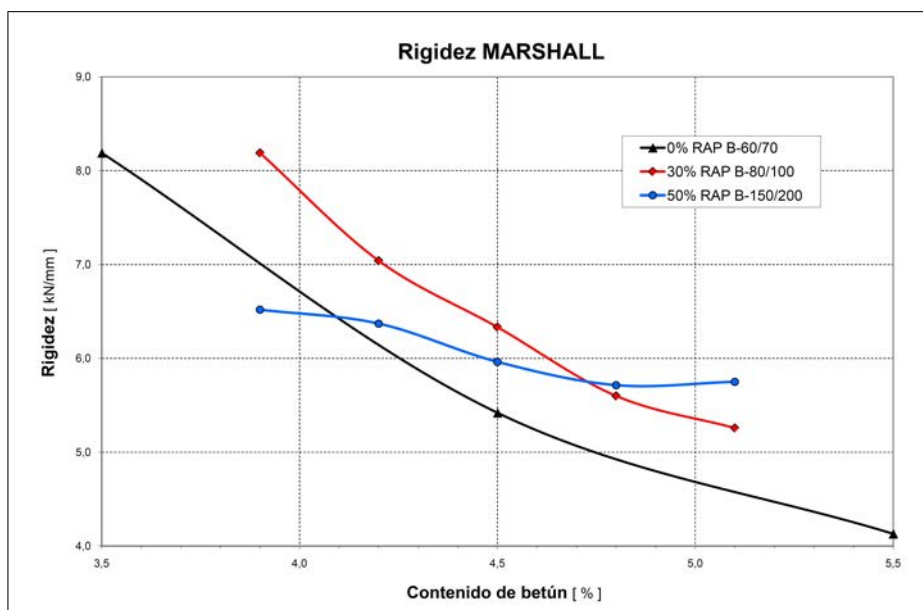


Figura 4.5.- Rigidez Marshall vs contenido de ligante

de mezcla no queda claramente evidenciada. Dichas propiedades son la tenacidad de la muestra o la resistencia a la fisuración.

4.2.2.5. Resultados para el ensayo de tracción directa

Teniendo en cuenta las conclusiones extraídas acerca del ensayo Marshall, se han estudiado las posibilidades de otro ensayo como es el de tracción directa (DTT), para evaluar propiedades como la tenacidad, relevante en la respuesta de una mezcla bituminosa reciclada.

Se han realizado ensayos experimentales para diferentes temperaturas – 5°C, 20°C y 35°C – con el objeto de analizar la respuesta del material, que puede representarse mediante curvas tensión - deformación o bien fuerza - desplazamiento. La tensión se calcula como la carga aplicada total al material sobre el área de fractura, medida en el plano medio de la probeta, teniendo en cuenta la entalla. La deformación por su parte, se ha determinado mediante dos extensómetros colocados simétricamente respecto del plano medio, separados por una distancia de 25 mm, por lo que se obtiene la deformación en dos puntos situados a 12,5 mm de la entalla como el valor considerado para las curvas de respuesta. Todo ello se aprecia en el esquema de la figura 4.2. En este trabajo se ha optado por las curvas fuerzas desplazamiento, debido a las incertidumbres en cuanto al área de la probeta y la longitud de la probeta, magnitudes variables a lo largo del ensayo aunque ligeramente.

Según lo anterior, se han obtenido tres curvas para sendos contenidos de RAP, y para tres temperaturas diferentes, curvas que se han representado en las figuras 4.6, 4.7 y 4.8.

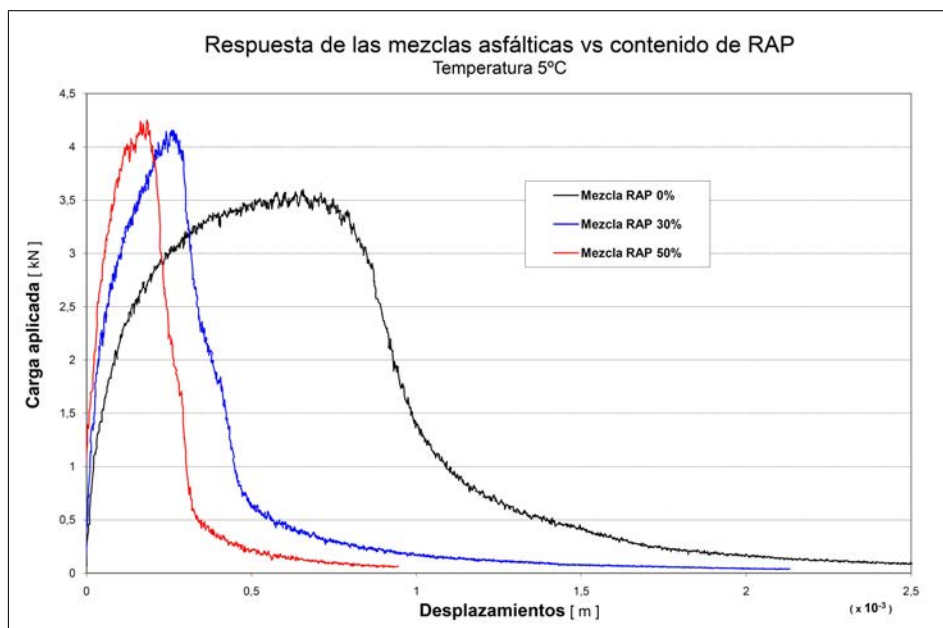


Figura 4.6.- Ensayo de tracción directa. Curva de respuesta a 5°C

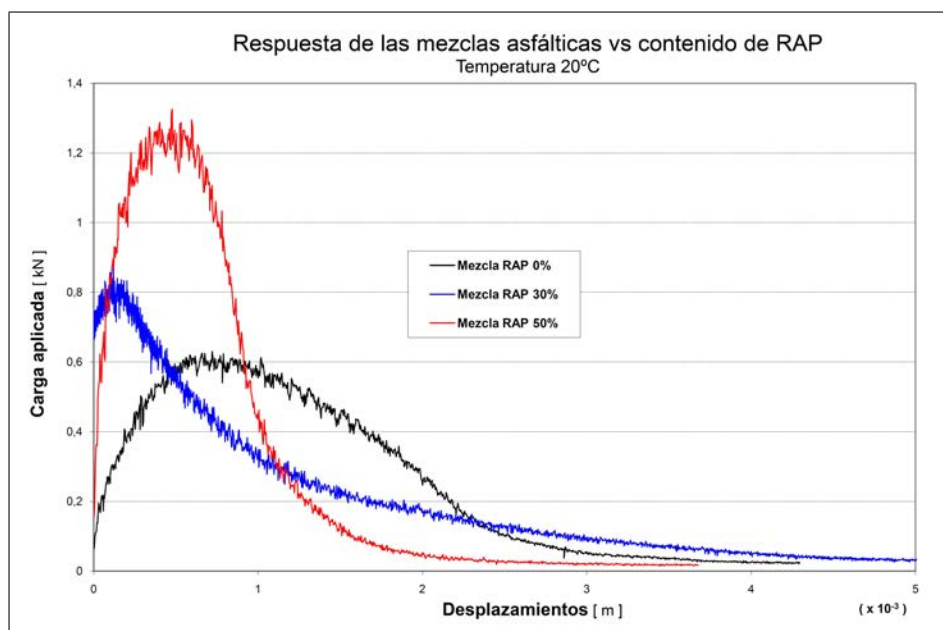


Figura 4.7.- Ensayo de tracción directa. Curva de respuesta a 20°C

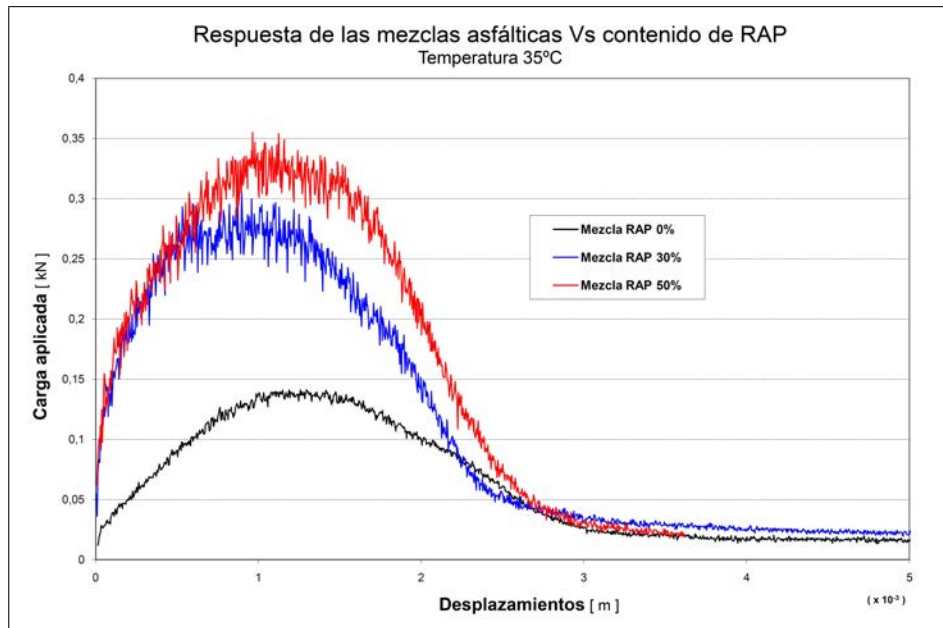


Figura 4.8.- Ensayo de tracción directa. Curva de respuesta a 35°C

De las curvas anteriores pueden extraerse algunos valores experimentales de utilidad para analizar la respuesta del material dependiendo del contenido de RAP, como la resistencia a la fisuración, parámetro relacionado con la carga máxima en la curva de respuesta, el desplazamiento al que se produce dicho máximo, o bien la tenacidad. Existen varios modelos para cuantificar la tenacidad, como se aprecia en la figura 4.9(a). Algunos autores identifican la tenacidad con el área bajo la curva de respuesta a partir del máximo [62], [65] otros investigadores en cambio la asimilan con el área encerrada a partir del momento en que se produce la plastificación, etc. En este trabajo se ha optado por la primera opción. A partir de este valor se ha definido un índice de tenacidad (IT) calculado como el área bajo la curva a partir del punto máximo multiplicado por el incremento de desplazamiento ($\Delta d_{\text{tenacidad}}$) entre el máximo y el correspondiente al 50% de la carga máxima en la rama descendente 4.9(b). En la tabla 4.9 se muestran los valores obtenidos para estos parámetros, mediante el ensayo de tracción directa.

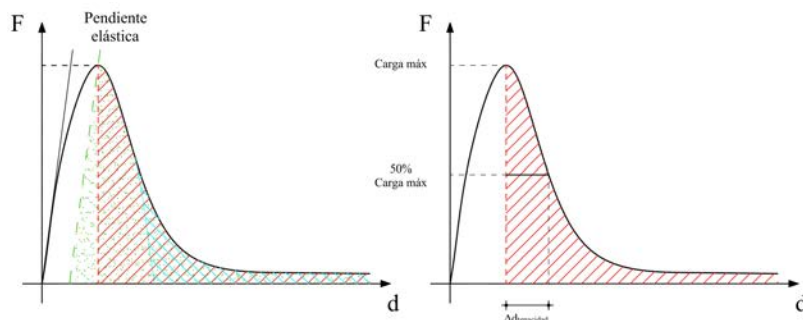


Figura 4.9.- (a) Medidas de la tenacidad y (b) cálculo del índice de tenacidad

Temperatura [°C]	RAP [%]	Área fractura [mm ²]	F ^{max} [kN]	d ^(max) [mm]	Área F-d [kJ]	Δd _{ten} [mm]	IT [kJ/m]
5	0 %	1862.94	3.60	0.656	0.819	0.293	128.8
	20 %	1769.88	4.16	0.260	0.438	0.117	29.0
	30 %	1689.47	4.25	0.183	0.268	0.078	12.4
20	0 %	1831.32	0.63	0.722	0.422	1.160	267.3
	20 %	1813.94	0.89	0.121	0.545	0.603	181.2
	30 %	1794.98	1.33	0.478	0.391	0.425	92.6
35	0 %	1794.56	0.14	1.295	0.108	1.115	67.1
	20 %	1753.06	0.30	0.595	0.222	1.061	134.4
	30 %	1695.75	0.35	0.964	0.240	1.141	161.5

Tabla 4.9.- Valores experimentales relevantes en el ensayo de tracción directa

A la vista de las anteriores curvas y de los valores experimentales hallados, se pueden extraer algunas conclusiones acerca del comportamiento de las mezclas asfálticas recicladas [33].

La carga máxima desciende con la temperatura y aumenta con el contenido de RAP como era esperable. La diferencia en cuanto a resistencia a la fisuración es más clara entre la mezcla convencional y las mezclas recicladas que entre éstas, por lo que es un parámetro distintivo en este caso. La carga máxima no parece resultar muy afectada con el aumento del contenido de RAP entre el 30 % y el 50 %.

La tenacidad muestra valores claramente diferenciados entre las tres mezclas. El valor de área de la gráfica F-δ interpretada en términos de energía, es decreciente con la temperatura, mientras que el Δd_{tenacidad} es creciente. El índice de tenacidad no muestra una tendencia definida con la temperatura. Para temperaturas bajas (5°C y 20°C) este índice es mucho mayor en la mezcla convencional que en las mezclas recicladas, y decreciente con el contenido de RAP. Por el contrario en los ensayos a 35°C este comportamiento se invierte, ya que las mezclas recicladas muestran mayores valores del índice de tenacidad. Esto puede explicarse por la influencia de la temperatura y también por el tipo de betún de aportación en las mezclas recicladas, más blando a mayor contenido de RAP. En cualquier caso las muestras recicladas muestran un comportamiento alejado de la mezcla convencional como se pone de manifiesto en los resultados obtenidos.

Estos resultados ponen de manifiesto la idoneidad de diseñar las mezclas recicladas con la ayuda de curvas de respuesta Fuerza-desplazamiento para caracterizar la tenacidad y la resistencia a la fisuración de las mezclas recicladas. Este esquema de actuación supone la realización de múltiples ensayos, para conocer la respuesta del material en todo el rango de temperaturas y contenidos de RAP habituales, lo que implica un coste en tiempo y en recursos. De modo que para generalizar la metodología de caracterización de las mezclas asfálticas se ha recurrido a la simulación numérica como herramienta de soporte en el análisis y diseño de mezclas asfálticas.

4.2.2.6. Conclusiones parciales

La caracterización del comportamiento mecánico de las mezclas recicladas demanda el estudio de propiedades adicionales en comparación con las observadas en las mezclas convencionales, para un adecuado conocimiento de la respuesta del material.

En general las mezclas recicladas muestran un comportamiento más frágil o menos dúctil que las mezclas convencionales debido a la adición de pavimento asfáltico reciclado, incluso a pesar de la aportación de betún blando o agentes rejuvenecedores destinados a compensar el efecto del betún envejecido presente en el RAP.

La evolución de estas propiedades que son determinantes en la respuesta del material y por

tanto en el diseño de mezclas, no queda evidenciada de forma idónea por ensayos como el Marshall o el ensayo de pista, que no son capaces de captar la pérdida de ductilidad de las mezclas recicladas.

Es conveniente por tanto, estudiar nuevos métodos de ensayo como herramienta de soporte para las técnicas de reciclado de pavimentos asfálticos, para la caracterización de dichas propiedades. Se trata de un ensayo sencillo y rápido, mucho más que por ejemplo el ensayo para la fatiga del material, que proporciona información valiosa para evaluar propiedades relevantes para caracterizar el comportamiento de las mezclas asfálticas recicladas.

4.3. Caracterización constitutiva de las mezclas asfálticas

4.3.1. Metodología de caracterización del material

La caracterización de la respuesta de una mezcla asfáltica complementa su vertiente experimental, con una formulación numérica que permite la simulación del comportamiento del material tanto en el ensayo de laboratorio, como en un contexto más complejo como en la estructura de un firme flexible sometido a cargas de tráfico. Atendiendo a las conclusiones del apartado anterior se ha escogido el ensayo de tracción directa como referente experimental.

A continuación se presenta la parte numérica de la metodología propuesta que consiste en caracterizar las propiedades de la mezcla asfáltica mediante el modelo constitutivo propuesto y formulado en el capítulo 3. La caracterización constitutiva del material distingue tres fases diferenciadas:

1. Soporte experimental: Es necesario disponer de curvas de respuesta proporcionadas por el ensayo de tracción directa, para al menos dos velocidades de aplicación de carga diferentes, y al menos dos temperaturas, para calibrar la dependencia con esta magnitud.
2. Fase de calibración: El ensayo se reproduce numéricamente calibrando los parámetros del modelo para ajustar las curvas de respuesta experimentales. En esta fase de calibración se inhabilita la variable velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$) manteniéndose constante los parámetros dependientes de la misma.
3. Fase de simulación: Una vez obtenidos los valores correspondientes a los parámetros constitutivos del modelo, se activa la dependencia de los parámetros dependientes de $\dot{\epsilon}$, reproduciendo nuevamente las curvas experimentales, lo que constituye a su vez la validación del modelo constitutivo propuesto.

La idónea caracterización de las propiedades del material, viene determinada por el adecuado ajuste de las curvas experimentales, lo que habilita para simular la respuesta del material como componentes de un firme flexible ejecutado mediante mezclas asfálticas recicladas. Los elementos fundamentales y los pasos a seguir según la metodología propuesta se detallan seguidamente y se exponen esquemáticamente en la figura 4.71.

4.3.2. Soporte experimental

Para la calibración del modelo se han llevado a cabo ensayos de tracción directa sobre probetas prismáticas de asfalto entalladas de base cuadrada. Una de las propiedades del material es la dependencia de la temperatura en su respuesta, por lo que se han previsto ensayos a dos temperaturas. Se toma como referencia el ensayo a 20°C (68°F), temperatura habitual en el ensayo de tracción directa, denominado "Probeta 1", y adicionalmente se han obtenido curvas para una temperatura

de 8,3°C (46,9°F), o "Probeta 2". Las características de las probetas ensayadas se muestran en la tabla 4.10.

Parámetro	Unidad	Probeta 1	Probeta 2
Altura	[mm]	140	80
Dimensiones base	[mm]	50 x 50	60 x 60
Entalla	[mm]	5.0	5.0
Temperatura	[°C]	20.0	8.3

Tabla 4.10.- Características de las probetas ensayadas

Las probetas empleadas en los ensayos experimentales están compuestas por una mezcla asfáltica convencional de tipo S-20 con un tamaño máximo de árido de 20 mm, sobre la que se añade una cierta fracción de RAP, cuyas propiedades se describen en la tabla 4.11.

Para todas las probetas se ha empleado una fracción del 30% de RAP y betún añadido tipo 80/100. El material reciclado (RAP) se ha caracterizado teniendo en cuenta las propiedades del betún, que se reflejan en la tabla 4.12 y de los áridos en la tabla 4.13. Se ha establecido una densidad para la mezcla de 2679 kgrs/m³. Finalmente, la mezcla reciclada presenta una serie de propiedades mecánicas que se resumen en la tabla 4.14

Las curvas de respuesta han sido obtenidos bajo una carga de tracción aplicada mediante un desplazamiento prescrito en la base superior, a una velocidad determinada. La velocidad de aplicación de carga se traduce en una velocidad de deformación medida en cada punto de la probeta. Se han realizado ensayos a tres velocidades de deformación para desplazamientos prescritos de 1.0, 0.1 y 0.01 mm/min para cada temperatura, lo que abarca un amplio rango de valores respecto a las velocidades de deformación que se dan en un material asfáltico en condiciones normales. Los ensayos han sido denominados como ensayo "RÁPIDO", "LENTO" Y "CUASIESTÁTICO". Las curvas experimentales obtenidas se muestran en las figuras 4.10 y 4.11.

Parámetro	Unidad	RAP
Contenido de betún	[%]	4.3
Penetración a 25°C	[0.1 mm]	9.0
Punto de reblandecimiento	[°C]	83.0
Índice de penetración	[-]	0.4
Solubilidad	[%]	0.075

Tabla 4.11.- Propiedades mecánicas del RAP

Propiedad	Unidad	30 % RAP B-80/100
Penetración a 25°C	[0.1 mm]	90
Punto reblandecimiento	[°C]	48.6
Fragilidad Fraas	[°C]	-15.0
Recuperación elástica a 25°C	[%]	-
Punto de ignición	[°C]	268

Tabla 4.12.- Propiedades mecánicas del betún en la mezcla reciclada

Tamiz [mm]	Pasa [%]
25	-
20	-
12.5	-
8	100
4	90.8
2	59.6
1	38.0
0.5	25.8
0.25	18.3
0.125	14.5
0.063	10.5

Tabla 4.13.- Granulometría de los áridos

Parámetro	Unidad	30 % RAP B-80/100
Contenido de betún	[%]	4.5
Relación Filler/betún (masa)	[-]	1.22
Índice de poros	[%]	6.3
Densidad máxima	[Kg/m ³]	2508

Tabla 4.14.- Composición de la mezclas reciclada

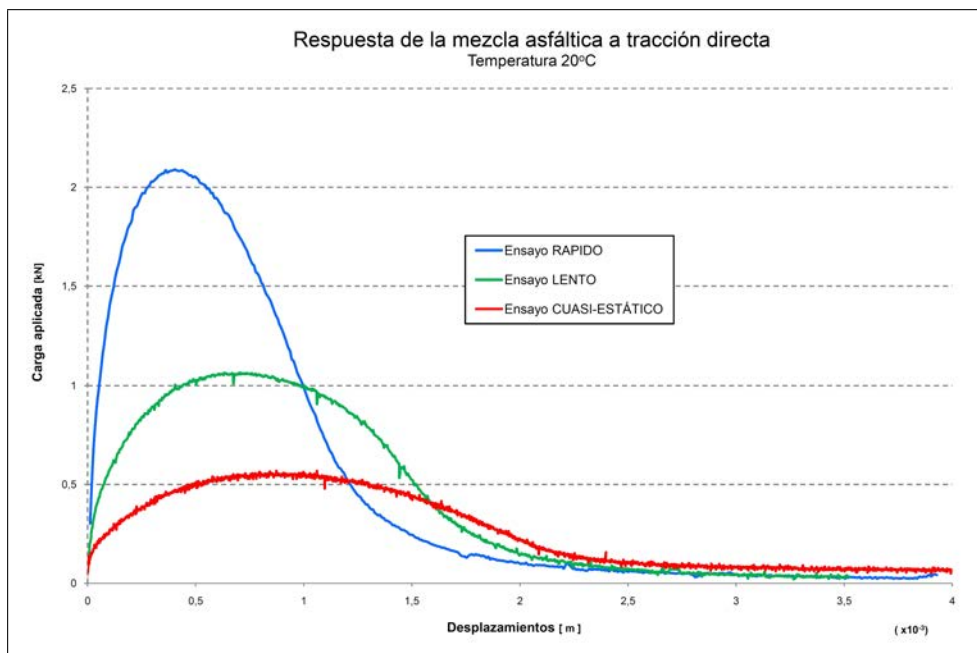


Figura 4.10.- Ensayo de tracción directa. Probeta 1 a 20°C

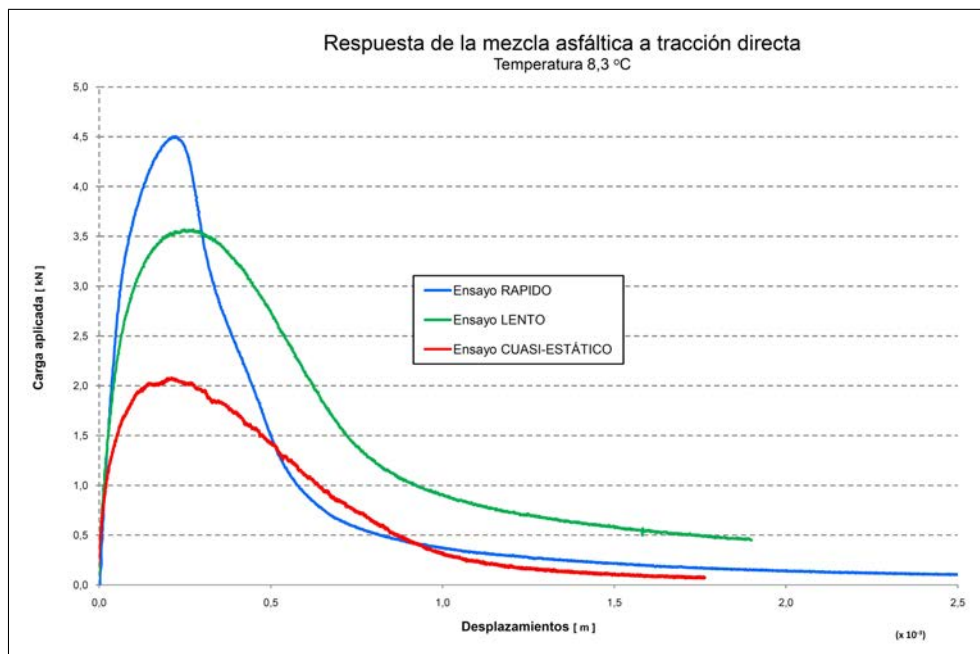


Figura 4.11.- Ensayo de tracción directa. Probeta 2 a 8.3°C

4.3.3. Fase de calibración del modelo

4.3.3.1. Obtención de los parámetros constitutivos del modelo

Para llevar a cabo la calibración del modelo, y la obtención de los parámetros constitutivos se procede en primer lugar a la simulación del ensayo de referencia *congelando* la influencia de $\dot{\epsilon}$, es decir, se calcula el valor del eslar $\dot{\epsilon}$ en cada paso, pero los parámetros constitutivos dependientes (E , ξ) permanecen constantes.

El ensayo se ha modelado numéricamente mediante elementos finitos, reproduciendo las probetas prismáticas con las dimensiones originales sobre las que se han aplicado desplazamientos prescritos en el tiempo. Para simplificar el cálculo se ha aprovechado la doble simetría de las probetas, y se ha modelado únicamente el cuarto superior izquierdo según se indica en el esquema de la figura 4.12 añadiendo las correspondientes condiciones de contorno en las direcciones perpendiculares a los planos de simetría. Debido a la configuración escogida el desplazamiento impuesto numéricamente es la mitad del prescrito en la probeta real. La entalla se ha modelado mediante un cuarto de círculo de radio 5 mm, para verificar la concentración de tensiones en el plano medio de la probeta. Las probetas 1 y 2 se han modelado mediante mallas de tetraedros lineales de 4 nodos y 4 puntos de integración con cuadraturas abiertas de Gauss. Los modelos numéricos empleados están formados por 2352 y 4190 nodos que definen 9911 y 19432 elementos finitos tetraédricos respectivamente que, con los condicionantes mencionados, se muestran en la figura 4.12.

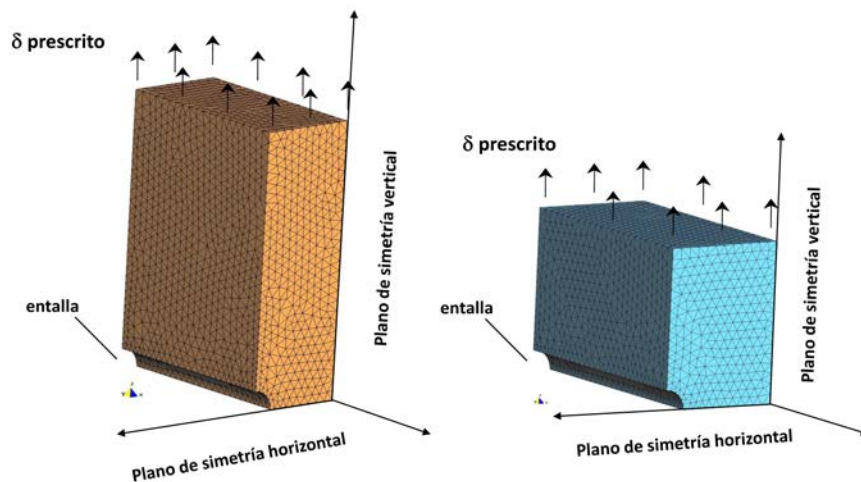


Figura 4.12.- Modelos numéricos. Probetas 1 y 2

La calibración del modelo se realiza ajustando las curvas experimentales, variando los parámetros constitutivos del modelo. En el proceso de ajuste se observa como los parámetros que gobiernan la respuesta del material son fundamentalmente la rigidez, que incide en las pendientes ascendente y descendente, y la viscosidad que gobierna la forma que adquiere la curva, lo que se relaciona directamente con la ductilidad de la muestra. Los parámetros constitutivos obtenidos en la fase de calibración se detallan en las tablas 4.15 y 4.16 y se representan gráficamente en las figuras 4.13, 4.14 y 4.15.

Ensayo	Módulo elástico	Límite elástico	Viscosidad	Energía fractura
	[GPa]	[MPa]	[GPa·s]	[kJ/m]
Rápido	1.00	40	0.18	0.021
Lento	0.45	40	0.80	0.018
Cuasiestático	0.25	40	4.00	0.017

Tabla 4.15.- Parámetros constitutivos a 20°C

Ensayo	Módulo elástico	Límite elástico	Viscosidad	Energía fractura
	[GPa]	[MPa]	[GPa·s]	[kJ/m]
Rápido	2.25	60	0.20	0.020
Lento	1.50	60	1.30	0.022
Cuasiestático	1.20	60	7.00	0.016

Tabla 4.16.- Parámetros constitutivos a 8.3°C

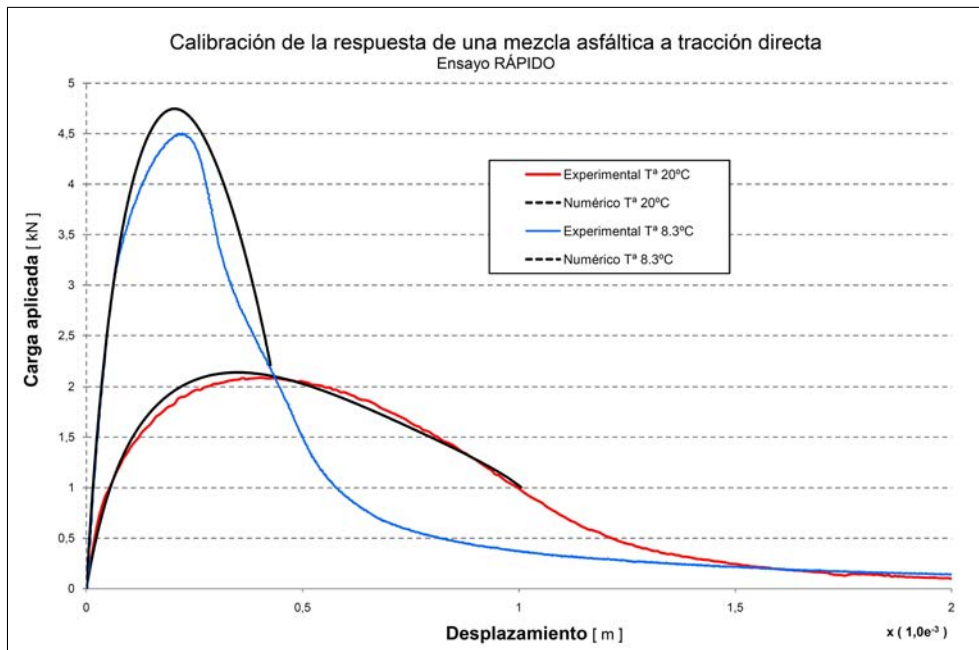


Figura 4.13.- Calibración ensayo RÁPIDO.

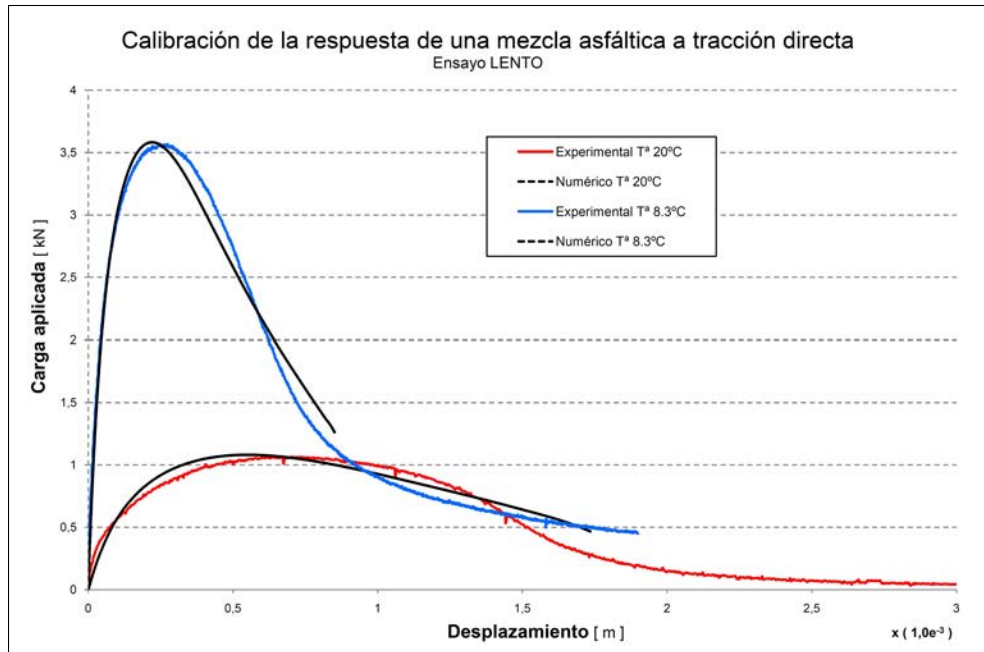


Figura 4.14.- Calibración ensayo LENTO.

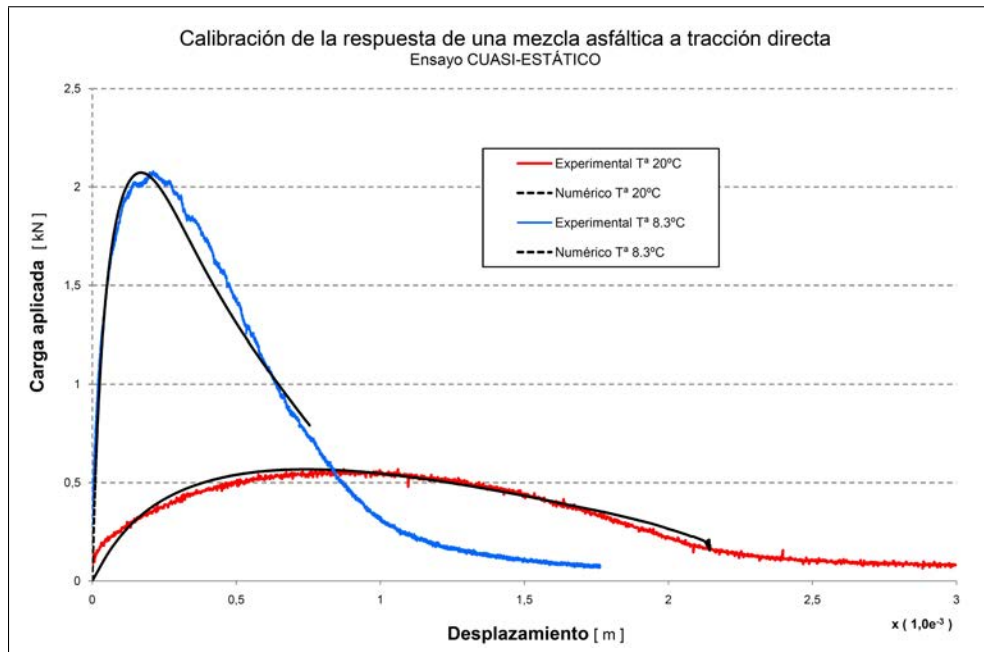


Figura 4.15.- Calibración ensayo CUASIESTÁTICO.

4.3.3.2. Análisis del comportamiento de $\dot{\epsilon}$

Los valores constitutivos del modelo se aplican en cada punto de integración por lo que es necesario definir un valor de referencia para $\dot{\epsilon}$ en cada uno de los ensayos. Por ello se ha creído conveniente realizar un análisis del comportamiento del escalar velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$) en el cuerpo de la probeta en diferentes puntos, lo que además permitirá extraer conclusiones acerca de su variabilidad, inestabilidad, etc. Se han escogido tres puntos de referencia a distintas alturas, tanto en la cara exterior de la probeta en la que se corresponde al plano medio de la misma (Figura 4.16), considerados representativos del comportamiento en toda la probeta. Se ha determinado la evolución de $\dot{\epsilon}$ para los tres ensayos de calibración, en los seis puntos de referencia y se ha representado en las figuras 4.17 a 4.22.

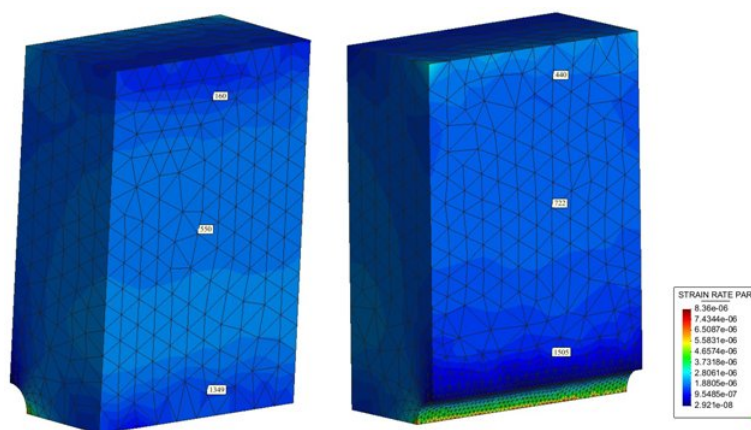


Figura 4.16.- Puntos de referencia para la evaluación de $\dot{\epsilon}$

En las gráficas de evolución de $\dot{\epsilon}$ se observa cómo la velocidad de deformación en los puntos escogidos no es uniforme, pero presenta una variación inferior a un orden de magnitud. Se aprecia igualmente que en el rango no lineal el valor de $\dot{\epsilon}$ tiende a estabilizarse en todos los puntos. Se ha calculado el promedio de todos los valores, valor que igualmente se muestra estable a lo largo del tiempo, por lo que se ha escogido como valor representativo de la velocidad de deformación en cada ensayo. Los valores de la velocidad de deformación de referencia para cada ensayo se muestran en la tabla 4.17.

Ensayo	Velocidad de deformación	
	Temperatura 20°C	Temperatura 8.3°C
Ensayo rápido	163.1	273.1
Ensayo lento	16.3	27.3
Ensayo cuasiestático	1.66	2.72

Tabla 4.17.- Valores de referencia para el escalar velocidad de deformación ($\dot{\epsilon}$)

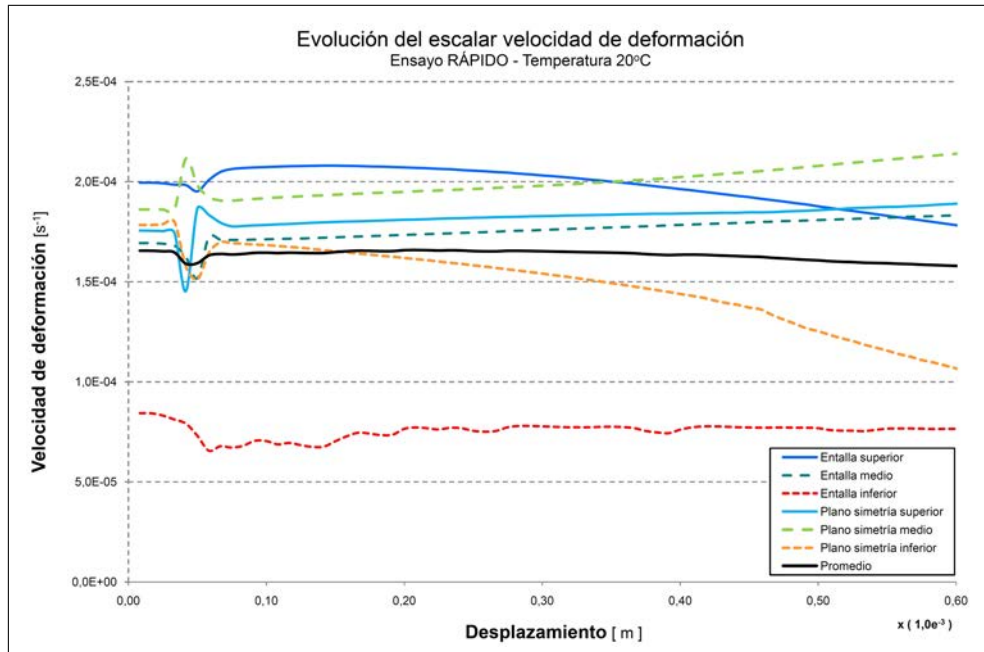


Figura 4.17.- Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo RÁPIDO a 20°C

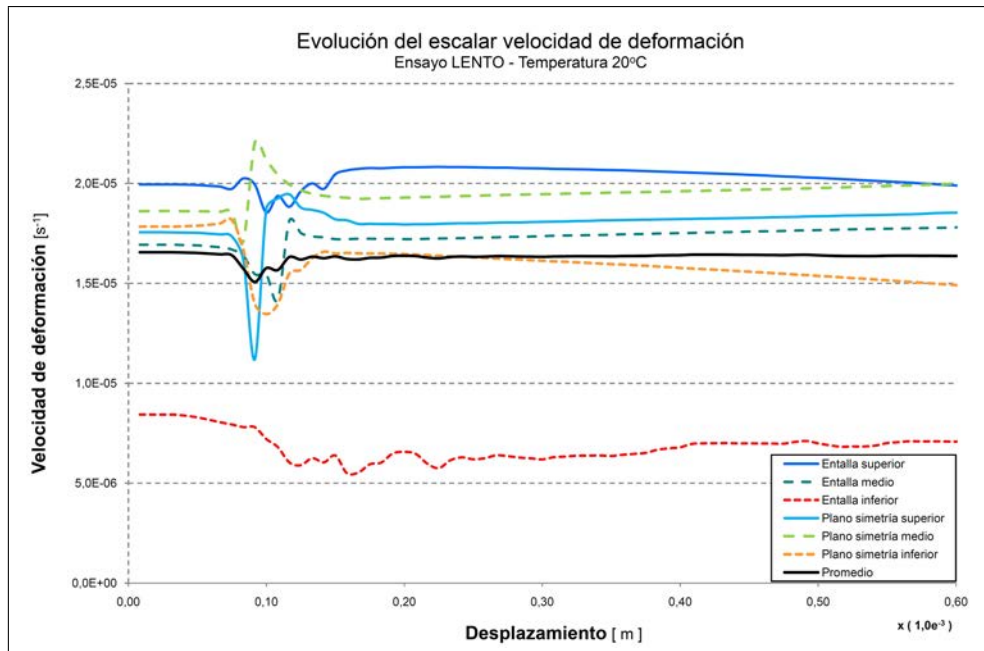


Figura 4.18.- Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo LENTO a 20°C

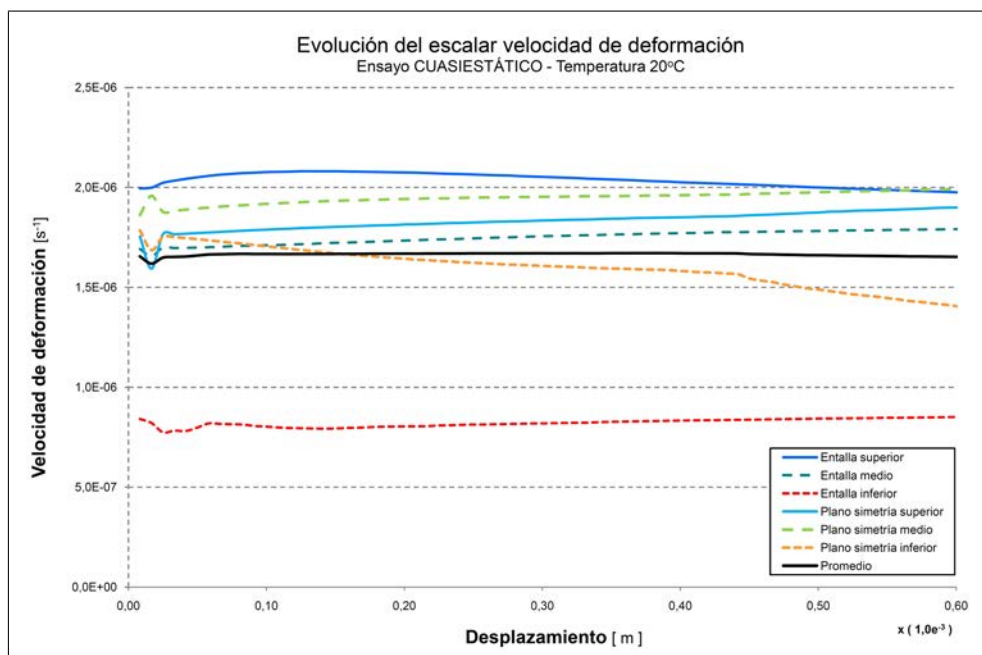


Figura 4.19.- Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo CUASIESTÁTICO a 20°C

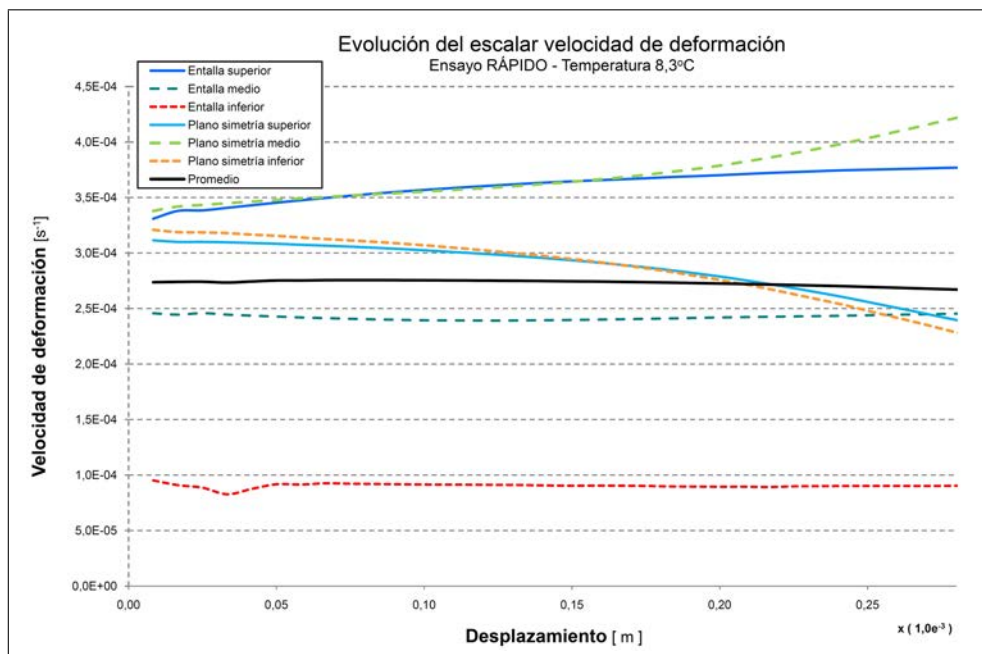


Figura 4.20.- Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo RÁPIDO a 8.3°C

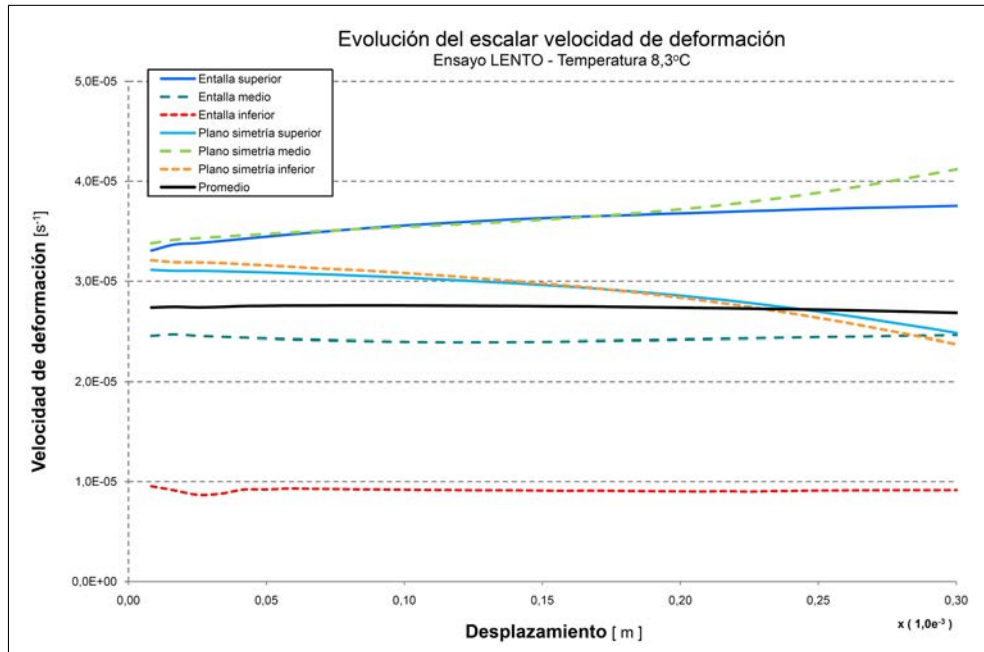


Figura 4.21.- Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo LENTO a 8.3°C

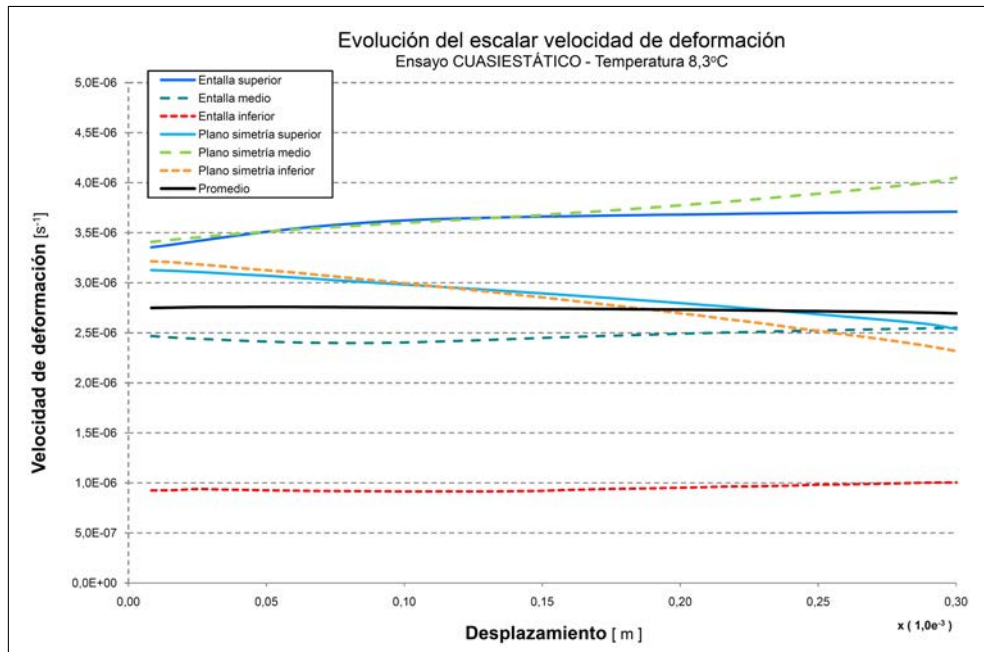


Figura 4.22.- Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Ensayo CUASIESTÁTICO a 8.3°C

4.3.3.3. Obtención de las funciones para el módulo de elasticidad y para la viscosidad

Los valores constitutivos provenientes del ajuste experimental (tablas 4.15 y 4.16) presentan una variación de geométrica respecto al parámetro $\dot{\epsilon}$, por lo que se propone una función interpoladora de tipo potencial. El valor del escalar $\dot{\epsilon}$ se define en valor absoluto, con lo cual el comportamiento de las magnitudes dependientes de $\dot{\epsilon}$ no se distinguen deformaciones de elongación y de acortamiento. Por claridad se omite la notación del valor absoluto ($|\dot{\epsilon}|$) en lo sucesivo.

Las relaciones matemáticas elegidas para el módulo elástico y la viscosidad son las siguientes:

$$E(\dot{\epsilon}, T) = a_E(\dot{\epsilon})^{b_E} + c_E \quad (4.1)$$

$$\xi(\dot{\epsilon}, T) = a_\xi(\dot{\epsilon})^{b_\xi} \quad (4.2)$$

donde las parejas de valores $\{a_E, b_E\}$, c_E y $\{a_\xi, b_\xi\}$ son las constantes de las funciones interpoladoras, a determinar a partir de resultados experimentales, para ambas magnitudes dependientes de $\dot{\epsilon}$, y para una temperatura dada.

El módulo de rigidez incluye un término independiente debido a que la rigidez del material no se anula en ningún caso, por lo que el modelo asume como rigidez en origen un valor similar al encontrado en la fase de calibración para valores bajos de velocidad. En este caso el valor mínimo para la rigidez será el obtenido para el ensayo cuasiestático. Esta precisión hace más realista la evolución del módulo de elasticidad.

En el caso de la viscosidad, valores bajos de la velocidad de deformación proporcionan valores altos de viscosidad lo que da lugar a un comportamiento del material cercano al extremo elástico, según se apunta en el apartado 3.5.7.

	Parámetro	a_Ω	b_Ω	c_Ω	Ajuste R^2
Temperatura 20°C	E_{20}	0.0547	0.5204	0.2234	0.9997
	ξ_{20}	5.705	-0.7009		1.000
Temperatura 8.3°C	$E_{8,3}$	0.0762	0.4753	1.148	0.9994
	$\xi_{8,3}$	14.61	-0.7351		0.9999

Tabla 4.18.- Parámetros de regresión para las funciones dependientes de $\dot{\epsilon}$

Se han obtenido las constantes para las expresiones anteriores mediante regresión por mínimos cuadrados, resultados que se resumen en la tabla 4.18. En las ecuaciones 4.3 a 4.6 se explicitan las expresiones para el módulo de elasticidad (en GPa) y para la viscosidad (en GPa·s), en función de $\dot{\epsilon}$ (en 10^{-6} m/m) que se representan gráficamente en las figuras 4.23 y 4.24.

$$E_{20} = 0,0547(\dot{\epsilon})^{0,5204} + 0,2234 \quad (4.3)$$

$$\xi_{20} = 5,705(\dot{\epsilon})^{-0,7009} \quad (4.4)$$

$$E_{8,3} = 0,0762(\dot{\epsilon})^{0,4753} + 1,148 \quad (4.5)$$

$$\xi_{8,3} = 14,61(\dot{\epsilon})^{-0,7351} \quad (4.6)$$

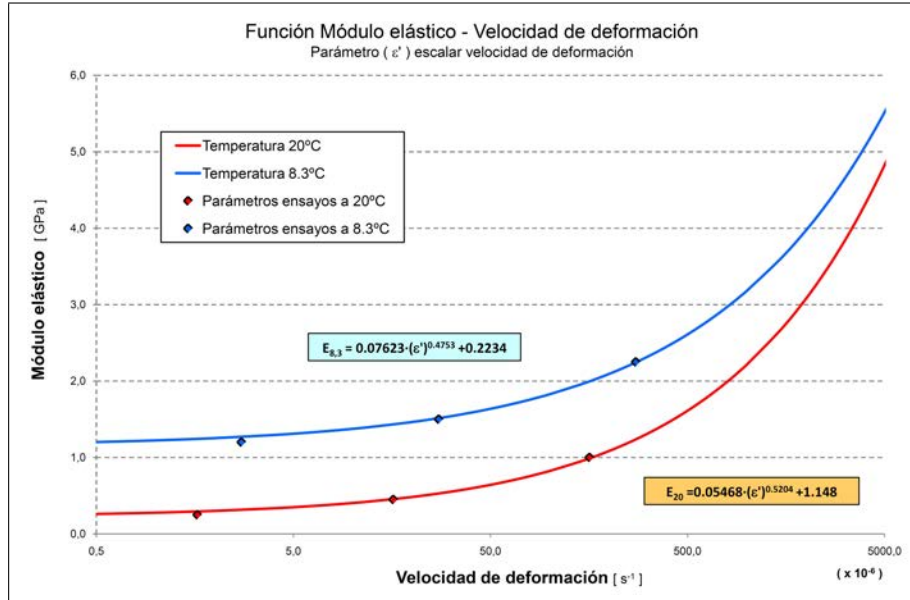


Figura 4.23.- Función del módulo de elasticidad con $\dot{\epsilon}$

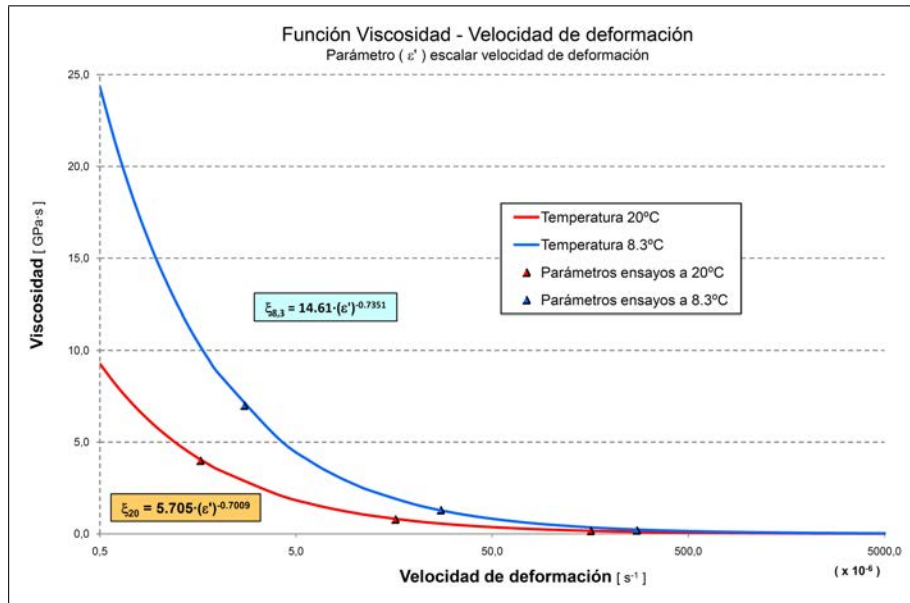


Figura 4.24.- Función de la viscosidad con $\dot{\epsilon}$

4.3.4. Fase de simulación de la respuesta de las mezclas recicladas

Una vez calibradas las funciones dependientes de $\dot{\epsilon}$ se asume completada la caracterización mecánica del material en cuanto a sus propiedades, especialmente su resistencia a la fisuración y su ductilidad. A continuación y a modo de validación del modelo, se procede a la simulación nuevamente de la respuesta de la mezcla asfáltica reciclada, frente al ensayo de tracción directa activando la dependencia del módulo de elasticidad y de la viscosidad. En las figuras 4.25 y 4.26 se muestran gráficamente para ambas temperaturas los resultados obtenidos en la fase de calibración o ajuste de las curvas experimentales, junto con los resultados que ofrece la fase de simulación de ensayo de tracción directa.

En esta simulación se aprecia la influencia de la dependencia de los valores de elasticidad y viscosidad en cada punto del medio continuo, con respecto a la velocidad de aplicación de carga. Esto explica la diferente respuesta obtenida entre la calibración y la simulación. La simulación en cualquier caso ofrece curvas de respuesta notablemente similares a las experimentales, validando la metodología en cuanto a la caracterización experimental de la mezcla asfáltica reciclada.

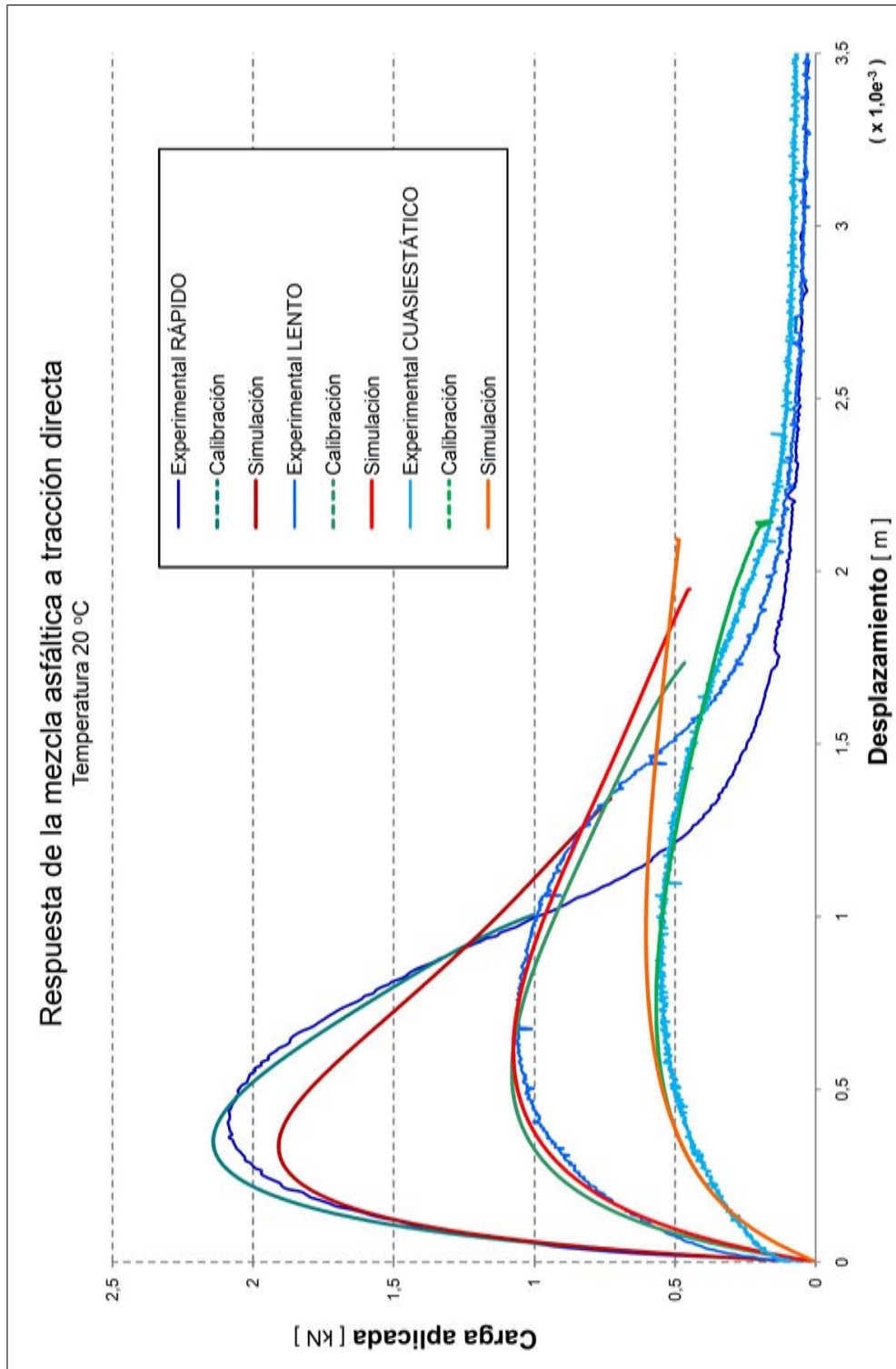


Figura 4.25.- Curva de respuesta del material. Ensayo a tracción directa a 20°C

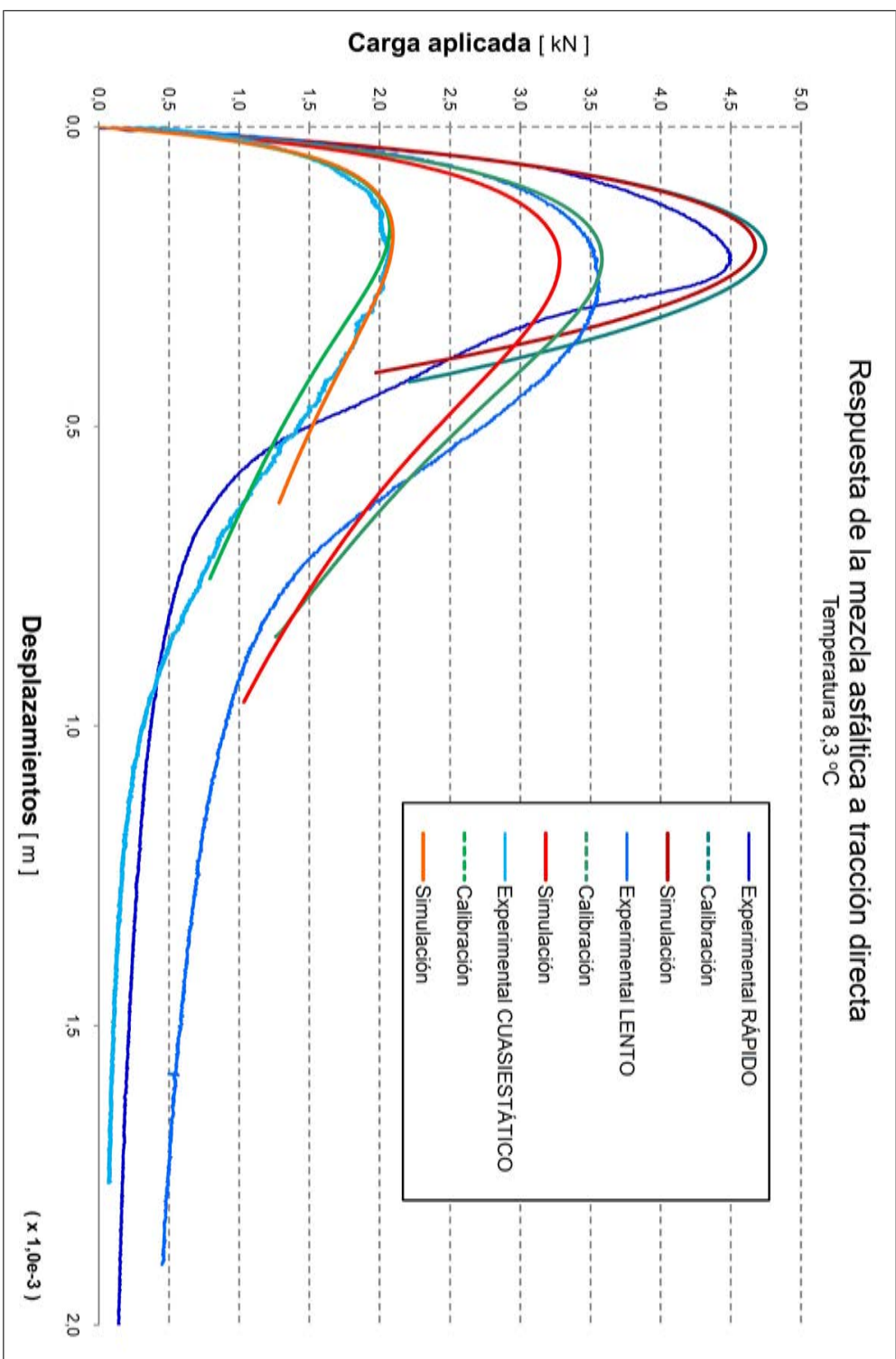


Figura 4.26.- Curva de respuesta del material. Ensayo a tracción directa a 8,3°C

4.4. Simulación del comportamiento estructural de un firme

4.4.1. Introducción

Con la caracterización mecánica de la mezcla asfáltica se asume que a nivel fenomenológico las propiedades del material se resumen en los parámetros que ajustan su respuesta experimental. Por ello, una vez caracterizada la mezcla asfáltica reciclada se ha aplicado la formulación propuesta a la simulación del comportamiento de la misma como parte integrante de una estructura real de pavimento bituminoso.

Una vez caracterizado el material, se ha aplicado el modelo propuesto a la simulación del comportamiento del material como parte integrante de una estructura real de pavimento bituminoso. La simulación cuenta con un soporte experimental ya que en el marco del proyecto PARAMIX [22] se construyeron dos tramos de carretera para el ensayo y la validación de los desarrollos alcanzados en las técnicas de reciclaje de mezclas asfálticas llevadas a cabo, que incluyen el ensayo de las mezclas, la evaluación de su respuesta, métodos de dosificación, técnicas de puesta en obra, o nuevos desarrollos para la maquinaria, además de la simulación numérica de la respuesta del material.

En este ámbito se escogieron dos tramos de carretera experimentales en la que se pusieron en práctica las técnicas de rehabilitación mediante mezcla asfáltica reciclada, tanto en frío como en caliente. Uno de los tramos de carretera seleccionados está situado en la carretera C-58 situada entre las localidades de Manresa y Terrassa, cerca de Barcelona (España), según se indica en las figuras 4.27 y 4.28.



Figura 4.27.- Localización del tramo experimental. Barcelona

El tramo seleccionado se dividió a su vez en varios subtramos. En el subtramo 6 se extendió una capa de mezcla reciclada en frío. Sobre este firme se realizaron dos campañas de auscultación para medir la respuesta del material reciclado, campañas que se han empleado como referencia experimental en este trabajo.

4.4.2. Descripción del problema

La estructura del pavimento analizada consiste en un sistema multicapa compuesto por dos capas asfálticas sobre dos bases granulares. La respuesta de las capas bituminosas se ha simulado mediante el modelo constitutivo propuesto, considerando los parámetros obtenidos en la fase de calibración y caracterización del material. De la capa bituminosa inferior no se extrajo ninguna información ni se realizaron ensayos por lo que sus propiedades no son conocidas. Al tratarse de una capa de material existente presenta un cierto grado de envejecimiento por lo que es esperable una mayor rigidez que en la capa reciclada. Sin embargo la capa se encontraba fisurada, lo que a nivel global reduce su rigidez. Se ha estimado su rigidez en un 60 % de la rigidez de la capa bituminosa superior, conservando el resto de las propiedades. En la tabla 4.19 se muestran las características más relevantes de las capas del firme analizado.



Figura 4.28.- Localización de la zona de experimento. Carretera C-58

	Espesor [cm]	Módulo elástico [MPa]	Modelo
Mezcla asfáltica reciclada	15.0	Variable	Viscoplástico
Mezcla asfáltica existente	15.0	Variable	Viscoplástico
Base granular	20.0	530	Elástico
Subbase granular	100.0	200	Elástico

Tabla 4.19.- Descripción del esquema multicapa y sus propiedades mecánicas

En el diseño del experimento se consideraron diversas variables de estudio por su influencia en la respuesta del firme. En primer lugar se consideró la temperatura del firme como variable del problema, por lo que se realizaron dos campañas de medida en estaciones diferentes, obteniendo resultados para dos temperaturas.

En segundo lugar se consideró la posibilidad de la respuesta del firme cuando éste mantiene su continuidad o bien, presente algún tipo de fractura, lo que afecta notablemente al comportamiento de la capa asfáltica. Es precisamente la propagación de estas microfisuras, las que producen el colapso del material asfáltico, y en consecuencia del firme [50]. Se prevén dos escenarios en cuanto al estado del material: Continuo o Fisurado.

En tercer lugar se ha considerado la diferente respuesta del material asfáltico a para diferentes velocidades de carga, por lo que se han obtenido medidas para dos velocidades que de forma genérica se denominan "Rápida" y "Lenta", y de las cuales se da cuenta en el apartado 4.4.3.2. Se consideran pues tres variables de estudio que se resumen en la tabla 4.20.

Variabes	Casos	
Temperatura	20°C	8.3°C
Pavimento	Continuo	Fisurado
Velocidad de carga	Rápida	Lenta

Tabla 4.20.- Variables de estudio en la simulación del firme flexible

Una vez ejecutada la capa asfáltica se diseñó un plan de auscultación para evaluar la respuesta del firme mediante una serie de galgas extensométricas, situadas en la interfase de ambas capas asfálticas, existente y reciclada. Las galgas proporcionaron valores para la deformación horizontal en cada punto. La deformación horizontal es una variable clave en la respuesta del firme ya que determina el fallo por fisuración del material asfáltico [71]. En el subtramo 6 se dispusieron seis galgas extensométricas. Tres de ellas se situaron en una zona en la que el material conserva su continuidad. Las otras tres se han situado en zonas del firme en las que previamente se había efectuado un corte a modo de fisura de 5 mm de espesor y 5 cm de profundidad, en la superficie de la capa asfáltica existente. El esquema de colocación de las galgas (vista en planta) se muestra en la figura 4.29.

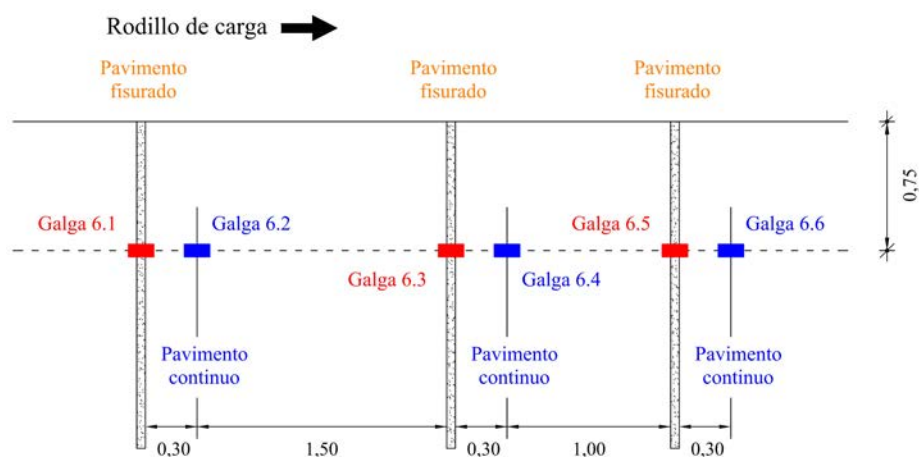


Figura 4.29.- Disposición de las galgas en el tramo experimental

Para la instalación de las galgas, se extendió una capa de 1 cm de arena-betún, sobre la que se dispuso una película de Kapton para asegurar una superficie plana al sensor que queda fijado en la posición que determina el eje de colocación de las galgas. Posteriormente se recubre con

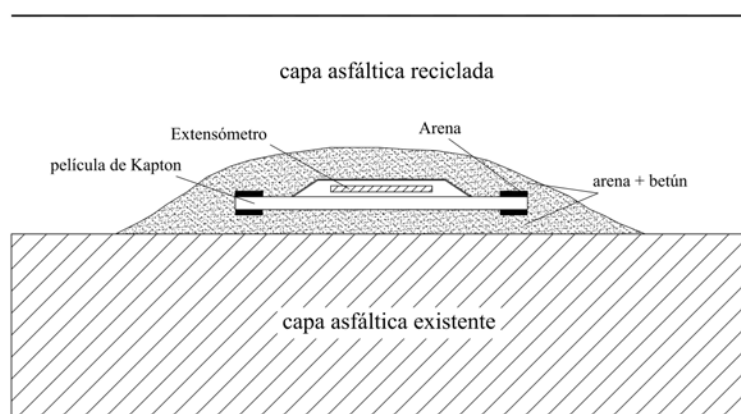


Figura 4.30.- Esquema de colocación de las galgas

una mezcla de arena y betún de 1 cm de espesor rodeando la galga para su protección de la galga, asegurando una correcta adherencia de la misma con el material circundante, según puede observarse en la figura 4.30. En el caso del pavimento realizado con mezcla reciclada en frío la operación de colocación de las galgas es posterior al extendido de la mezcla, y se realiza levantando la mezcla en los lugares previstos para los sensores (Figura 4.31).



Figura 4.31.- Colocación de galgas sobre pavimento existente

Es preciso notar que de las seis galgas inicialmente colocadas se mantuvieron en servicio únicamente cuatro. En la fase de conexión de los transductores se comprobó el fallo del sensor 6.2 (pavimento continuo) y posteriormente en la fase de medida, se desecharon las medidas del sensor 6.4 (pavimento continuo) por no corresponderse con el resto, asumiendo el fallo del sensor [71].

4.4.3. Modelación numérica del problema

4.4.3.1. Modelo numérico

La simulación de la respuesta del firme, como aplicación del modelo constitutivo propuesto, con los parámetros y funciones obtenidas de la caracterización del material, se ha llevado a cabo reproduciendo mediante elementos finitos la estructura de firme existente en el tramo experimental

de referencia. Se han situado las fisuras según el esquema establecido en 4.29, a lo cual hay que añadir algunas consideraciones acerca de la geometría y las condiciones de contorno:

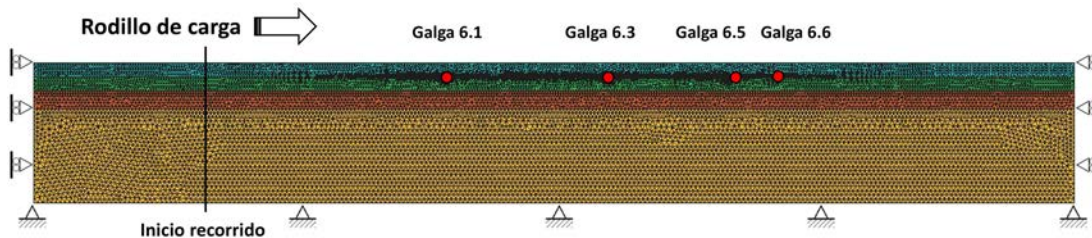


Figura 4.32.- Modelo numérico. Situación de las galgas y condiciones de contorno

- La geometría del dominio de cálculo junto con las dimensiones de las fisuras, permiten tratar el problema conforme a un esquema bidimensional.
- En dirección longitudinal y a una distancia suficiente desde la posición del rodillo, los efectos de la carga son despreciables, por lo que se considera que los desplazamientos y en consecuencia las deformaciones horizontales son igualmente despreciables. En un contorno situado a una distancia igual a superior 3.5 m se prescribe un desplazamiento horizontal nulo.
- En la subbase granular, para una profundidad suficiente los desplazamientos verticales y las tensiones se asumen despreciables. Se ha considerado una profundidad de 1.00 m para dicha capa.

El modelo numérico diseñado para la simulación está formado por 14747 nodos de cálculo, que definen 28674 elementos finitos triangulares lineales con tres puntos de integración cada uno. En la figura 4.32 se muestra el modelo de elementos finitos descrito.

La simulación del pavimento fracturado se lleva a cabo mediante una "fisura" en la capa de pavimento existente. El detalle del modelado de la fisura se muestra en la figura 4.33.

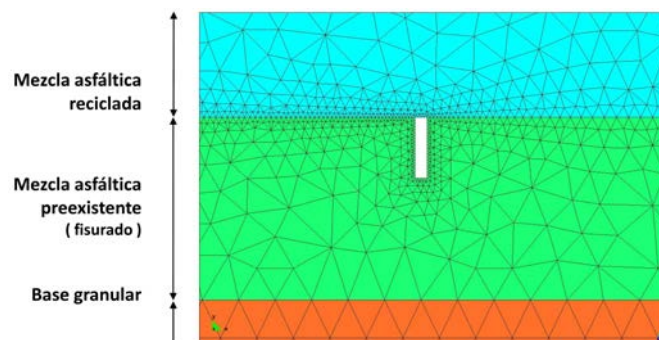


Figura 4.33.- Detalle de la fisura en la capa asfáltica

4.4.3.2. Simulación de la carga

La carga sobre el firme se aplica de forma dinámica a través de un rodillo compactador circulando sobre la capa de rodadura a una cierta velocidad (V) según se aprecia en la figura 4.34. El compactador empleado es de tipo HAMM 3518 [84]. El rodillo está compuesto por dos ejes, uno delantero metálico $(\cdot)_m$ y otro trasero de tipo neumático $(\cdot)_n$, situados ambos a una cierta distancia d_{ejes} .



Figura 4.34.- Carga del pavimento mediante rodillo

Ambos ejes transmiten una carga sobre el pavimento que se ha modelado mediante una función de carga distribuida con forma elíptica, de base $2d_{m,n}$ cuya resultante es la carga que transmite cada uno de los ejes $F_{m,n}$, según se detalla en la figura ?? y ?. Las ecuaciones ?? expresan las funciones elípticas de la carga distribuida $q_{m,n}$ aplicada sobre la capa asfáltica superior en un instante dado. La distancia longitudinal en la que actúa la carga repartida correspondiente con la base de la semielipse, se determina a partir de la estimación de la huella provocada tanto por el rodillo metálico como por el neumático.

$$q_m(x) = \frac{2F_m}{\pi d_m} \sqrt{1 - \left(\frac{x - x_m}{d_m}\right)^2} \quad (4.7)$$

$$q_n(x) = \frac{2F_n}{\pi d_n} \sqrt{1 - \left(\frac{x - x_n}{d_n}\right)^2} \quad (4.8)$$

Para el rodillo metálico la superficie de contacto es mucho más reducida y se ha estimado a partir de valores obtenidos en estudios presentes en la literatura como es el trabajo de Huerne et al. [79]. La carga transmitida por el eje metálico es de 10,784 Tn repartidas a lo largo de un rodillo de 2,22 metros de ancho, lo que supone una carga repartida de 48,58 kN/m en profundidad. Se ha supuesto una huella rectangular de 3,5 cm de ancho.

En el caso del rodillo neumático el área de la zona de contacto depende tanto de la carga transmitida como de la presión de inflado del neumático. Para la determinación de la longitud de actuación de la carga se ha supuesto el esquema de la zona de contacto propuesto por Huang [37], formada por un rectángulo y dos semicircunferencias según se muestra en la figura 4.35, cuyo área queda expresada en términos de "L" según la ecuación (?). La carga transmitida por el eje neumático es de 7,040 Tn lo que supone una carga $F_n=35.20$ kN/eje, con una presión de inflado

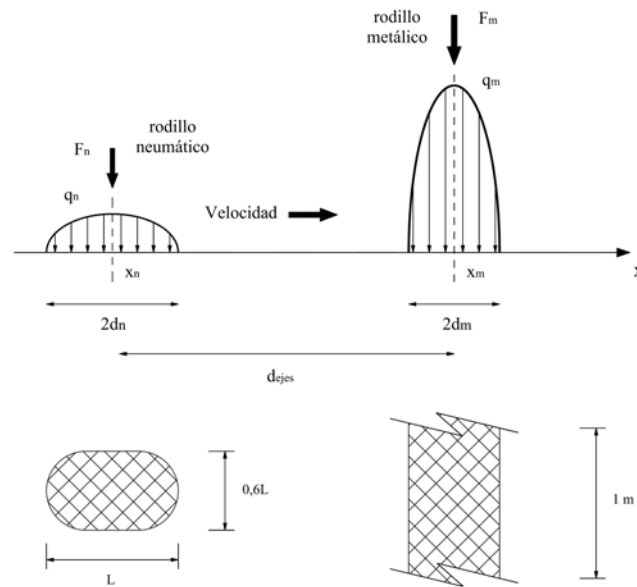


Figura 4.35.- Esquema de carga sobre el firme

de 550 kPa. Estos valores permiten obtener una distancia longitudinal para la zona de contacto $L=34,3$ cm, calculado según las ecuaciones 4.9 y ??.

$$A = 0,5227 \cdot L^2 \quad (4.9)$$

$$F_n = pA \rightarrow L = \sqrt{\frac{F_n}{0,5227 \cdot p}} \quad (4.10)$$

Los valores adoptados para las variables de la carga aplicada se resumen en la tabla 4.21. Los valores de carga se han calculado para un problema plano, y por tanto se han extrapolado a 1.0 metro de profundidad.

Variable	Notación	Valor
Velocidad	V	Tabla 4.22
Carga	F_m	48.58 kN/m
	F_n	35.20 kN/m
Superficie	d_m	1.750 cm
	d_n	17.15 cm
Distancia entre ejes	d_{ejes}	3.0 m

Tabla 4.21.- Valores para las variables de carga

Se ha ensayado el pavimento reciclado para dos velocidades - lenta y rápida - en cada una de las campañas de auscultación, supuestas constantes en todo el proceso de carga. Las velocidades del rodillo aplicadas en el cálculo se muestran en la tabla 4.22 expresadas en m/s.

Campaña	Temperatura	Lenta	Rápida
1ª Campaña	8.3°C	1.25	3.30
2ª Campaña	20°C	0.80	2.75

Tabla 4.22.- Velocidades de aplicación de carga

4.4.3.3. Análisis de la curva de respuesta

La fisuración de la capa de firme se produce debido a las deformaciones horizontales provocadas por las cargas de tráfico. El mecanismo de deformación horizontal que tiene lugar en cada punto de la interfase entre las capas asfálticas corresponde a un ciclo compresión - tracción - compresión correspondiente al paso de cada eje del rodillo. Este tipo de carga produce una tracción máxima en el plano vertical del punto de aplicación, y compresiones alrededor del mismo.

La galga embebida en el pavimento mide la evolución de la deformación horizontal durante el proceso de carga, ofreciendo como resultado una curva deformación - tiempo al paso del rodillo. Para ser exactos el ciclo de carga se repite dos veces ya que el rodillo dispone de dos ejes que pasan sobre la galga. Las curvas obtenidas pueden caracterizarse por diversos puntos críticos según se muestra en la figura 4.36, según se explica a continuación.

- Punto de inicio de la deformación (**A**)
- Máxima tensión de compresión (**B,D**) cuando el rodillo se aproxima a la galga.
- Máxima tensión de tracción (**C,E**) en el momento en el que el rodillo transita en la vertical de la galga, produciendo un estiramiento horizontal en la interfase.
- Punto final de la deformación (**F**) en la que el rodillo se aleja suficientemente como para que la influencia de la carga desaparezca.
- Punto de estabilización de la deformación (**G**) en la que la deformación alcanza un estado estacionario, en el cual se observa la componente irrecuperable de la deformación.

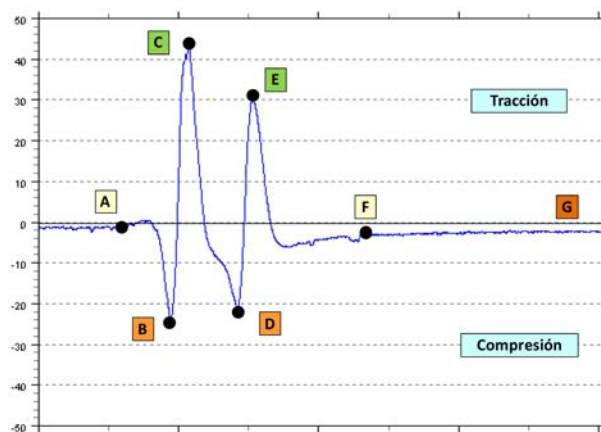


Figura 4.36.- Evolución de la deformación horizontal en un ciclo de carga

En cada una de las campañas de auscultación y para cada velocidad de carga, se ha aplicado la carga en varias pasadas del rodillo – 4 pasadas en la 1ª campaña y 3 pasadas en la 2ª campaña

– obteniendo las correspondientes curvas deformación horizontal–tiempo en cada caso. Los valores medidos muestran una cierta variabilidad tanto entre las diferentes pasadas del rodillo, como entre galgas situadas en el mismo tipo de pavimento, continuo o fisurado. Por esta razón se ha considerado apropiado analizar las curvas experimentales en términos de los rangos de variación de los puntos críticos en cada una de las curvas. En las tablas 4.23 y 4.24 se detallan los valores máximo y mínimo de la deformación horizontal [$\mu\text{m}/\text{m}$] en los puntos críticos (**B,C,D,E**), para el conjunto de pasadas en cada una de las cuatro galgas en servicio y para ambas campañas de auscultación.

1ª campaña (8.3°C)								
Punto crítico	Lenta				Rápida			
	6.1	6.3	6.5	6.6	6.1	6.3	6.5	6.6
B _(compresion)	-21.4	-40.0	-0.2	-2.0	-23.6	-53.1	-4.4	-6.1
	-40.4	-73.0	-5.3	-9.9	-30.0	-61.6	-8.6	-10.4
C _(traccion)	90.5	63.0	81.5	79.7	44.5	36.9	76.5	75.3
	45.1	35.9	71.8	71.5	37.2	32.4	68.7	52.6
D _(compresion)	-24.6	-25.2	-4.0	-0.4	-17.6	-31.7	-10.4	-8.4
	-34.5	-35.3	-12.2	-10.2	-24.2	-34.8	-15.4	-14.7
E _(traccion)	78.7	15.7	48.1	52.8	29.9	8.9	38.8	47.3
	22.9	12.0	38.5	42.1	17.1	7.9	22.3	27.5

Tabla 4.23.- Rango de valores críticos de deformación horizontal. 1ª campaña

2ª campaña (20°C)								
Punto crítico	Lenta				Rápida			
	6.1	6.3	6.5	6.6	6.1	6.3	6.5	6.6
B _(compresion)	-46.5	-45.4	-44.1	-43.8	-20.1	-48.3	-39.9	-85.0
	-99.8	-52.3	-67.8	-69.1	-23.1	-57.9	-63.7	-116.9
C _(traccion)	79.2	46.2	47.5	55.6	42.0	39.6	15.3	153.5
	74.0	36.5	38.2	43.2	37.8	38.5	7.5	76.6
D _(compresion)	-31.7	-56.8	-58.1	-55.2	-4.0	-30.4	-25.0	-25.0
	-35.4	-62.9	-75.9	-69.3	-6.5	-37.9	-38.6	-36.7
E _(traccion)	66.1	44.9	28.6	52.5	16.9	14.7	6.7	21.0
	57.8	29.2	21.3	28.9	14.1	9.4	0.1	13.0

Tabla 4.24.- Rango de valores críticos de deformación horizontal. 2ª campaña

Los mismos valores se representan en las figuras 4.37 y 4.38, a la vista de las cuales pueden hacerse algunas consideraciones, acerca de los valores experimentales tomados como referencia.

- Las deformaciones positivas (elongación) no son claramente menores a 8,3°C que a 20°C, al igual que sucede con las deformaciones negativas (acortamiento), aunque con más reservas en este último caso.
- La mayor velocidad de deformación de carga produce en general, deformaciones menores, significando que el material se comporta de forma más rígida, lo que es coherente con lo observado en laboratorio. A pesar de ello existen algunos valores que contradicen esta acotación como sucede en la 2ª campaña a velocidad rápida.

- El pavimento fisurado no da lugar a deformaciones netamente superiores a las medidas en pavimento continuo. En este caso los resultados experimentales no se comportan según lo esperado.
- Las deformaciones observadas para el rodillo metálico sí son netamente superiores en la práctica totalidad de los casos a los medidos bajo el rodillo neumático.

Podríamos concluir que los resultados experimentales suponen una referencia en cuanto a la respuesta del firme, en el caso de la velocidad de aplicación de carga o el tipo de carga, pero no son concluyentes a la hora de definir una tendencia en el caso de la variación de temperatura o el tipo de pavimento.

4.4.4. Resultados obtenidos en la simulación

Se presentan a continuación los resultados obtenidos para los distintos supuestos de simulación en cuanto a las tres variables de estudio establecidas, temperatura (1ª o 2ª campaña), velocidad (Lenta o rápida) y tipo de pavimento (Fisurado o continuo), en este orden. En las curvas experimentales el origen de tiempos es arbitrario, por lo que los resultados numéricos referidos a la evolución temporal de las variables se han ajustado en el eje de abscisas.

En primer lugar se muestran las curvas de deformación horizontal en el tiempo (Figuras 4.39). En cada gráfica se han situado los valores máximos y mínimos en cada punto crítico para todas las pasadas del rodillo, según las tablas 4.23 y 4.24.

En segundo lugar se ha graficado la evolución del escalar velocidad de deformación en cada supuesto de cálculo. Esta gráfica se acompaña de las representaciones gráficas de la evolución en el tiempo del módulo de elasticidad y de la viscosidad según las expresiones (4.3-4.6). Estos resultados se muestran en las figuras 4.43

En tercer lugar, en las figuras 4.46 se presentan las distribuciones de tensiones verticales, deformaciones verticales y desplazamientos verticales o deflexiones en todo el firme, en el instante en que el rodillo metálico se sitúa encima de cada una de las galgas o puntos de medición. Se acompañan los resultados en todo el dominio de cálculo con imágenes de las tensiones horizontales producidas en las cercanías de cada una de las galgas.

Los resultados obtenidos se analizan desde el punto de vista numérico para posteriormente verificar su aproximación con respecto a los valores experimentales.

4.4.4.1. Análisis numérico de los resultados

La simulación numérica del comportamiento del firme arroja unos resultados para la deformación horizontal que en sus puntos críticos pueden resumirse en las tablas 4.25 y 4.26, para ambas velocidades y tipos de pavimento considerado.

1ª campaña (8.3°C)								
Punto crítico	Lenta				Rápida			
	6.1	6.3	6.5	6.6	6.1	6.3	6.5	6.6
B _(compresion)	-37.2	-35.1	-33.5	-24.5	-14.2	-13.6	-12.5	-5.5
C _(traccion)	115.0	117.0	108.0	48.3	77.6	70.2	70.4	36.8
D _(compresion)	-20.7	-20.8	-18.3	-12.5	-9.0	-8.5	-7.7	-2.4
E _(traccion)	43.3	44.9	42.7	13.3	32.5	33.5	32.0	13.4

Tabla 4.25.- Valores críticos de deformación horizontal. Simulación 1ª campaña

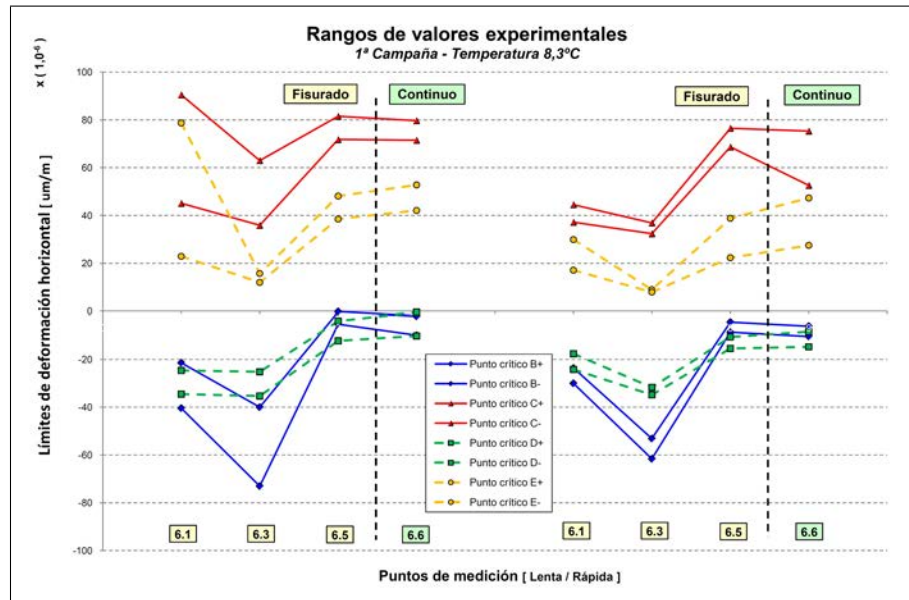


Figura 4.37.- Rangos de valores extremos de deformación horizontal. 1ª Campaña

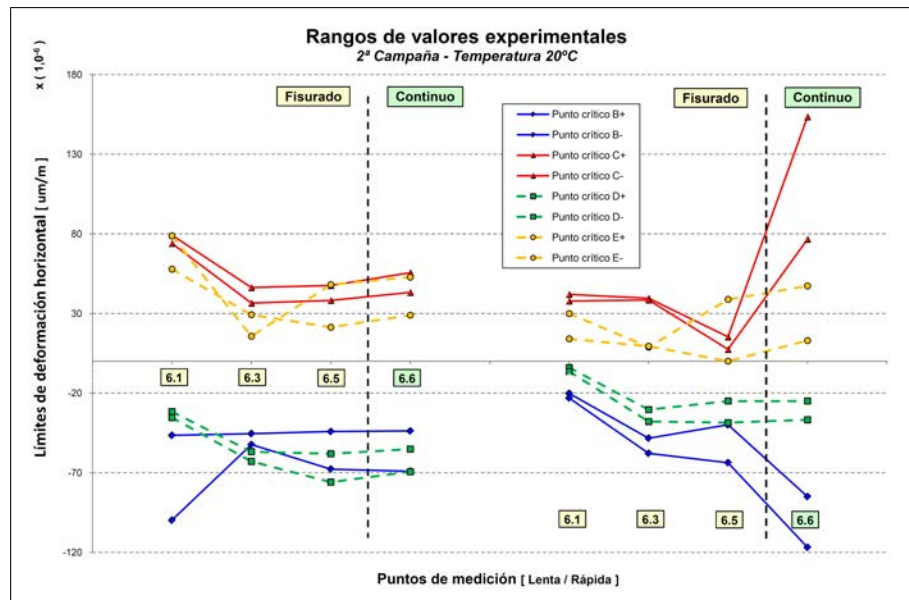


Figura 4.38.- Rangos de valores extremos de deformación horizontal. 2ª Campaña

2ª campaña (20°C)								
Punto crítico	Lenta				Rápida			
	6.1	6.3	6.5	6.6	6.1	6.3	6.5	6.6
B _(compresion)	-42.1	-40.2	-38.6	-24.2	-18.4	-17.6	-16.1	-9.1
C _(traccion)	128.0	132.0	123.0	58.7	98.4	107.0	103.0	48.1
D _(compresion)	-24.0	-23.7	-22.1	-12.7	-12.0	-11.7	-10.7	-4.9
E _(traccion)	48.8	50.6	47.9	16.8	47.5	49.0	46.8	18.9

Tabla 4.26.- Valores críticos de deformación horizontal. Simulación 2ª campaña

Para comparar los resultados en ambas temperaturas se ha calculado la variación (en %) de las deformaciones horizontales en los puntos críticos para la temperatura de 20°C tomando como base las halladas para la temperatura de 8,3°C, valores que se ponen de manifiesto en la tabla 4.27.

Deformación horizontal – T 20°C/T 8,3°C								
Punto crítico	Lenta				Rápida			
	6.1	6.3	6.5	6.6	6.1	6.3	6.5	6.6
B _(compresion)	13	15	15	0	30	29	29	65
C _(traccion)	11	13	14	22	27	52	46	31
D _(compresion)	16	14	21	2	33	38	39	104
E _(traccion)	13	13	12	26	46	46	46	41

Tabla 4.27.- Relación de valores críticos de deformación horizontal. 20°C/8,3°C [%]

La simulación de las deformaciones horizontales en la primera campaña con una temperatura de 8,3°C son en todos los casos inferiores a las obtenidas en la segunda campaña de auscultación, a 20°C debido a la mayor rigidez del material, lo que es coherente con la formulación empleada y con el comportamiento esperado del material. Este hecho se reproduce en ambas velocidades, si bien la diferencia es más acusada a mayor velocidad de carga. Se observa cómo la variación en la deformación horizontal debido a la temperatura es por lo general mayor en el pavimento fisurado que en el pavimento continuo, aunque la variabilidad es también mayor en este caso.

Se aprecia también cómo las diferencias son mayores en el caso de los picos de deformación positiva o elongación que en los valores máximos de acortamiento, lo que se constata igualmente para ambas velocidades de aplicación de carga.

La mayor velocidad de aplicación de carga da lugar a un material más rígido y en consecuencia a deformaciones más pequeñas, efecto que es más patente a bajas temperaturas como se pone de manifiesto en la tabla 4.28 en la que se muestra igual que en el caso anterior, la variación de los resultados entre ambas velocidades de carga, tomando como base los resultados para la velocidad "Rápida" y en tanto por uno.

Deformación horizontal – Lenta/Rápida								
Punto crítico	Temp. 8.3°C				Temp. 20°C			
	6.1	6.3	6.5	6.6	6.1	6.3	6.5	6.6
B _(compresion)	2.6	2.6	2.7	4.5	2.3	2.3	2.4	2.7
C _(traccion)	1.5	1.7	1.5	1.3	1.3	1.2	1.2	1.2
D _(compresion)	2.3	2.4	2.4	5.2	2.0	2.0	2.1	2.6
E _(traccion)	1.3	1.3	1.3	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9

Tabla 4.28.- Relación de valores críticos de deformación horizontal. Velocidad Lenta/Rápida

Se observa cómo la relación entre las deformaciones horizontales se mantiene bastante estable en ambas temperaturas, e incluso muestra factores similares entre el pavimento fisurado y continuo, salvando algunos valores. Donde se aprecia una diferencia remarcable es entre las variaciones entre deformaciones positivas, con factores ligeramente superiores a la unidad, y deformaciones negativas, con factores superiores a dos. Por tanto la diferencia de velocidad de carga además rigidizar el material, afecta en mayor medida a la elongación del material, lo que es dato relevante al ser esta deformación la relevante para la resistencia del material.

En cuanto al tipo de pavimento, se observan deformaciones significativamente mayores en el pavimento fisurado con respecto al continuo. La relación entre los resultados en ambos casos se detallan en la tabla 4.29, en la cual se ha calculado la variación entre el pavimento continuo y el promedio de los tres valores para el pavimento fisurado disponibles.

Deformación horizontal – Fisurado/Continuo								
Punto crítico	8,3°C - Lenta		8,3°C - Rápida		20°C - Lenta		20°C - Rápida	
	Fis	Cont	Fis	Cont	Fis	Cont	Fis	Cont
B _(compresion)	-35.3	-24.5	-13.4	-5.5	-40.3	-24.2	-17.4	-9.1
C _(traccion)	113.0	48.3	72.7	36.8	128.0	58.7	102.8	48.1
D _(compresion)	-19.9	-12.5	-8.4	-2.4	-23.3	-12.7	-11.5	-4.9
E _(traccion)	43.6	13.3	32.7	13.4	49.1	16.8	47.8	18.9

Tabla 4.29.- Valores críticos de deformación horizontal. Pavimento fisurado y continuo

Según se aprecia en la tabla anterior, la variación de la deformación horizontal es más acusada en los valores positivos (elongación) que en los negativos (acortamiento), mientras que la temperatura o la velocidad de aplicación de carga no parecen afectar significativamente a la proporción entre valores críticos.

El comportamiento del escalár ϵ es menos predecible ya que su evolución depende del estado tenso-deformacional, y en consecuencia de los parámetros mecánicos del modelo. En las gráficas anteriores se aprecia en todo caso valores de pico acordes con la velocidad de aplicación de carga en cada supuesto de cálculo. Es preciso tener en cuenta que la velocidad de carga se aplica en dirección horizontal no vertical, a pesar de lo cual el escalár ϵ es capaz de captar la diferencia de velocidad, a través de las componentes horizontales del tensor de tensión y velocidad de deformación. Como contrapunto, la evolución de ϵ presenta una notable variabilidad lo que podría condicionar la elección de las funciones interpoladoras, en un problema más general.

4.4.4.2. Análisis numérico-experimental de los resultados

Los resultados obtenidos en la simulación, graficados junto con el rango de variación en los puntos críticos de las curvas experimentales según las tablas 4.23 y 4.24, permiten extraer algunas conclusiones adicionales a las ya establecidas en el apartado anterior.

- A la vista de los resultados experimentales, el modelo aproxima mejor las deformaciones negativas que las positivas. Éstas se sobreestiman en el pavimento fisurado y se infravaloran en el pavimento continuo.
- En el caso particular de las deformaciones positivas, la aproximación es mejor en el caso del rodillo neumático que en el caso del rodillo metálico, tendencia que se repite en casi todos los casos. Esto puede ser debido a una infraestimación de la huella del rodillo sobre el pavimento.

- La simulación es ligeramente mejor a $8,3^{\circ}\text{C}$ que a 20°C , aunque esto viene condicionado por la interpolación de las magnitudes dependientes de ϵ .
- La simulación es ligeramente más precisa a bajas velocidades que a altas velocidades de aplicación de la carga.
- En las curvas obtenidas para el pavimento fisurado se observa una notable estabilidad en la respuesta, sobreestimando las deformaciones positivas, mientras que en el pavimento continuo se infravaloran.
- Estas conclusiones vienen condicionadas por las limitaciones de los resultados experimentales, que muestran una notable variabilidad incluso en supuestos de cálculo similares, o bien ofrecen resultados poco acordes con la respuesta esperable en algunos casos.

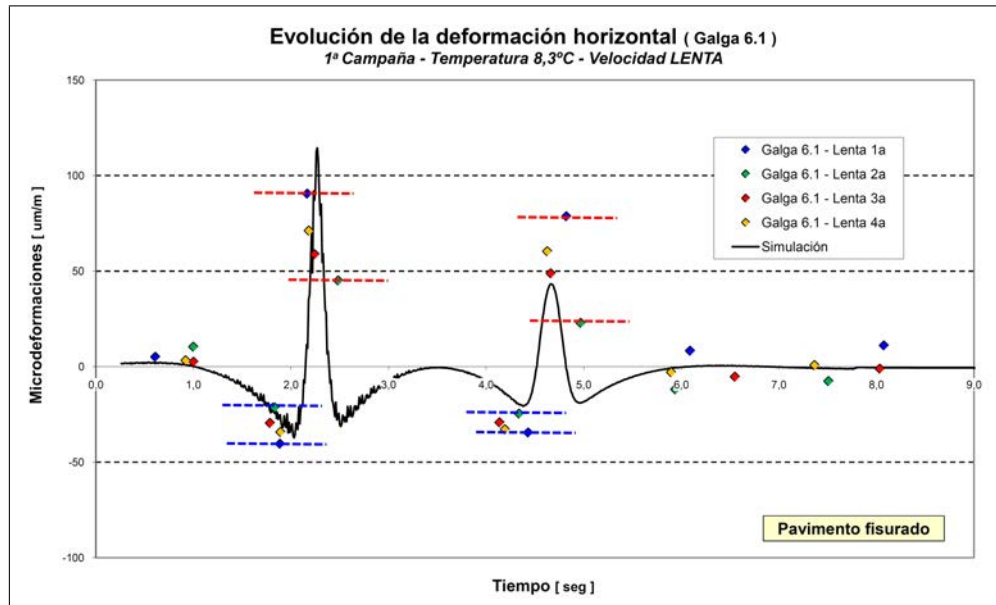


Figura 4.39.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.1 en pavimento fisurado. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA

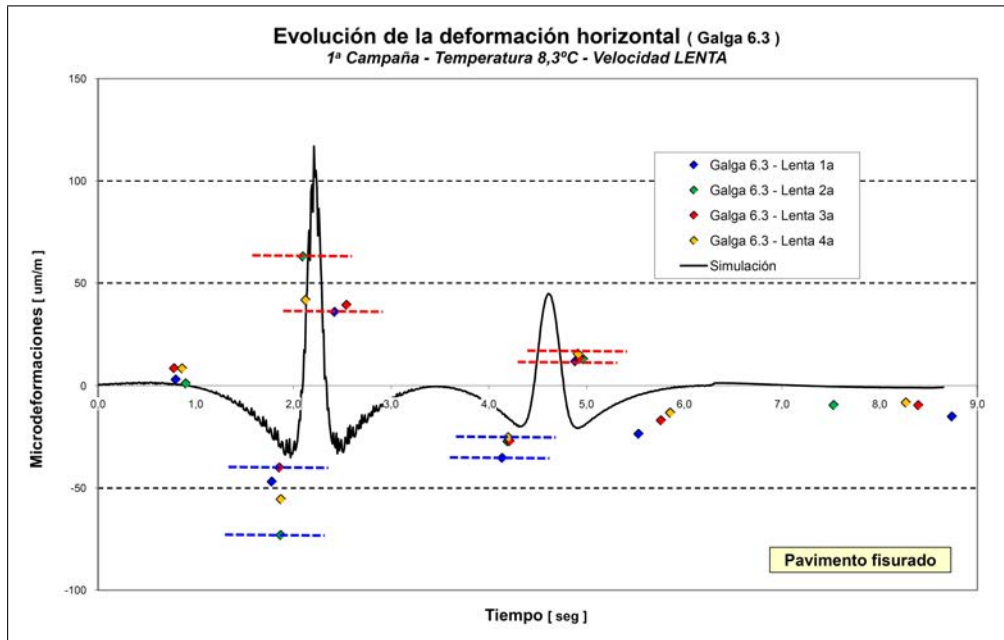


Figura 4.40.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.3 en pavimento fisurado. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA

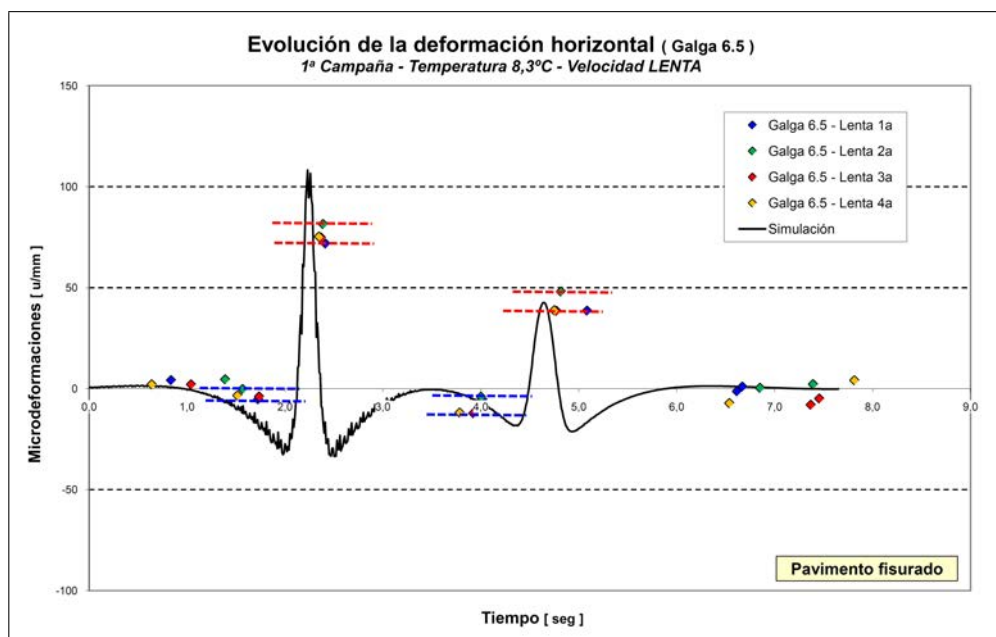


Figura 4.41.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.5 en pavimento fisurado. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA

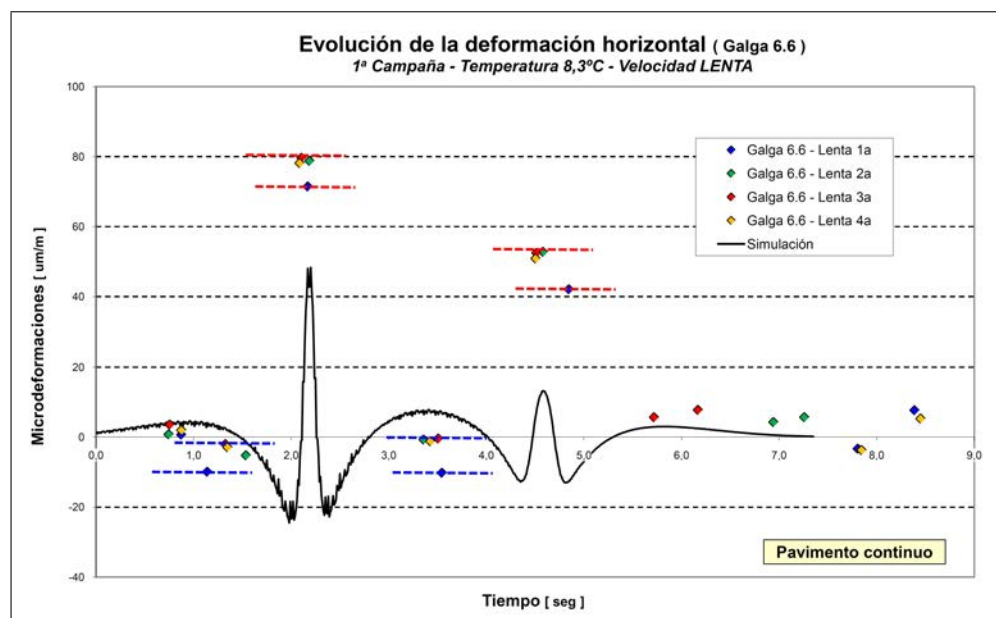


Figura 4.42.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.6 en pavimento continuo. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA

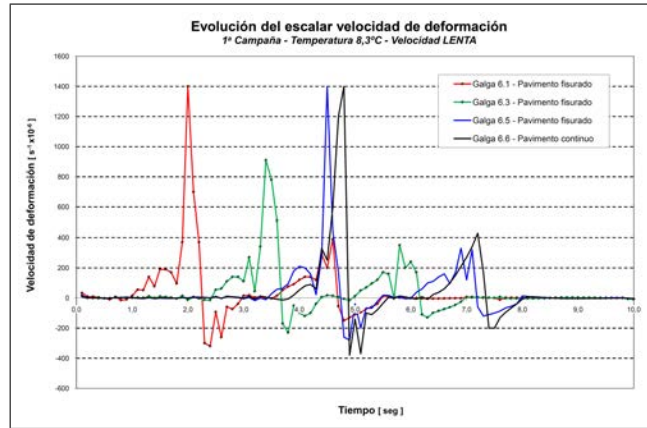


Figura 4.43.- Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA.

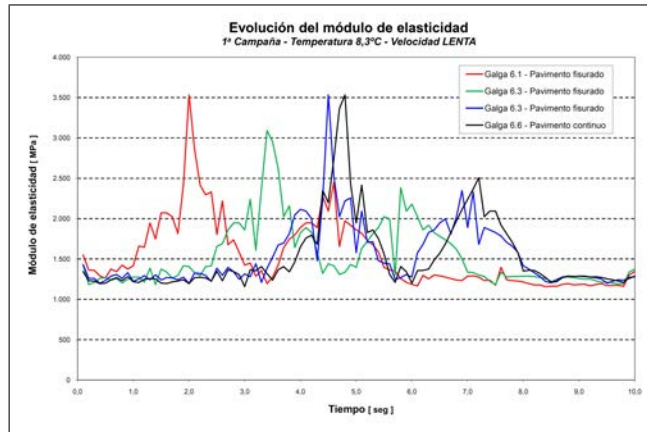


Figura 4.44.- Evolución de la rigidez con $\dot{\epsilon}$. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA.

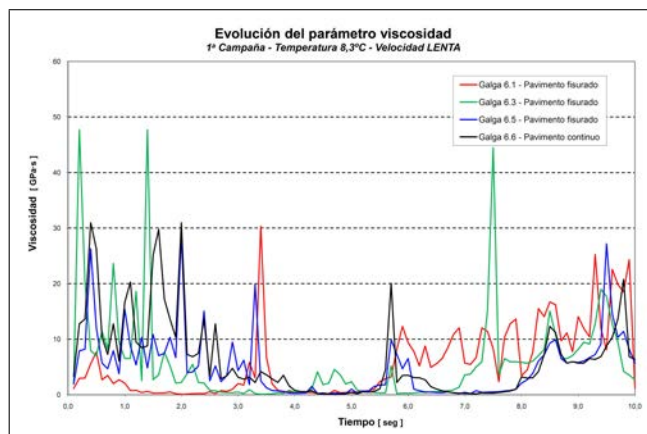


Figura 4.45.- Evolución de la viscosidad con $\dot{\epsilon}$. Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA.

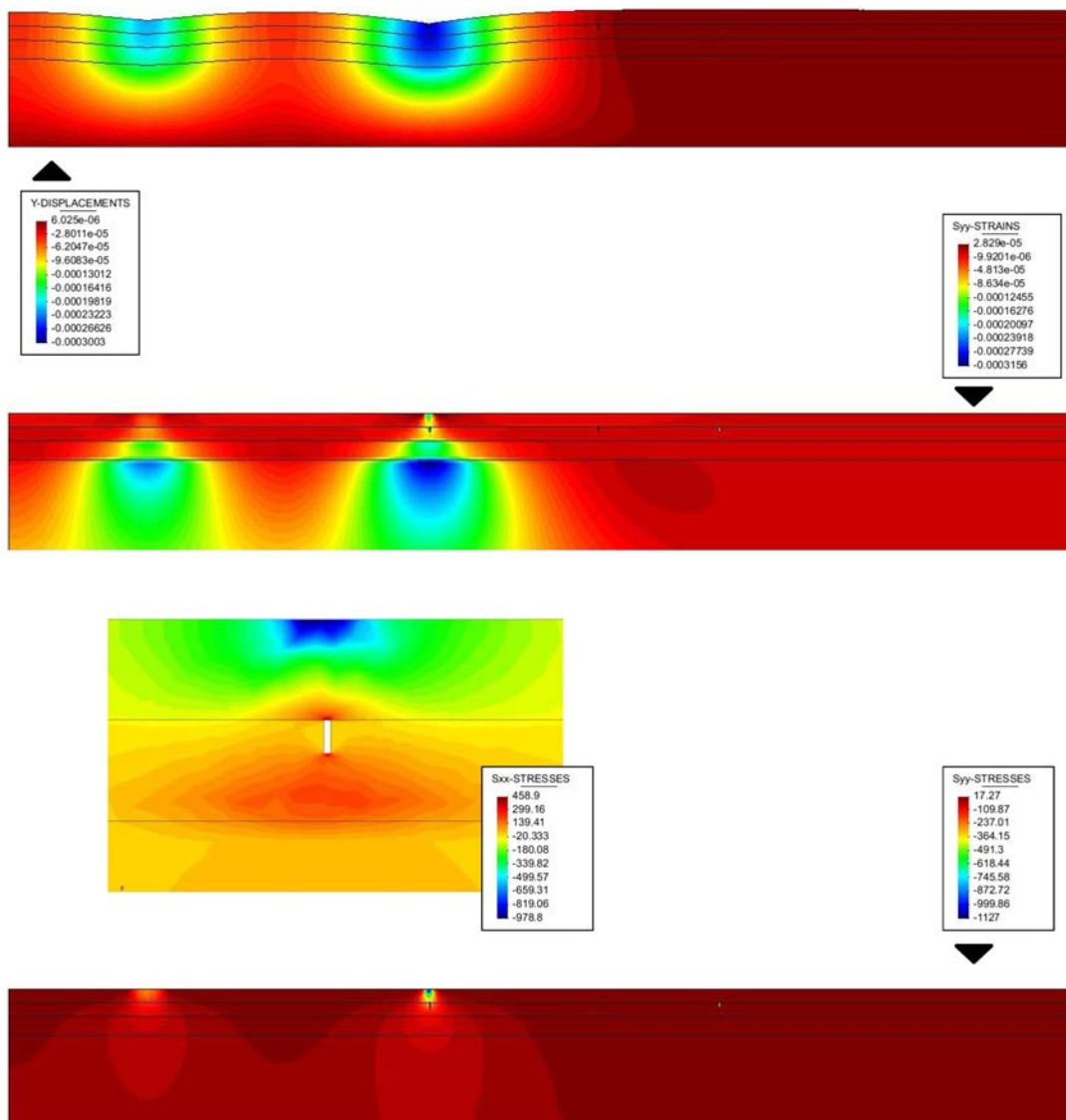


Figura 4.46.- Deflexiones, deformaciones verticales, tensiones verticales en el firme.
Tensiones horizontales en los alrededores de la galga 6.1.
Temperatura 8.3°C y velocidad LENTA.

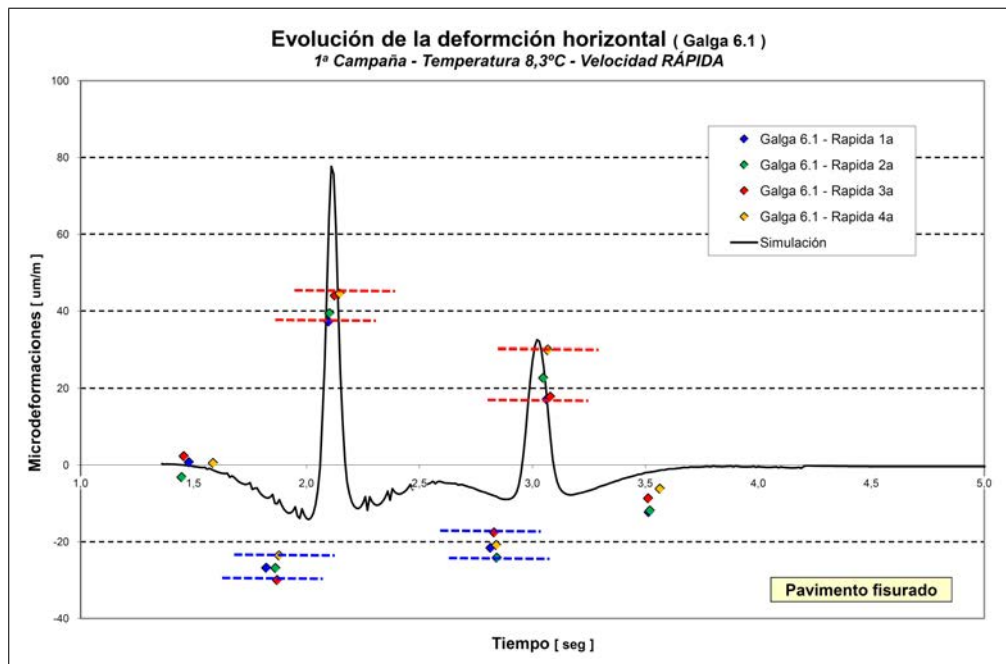


Figura 4.47.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.1 en pavimento fisurado. Temperatura 8,3°C y velocidad RÁPIDA

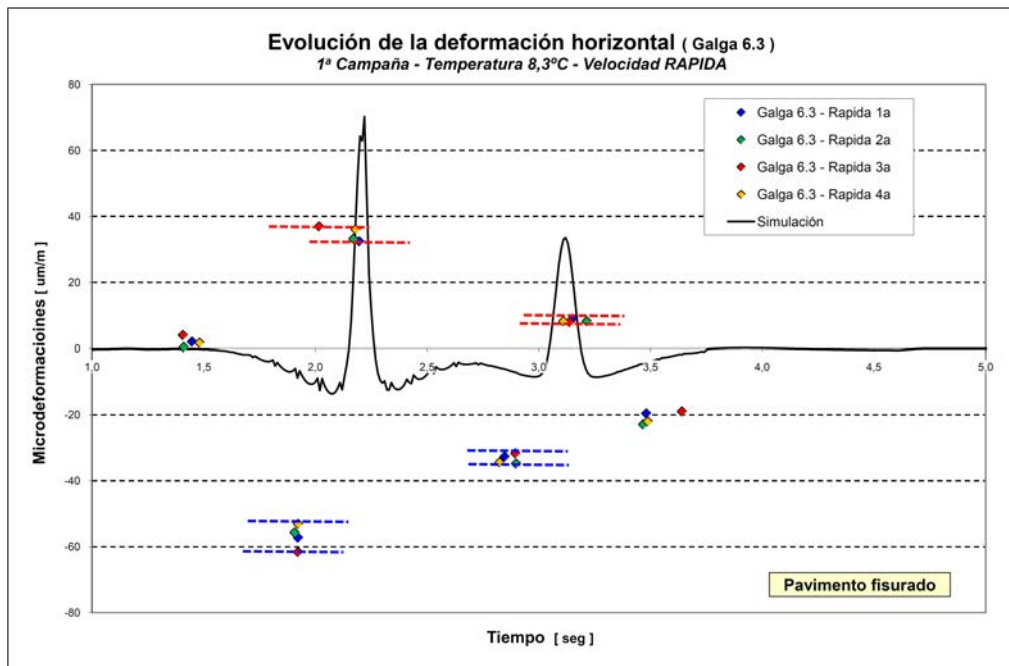


Figura 4.48.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.3 en pavimento fisurado. Temperatura 8,3°C y velocidad RÁPIDA

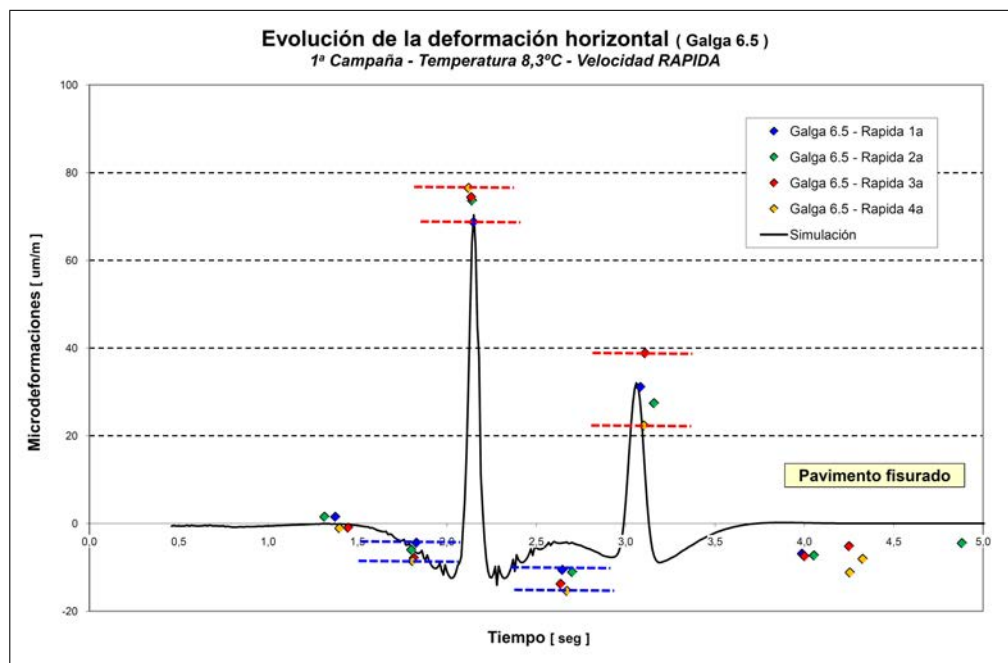


Figura 4.49.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.5 en pavimento fisurado. Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA

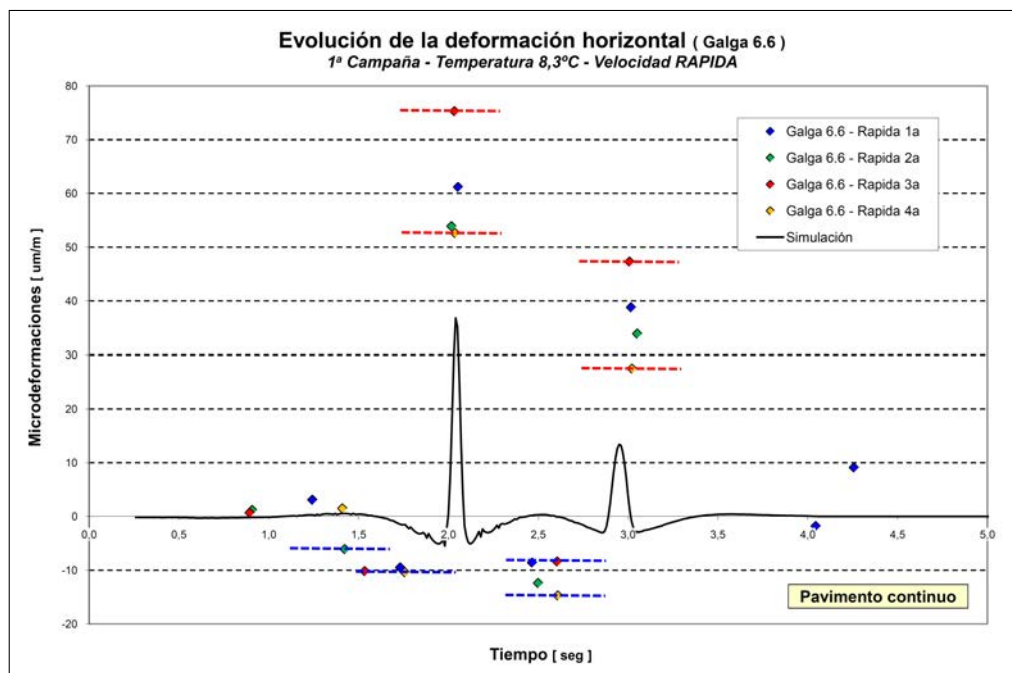


Figura 4.50.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.6 en pavimento continuo. Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA

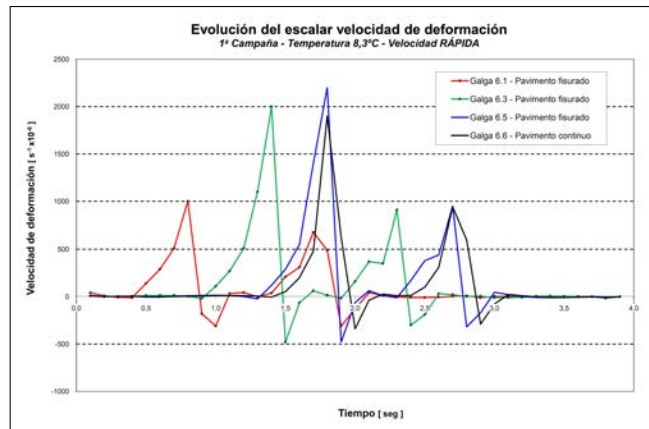


Figura 4.51.- Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA.

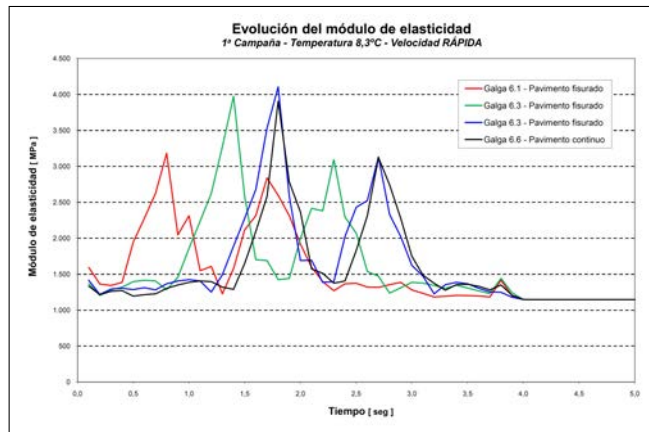


Figura 4.52.- Evolución de la rigidez con $\dot{\epsilon}$. Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA.

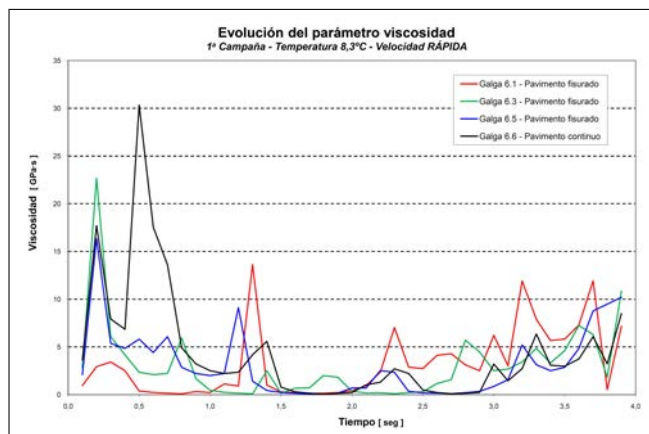


Figura 4.53.- Evolución de la viscosidad con $\dot{\epsilon}$. Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA.

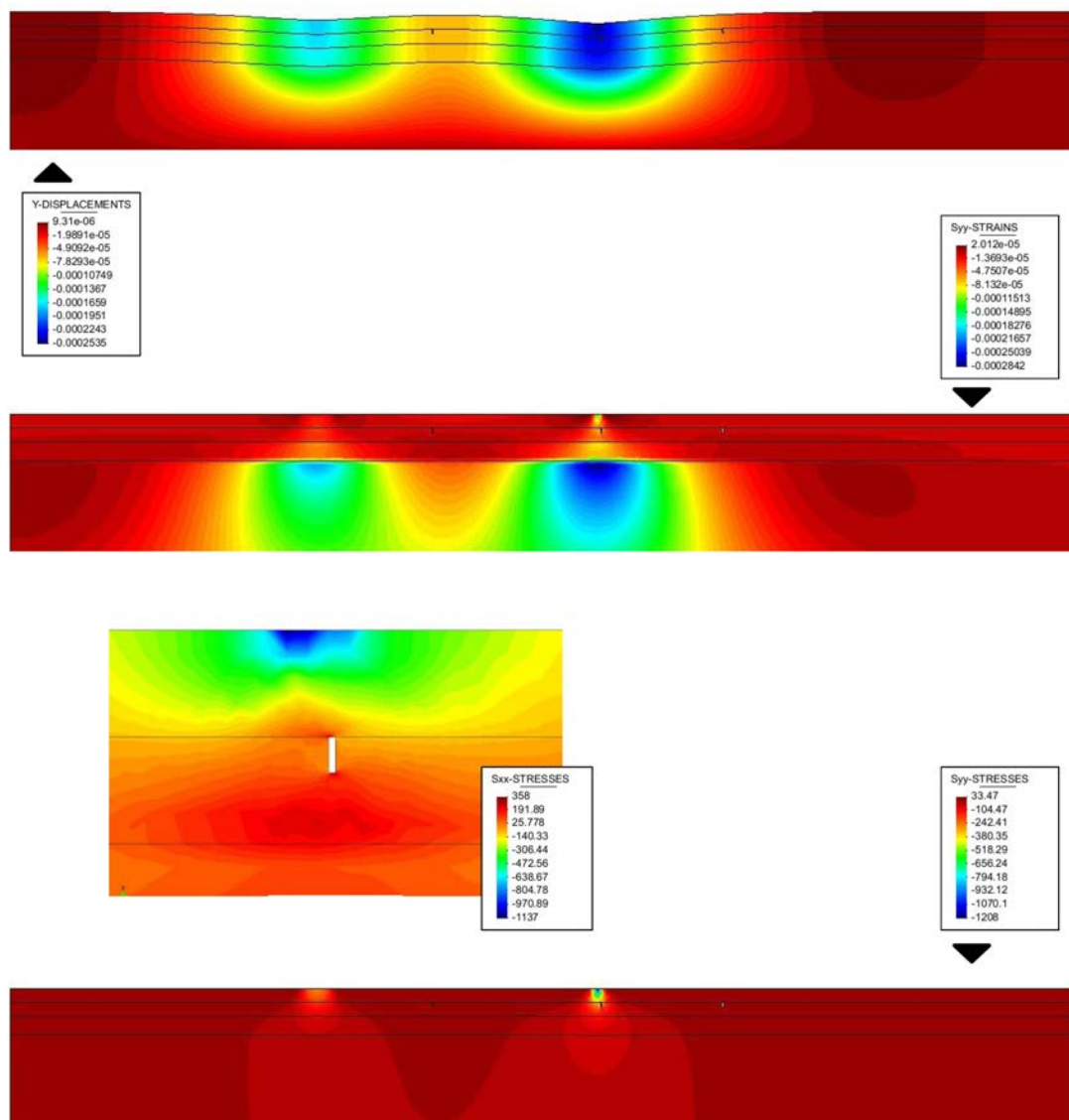


Figura 4.54.- Deflexiones, deformaciones verticales, tensiones verticales en el firme.
Tensiones horizontales en los alrededores de la galga 6.3.
Temperatura 8.3°C y velocidad RÁPIDA.

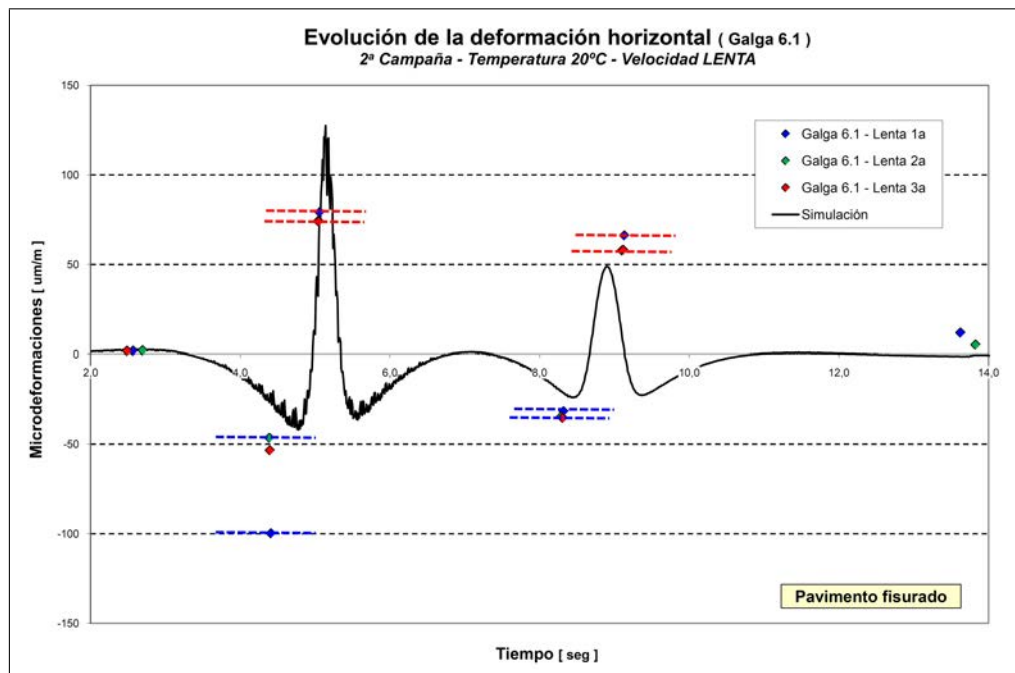


Figura 4.55.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.1 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad LENTA

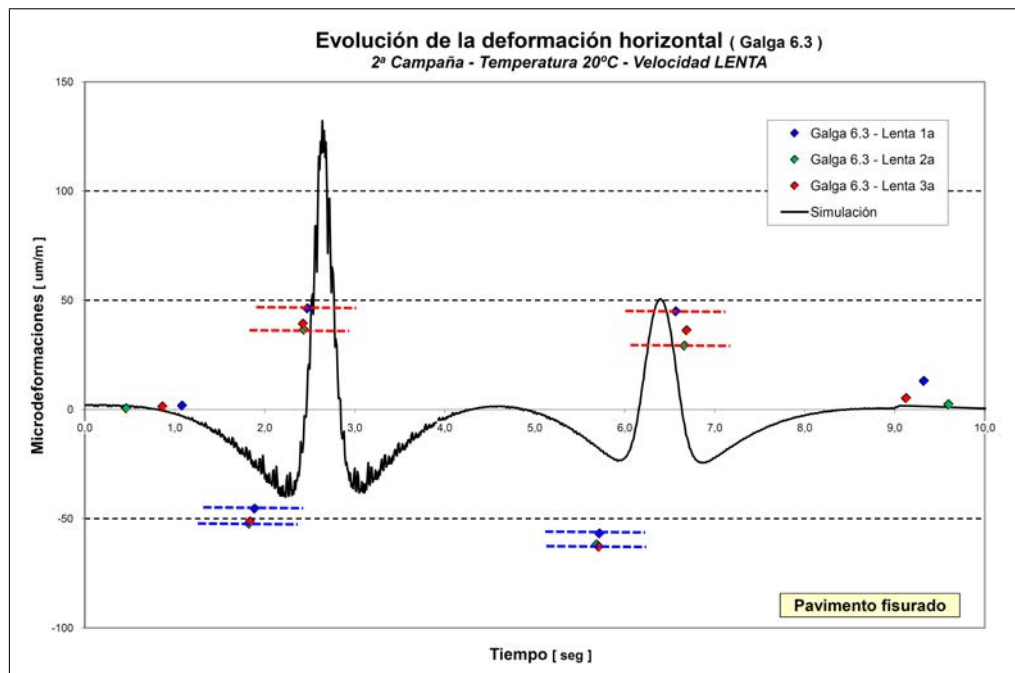


Figura 4.56.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.3 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad LENTA

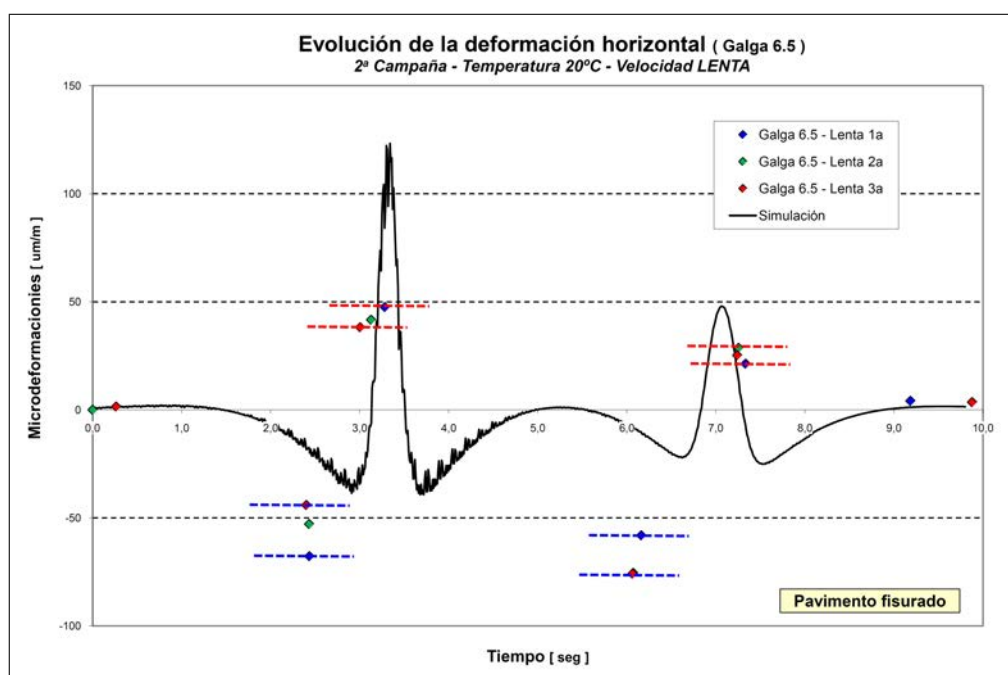


Figura 4.57.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.5 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad LENTA

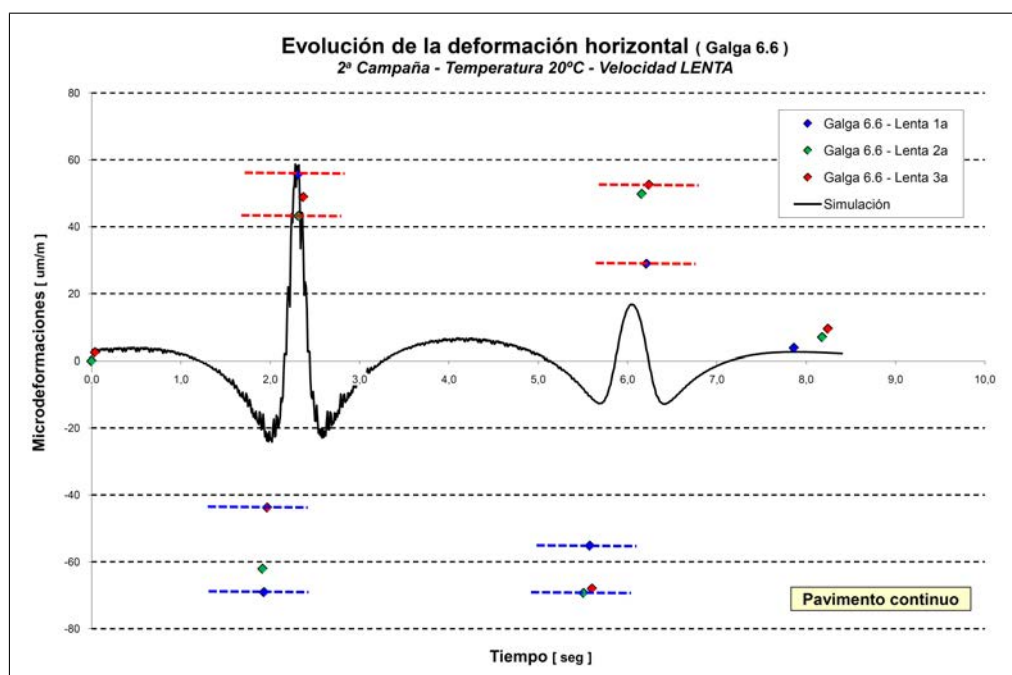


Figura 4.58.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.6 en pavimento continuo. Temperatura 20°C y velocidad LENTA

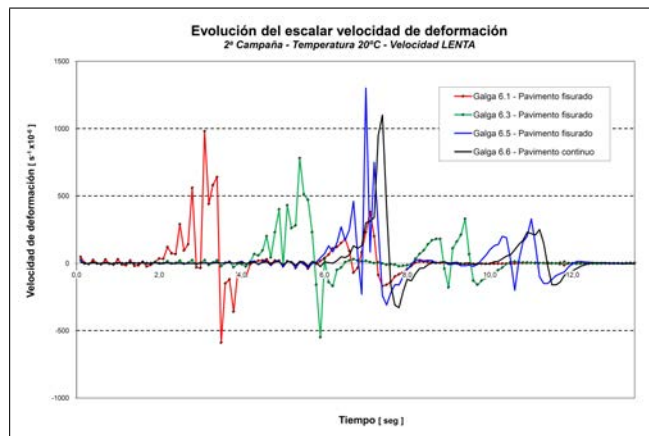


Figura 4.59.- Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Temperatura 20°C y velocidad LENTA.

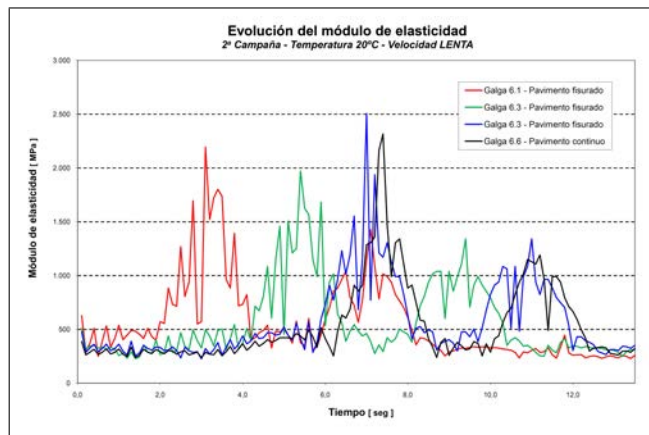


Figura 4.60.- Evolución de la rigidez con $\dot{\epsilon}$. Temperatura 20°C y velocidad LENTA.

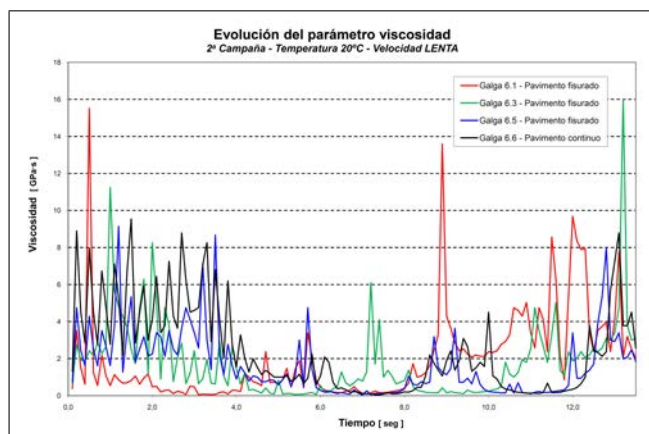


Figura 4.61.- Evolución de la viscosidad con $\dot{\epsilon}$. Temperatura 20°C y velocidad LENTA.

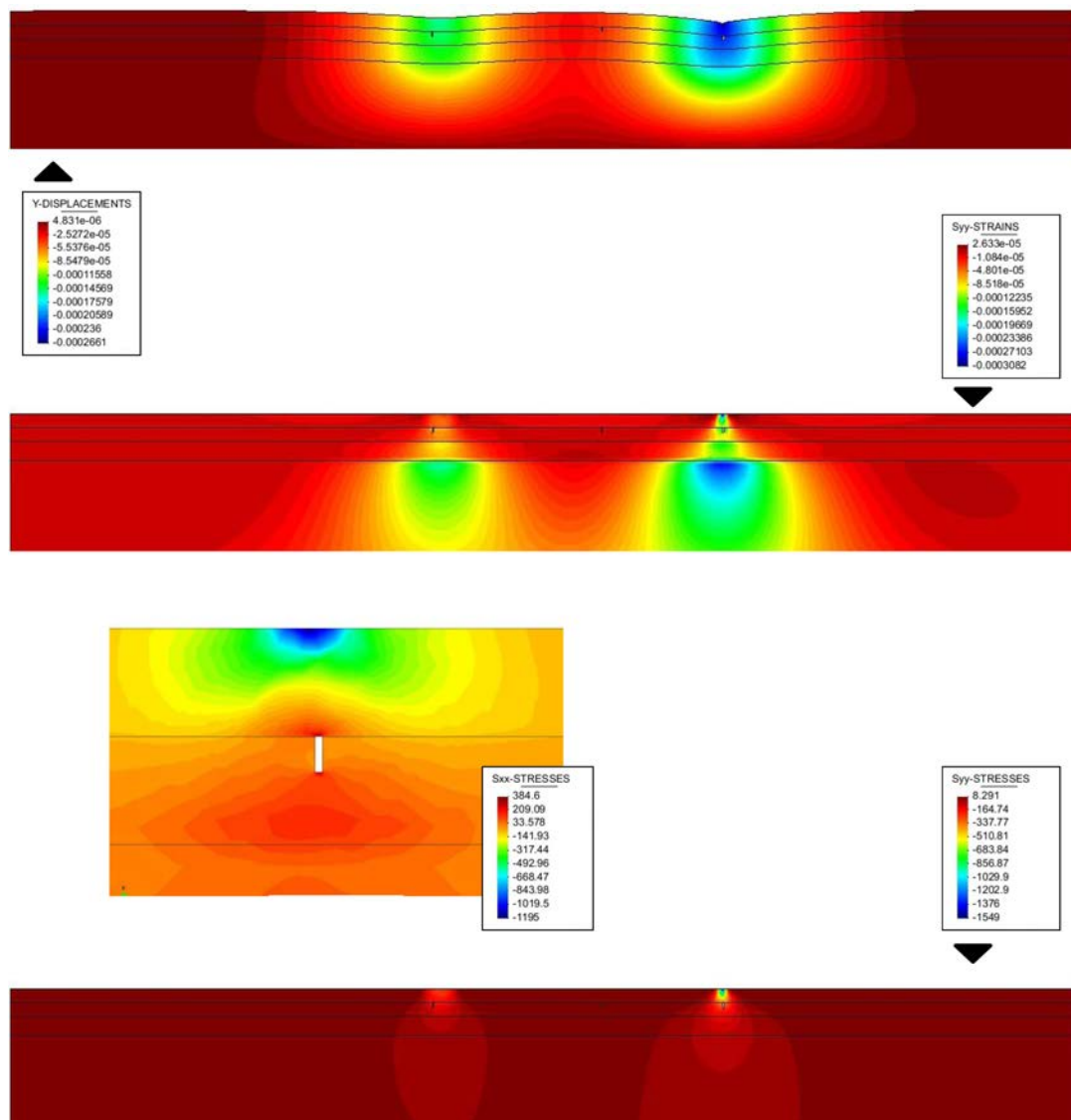


Figura 4.62.- Deflexiones, deformaciones verticales, tensiones verticales en el firme.
Tensiones horizontales en los alrededores de la galga 6.5.
Temperatura 20°C y velocidad LENTA.

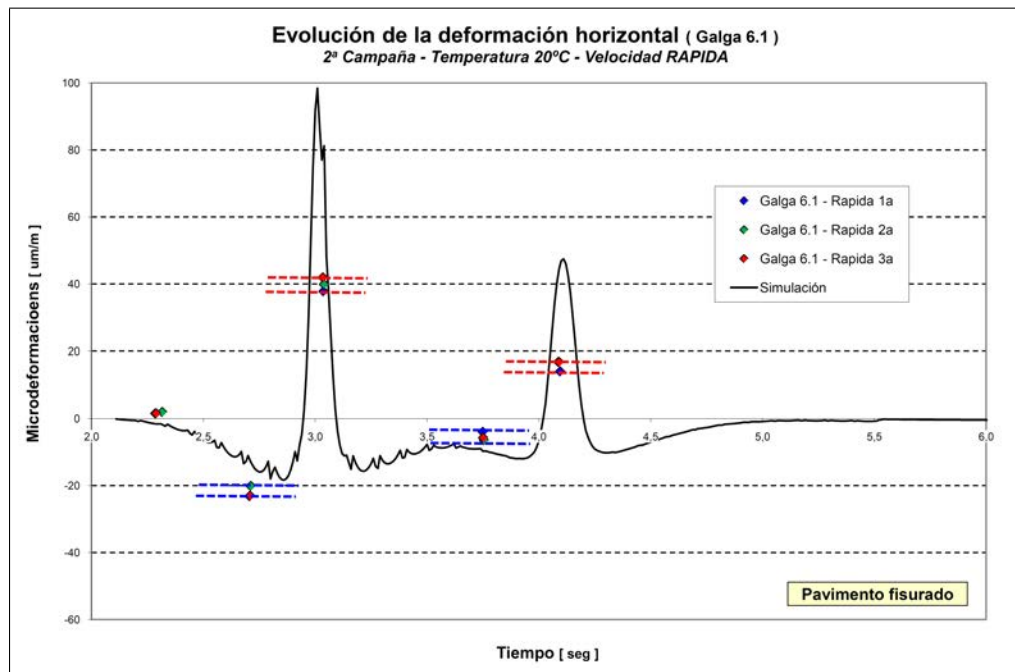


Figura 4.63.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.1 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA

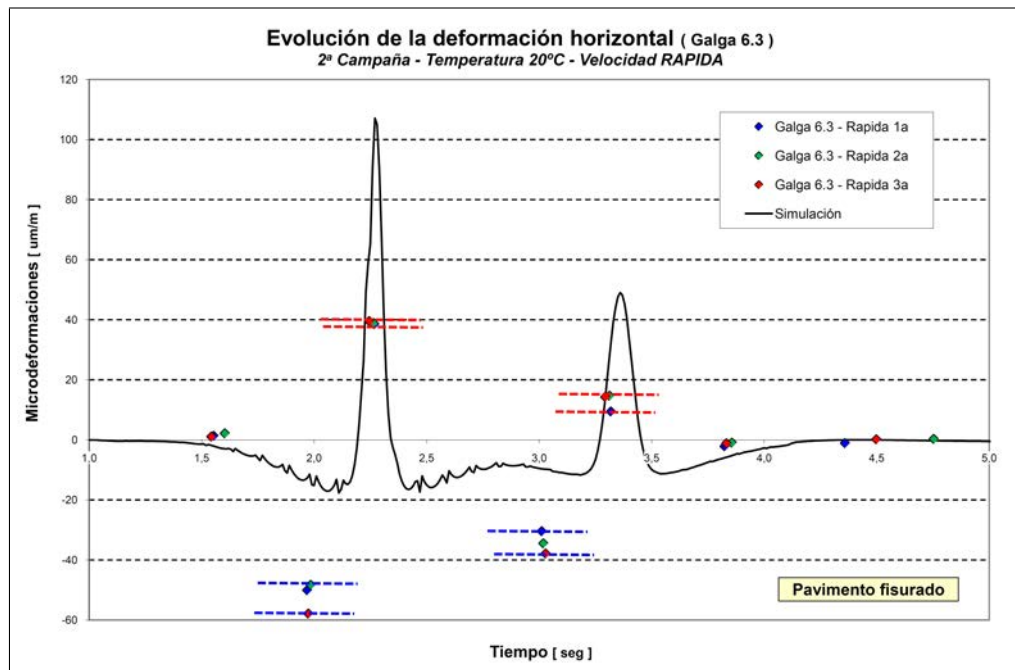


Figura 4.64.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.3 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA

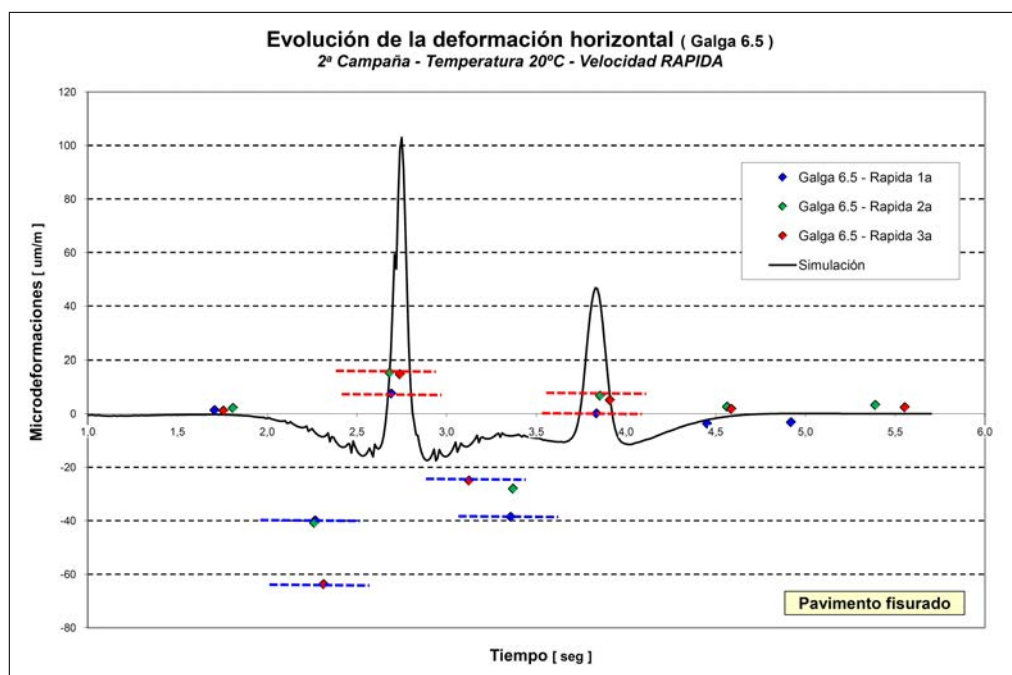


Figura 4.65.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.5 en pavimento fisurado. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA

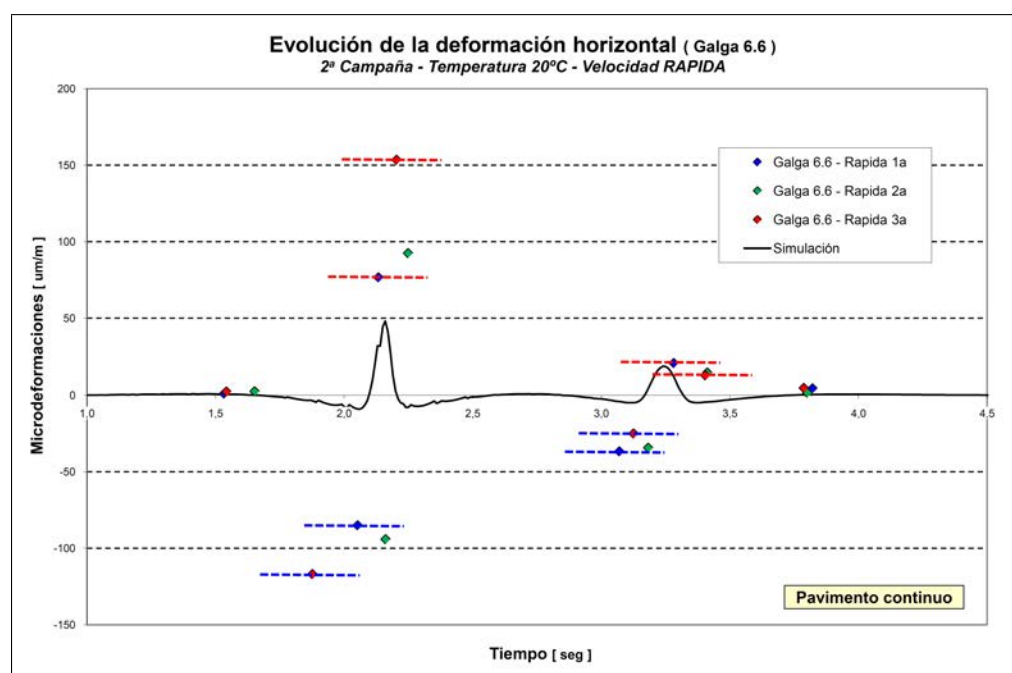


Figura 4.66.- Deformación horizontal vs tiempo. Galga 6.6 en pavimento continuo. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA

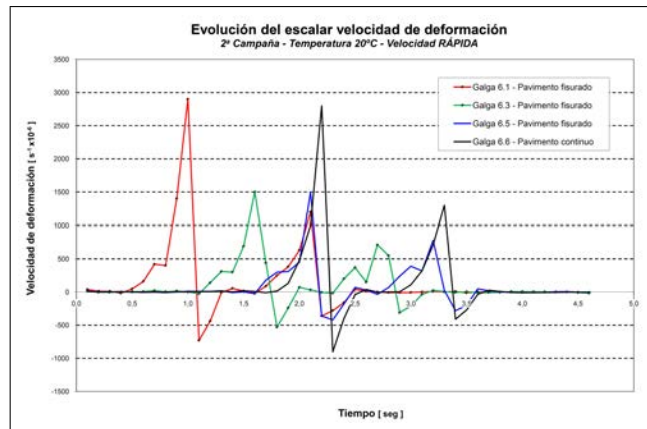


Figura 4.67.- Evolución del parámetro $\dot{\epsilon}$. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA.

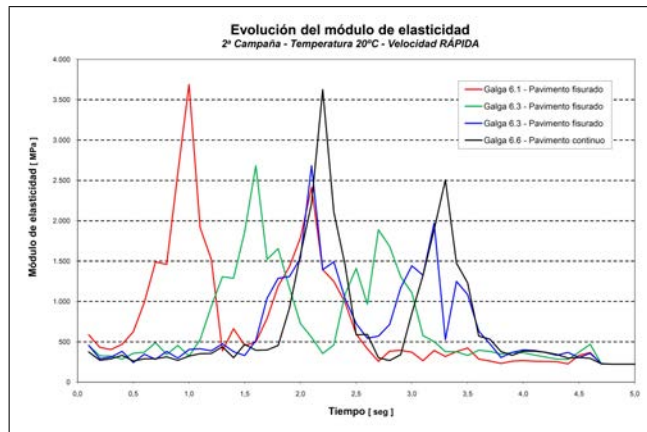


Figura 4.68.- Evolución de la rigidez con $\dot{\epsilon}$. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA.

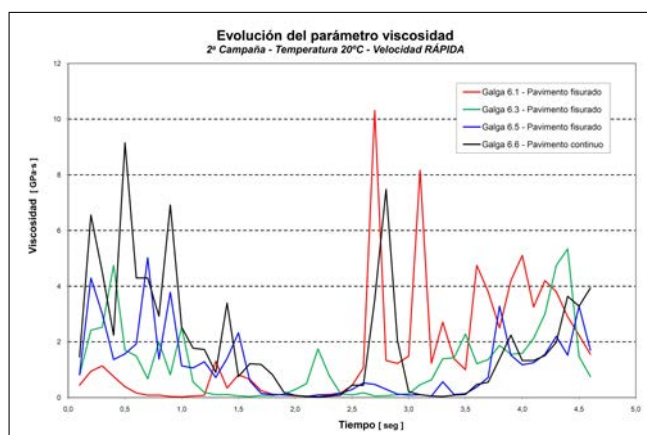


Figura 4.69.- Evolución de la viscosidad con $\dot{\epsilon}$. Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA.

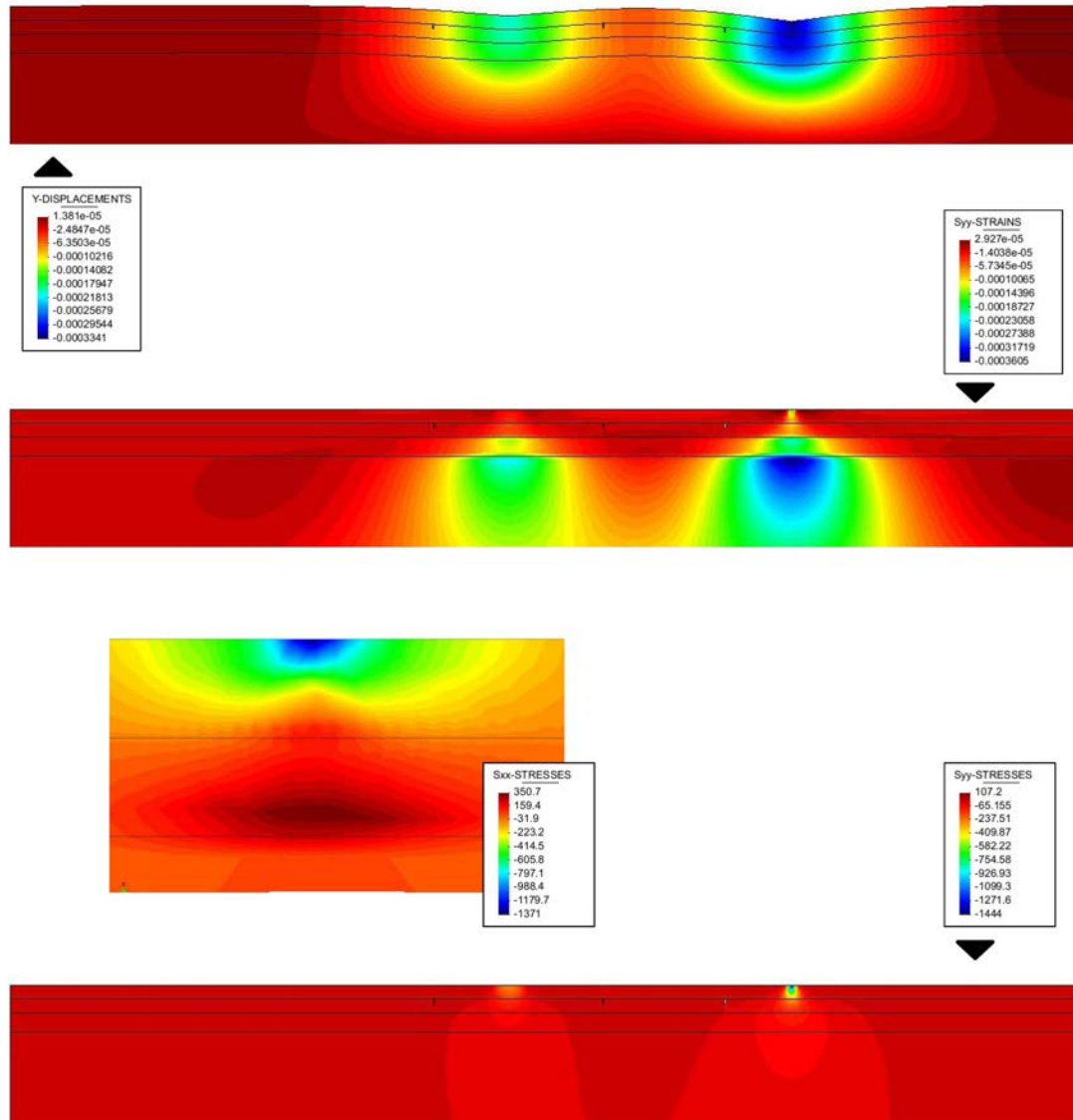


Figura 4.70.- Deflexiones, deformaciones verticales, tensiones verticales en el firme.
Tensiones horizontales en los alrededores de la galga 6.6.
Temperatura 20°C y velocidad RÁPIDA.

4.5. Conclusiones

Se ha desarrollado una metodología numérico-experimental para la caracterización de la respuesta mecánica de las mezclas asfálticas recicladas, para su posterior aplicación a la simulación del comportamiento del material en el contexto de un firme flexible sobre capas granulares. La metodología incluye diversas fases cada una de las cuales constituye uno de los desarrollos de este trabajo.

Se ha analizado las posibilidades del ensayo de tracción directa como referencia experimental para la adecuada evaluación de propiedades relevantes en el comportamiento de las mezclas recicladas con respecto a las convencionales, como son la tenacidad y la resistencia a la fisuración. Se trata de dos magnitudes que se ponen de manifiesto en las curvas de respuesta Fuerza-desplazamiento obtenidas en un ensayo de tracción directa, por lo que este ensayo proporciona una información adicional de gran utilidad con respecto a otros ensayos frecuentemente empleados en la dosificación de mezclas asfálticas.

Las curvas experimentales muestran la dependencia de la respuesta del material frente a la velocidad de aplicación de carga. En base a esta constatación, se ha formulado un modelo constitutivo basado en la teoría de la viscoplasticidad de Perzyna, en el cual se tiene en cuenta esta particularidad del material de forma explícita esencialmente a través de dos parámetros constitutivos: el módulo de rigidez y la viscosidad. Se han establecido expresiones matemáticas para relacionar ambas magnitudes con un valor escalar dependiente del tensor velocidad de deformación, representativo de la velocidad de aplicación de carga que sufre el material. Dichas expresiones además de los parámetros propios del modelo, completan la formulación del mismo, y requieren de un proceso de calibración a partir de resultados experimentales.

La fase de calibración consiste en el ajuste de curvas experimentales, para obtener valores constitutivos que desde un enfoque fenomenológico caracterizan las propiedades del material. Se ha constatado la versatilidad del modelo para ajustar el comportamiento de las mezclas a diferentes velocidades de carga, y diferentes temperaturas.

Asumiendo los valores obtenidos en el proceso de calibración se han simulado las curvas originales empleando el modelo constitutivo propuesto, observando una notable aproximación de los resultados experimentales, a modo de validación del modelo y de la metodología desarrollada.

Finalmente, una vez caracterizado el material se ha simulado su respuesta como elemento conformante de un firme flexible, reproduciendo su comportamiento frente a una carga conocida, a diferentes velocidades y temperaturas, observando una buena aproximación a las medidas experimentales, habida cuenta de la significativa variabilidad de éstas y de la complejidad del problema.

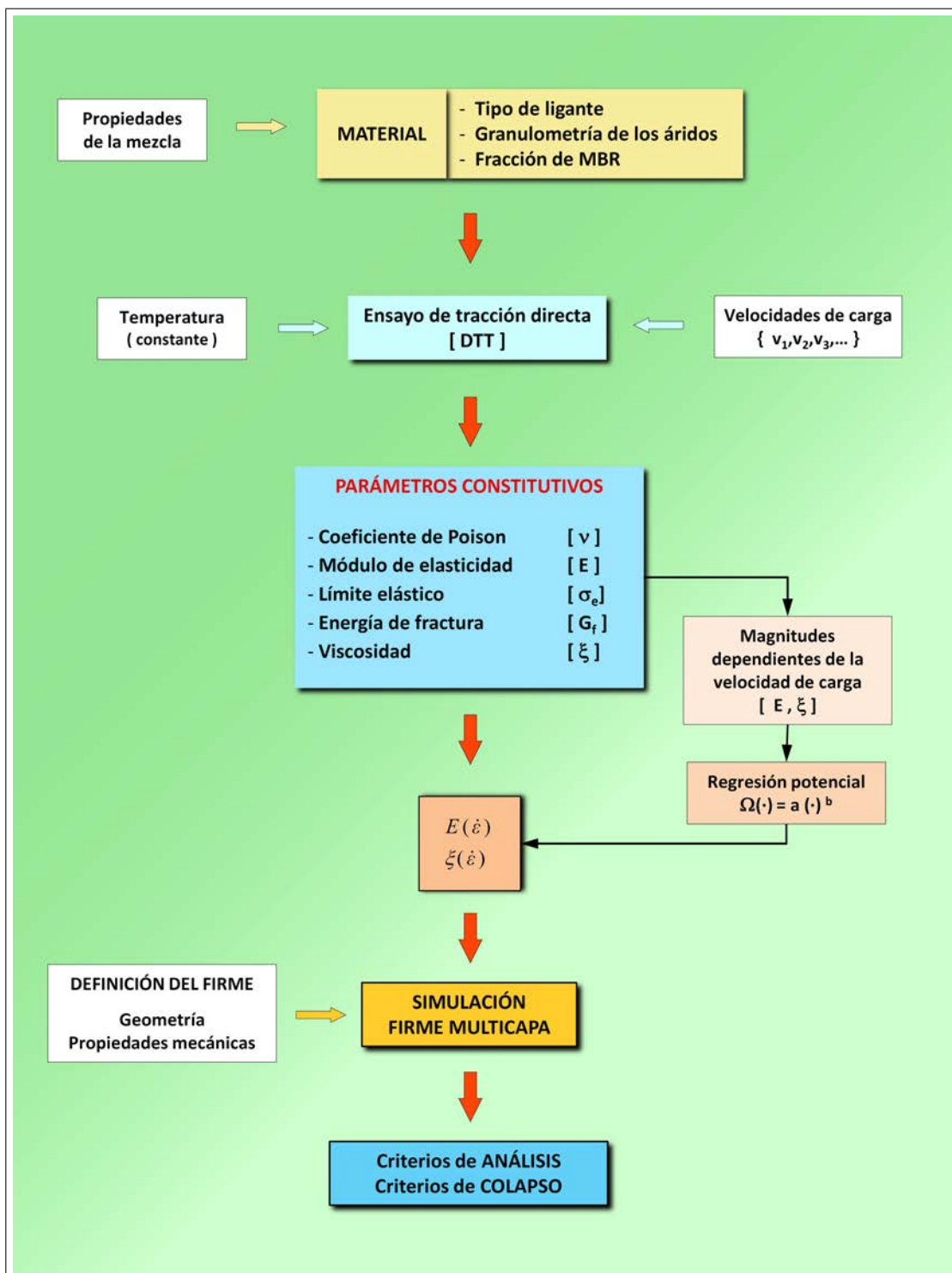


Figura 4.71.- Esquema de la metodología para la caracterización mecánica de mezclas asfálticas

Capítulo 5

Simulación del comportamiento de suelos plásticos

5.1. Introducción

La construcción de obras subterráneas es una parte de la ingeniería civil que ha adquirido un particular desarrollo en los últimos años. El entorno urbano es un espacio de creciente importancia en la organización humana por el aumento de la concentración de habitantes en su seno, así como por la complejidad de su organización en todos los ámbitos. Los núcleos urbanos aglutinan un creciente número de actividades de carácter residencial, industrial y cultural que requieren una importante red de infraestructuras. Todo ello da lugar a una serie de problemas como son la polución, la contaminación acústica, el colapso de las vías de comunicación, lo que se traduce en una pérdida de la calidad de vida de sus habitantes.

Dentro de la problemática de la mejora del entorno urbano, las infraestructuras suponen una parte imprescindible de la respuesta, y en especial, aquellas que están destinadas a incrementar el nivel y la calidad de la movilidad de los ciudadanos.

Actualmente, las ciudades se extienden en superficie, es decir en un plano bidimensional, en el que la tercera dimensión es menos relevante. Y en este caso, el crecimiento de los núcleos urbanos se ha concebido en altura, agravando los problemas en la superficie, al aumentar la densidad de población. En los últimos tiempos se han desarrollado iniciativas que proponen como solución, el empleo del subsuelo como espacio para la extensión de las actividades humanas, con el objetivo de reducir su presencia en superficie. La tercera dimensión en profundidad es un espacio apenas explorado en todo su potencial, tanto para la ubicación de múltiples actividades, como por la posibilidad de acoger infraestructuras, o incluso como entorno residencial.

Se ha planteado el entorno subterráneo como un lugar idóneo para acoger actividades consideradas peligrosas, contaminantes, molestas por su nivel de ruido o los olores que generan, debido a su funcionamiento, lo que engarza con la mayor preocupación ambiental en la sociedad de nuestros días.

En el terreno de las infraestructuras el potencial de utilización del subsuelo es aún mayor, en muy buena medida debido a las nuevas técnicas de excavación y monitorización de obras subterráneas.

Con ello se liberaría la superficie de una carga importante, permitiendo la existencia de mayores espacios, mejorando incluso la movilidad de los ciudadanos y en definitiva la calidad de vida en las ciudades.

En la tabla 5.1 se muestran algunas de las actuaciones subterráneas llevadas a cabo en los

últimos años, o bien en periodo de ejecución, en cuanto a líneas de metro, a lo que hay que añadir el proyecto de grandes áreas de aparcamiento subterráneas en áreas urbanas o bien el empleo del espacio subterráneo, para nuevos usos como estaciones de tratamiento o almacenamiento de residuos de distinto tipo.

Actuación	Longitud
Metro Madrid (Plan 2004-2007)	60 Km
Metro Barcelona	26 Km
Metro de Sevilla	6 Km
Metro Málaga	10 Km
Metro de Gijón	4 Km

Tabla 5.1.- Líneas de metro construidos o en ejecución en España. (2004-2012)

En un entorno más cercano, en la ciudad de Barcelona, se han desarrollado en la última década notables actuaciones relacionadas con la obra subterránea en entorno urbano. Cabe reseñar además de la ejecución de las obras asociadas a la llegada de la alta velocidad, o la construcción de la línea 9 de metro, realizadas mediante tuneladora, actuaciones a cielo abierto como la estación de cercanías de las líneas C3 y C4 en La Sagrera (Figura 5.1), obra proyectada en el año 2008 o bien el intercambiador de la misma estación de metro de Sagrera, proyectada en el año 2003 (Figura 5.2), y de características muy similares a la actuación objeto de estudio en esta tesis.



Figura 5.1.- Obras para la estación de cercanías de las líneas C3 y C4. (Barcelona)

En este sentido se han presentado diversos proyectos de investigación como *TunConstruct* o como *La Ciudad Multidimensional*, proyecto singular y estratégico nacional, en el que se enmarca este trabajo [23]. Dichos proyectos han merecido el soporte de administraciones nacionales y europeas, que han considerado la línea de la construcción subterránea como estratégica en el marco de la investigación y la innovación.¹

La expansión de la actividad urbana hacia el subsuelo, requiere la conjunción de múltiples disciplinas que permitan acometer la tarea con garantías de éxito. La ingeniería civil está directamente concernida, en sus facetas de cálculo, proyecto, ejecución y seguimiento de las obras subterráneas, la ingeniería industrial en el diseño de maquinaria y sistemas de control y de auscultación con

¹Proyecto "La Ciudad multidimensional" (2005-2009). Financiado por el ministerio de Ciencia e Innovación

el objeto de optimizar la seguridad en el espacio subterráneo, así como también la urbanística o la ingeniería ambiental que garanticen la adaptación de los usuarios al nuevo entorno con niveles óptimos de salubridad y confort, sin olvidar incluso el aspecto energético, ya que es necesario garantizar la sostenibilidad del entorno, dando satisfacción a las nuevas necesidades energéticas, pero también explorando las nuevas oportunidades que ofrece el subsuelo en materia de abastecimiento de energía, como es el caso de la energía geotérmica.



Figura 5.2.- Obras para el intercambiador de la Sagrera. (Barcelona)

El presente trabajo se inscribe precisamente en el marco del proyecto y diseño estructural de obras subterráneas, en el cual se han de tener en cuenta múltiples factores, debido a la complejidad tanto del entorno, como de los procesos que tienen lugar, o bien de los materiales que intervienen.

En primer lugar, el entorno subterráneo presenta como protagonista principal al suelo, un medio heterogéneo, compuesto en principio por diversas fases, y que en sus diversas tipologías presenta comportamientos muy diversos. A esto hay que añadir, la dificultad de obtener un completo - o al menos suficiente - conocimiento de la naturaleza del subsuelo en el que se desarrolla la actuación.

A esta segunda parte se dedican no pocos esfuerzos en el ámbito de lo que se ha dado en llamar "suelo transparente", en materia de sondeos, auscultación y predicción de las características del terreno, tanto en la fase de proyecto, como incluso en la propia fase de ejecución, especialmente en las obras de excavación con tuneladora.

En cuanto a la diversa naturaleza del subsuelo y su respuesta estructural, la simulación de los procesos que se dan en un entorno subterráneo, puede encontrar respuestas en las formulaciones constitutivas específicas para materiales, cuyo comportamiento es complejo.

En este capítulo se propone la aplicación del modelo constitutivo desarrollado a la simulación del proceso constructivo de un cajón de hormigón armado, que elemento estructural del intercambiador entre las estaciones de Diagonal de las líneas L3 y L5 del Metro de Barcelona.

El objetivo es simular el proceso físico tenso-deformacional que se da en el entorno subterráneo correspondiente, y que se ve afectado por la heterogeneidad del subsuelo, por la presencia de estructuras existentes, y por las estructuras de contención propias de la ejecución.

Todo ello teniendo en cuenta de forma continua, las diversas fases del procedimiento constructivo, y en consecuencia las diferentes afectaciones sobre los elementos intervinientes en cada fase.

La ejecución de obras subterráneas de similar magnitud, además de ser bastante habitual en nuestros días, presenta un extraordinario grado de sensibilidad pública, al estar situado en un núcleo urbano, en el que como se ha dicho antes confluyen múltiples actividades. De modo que las afectaciones producidas por la ejecución de la obra subterránea están sujetas a un particular

escrutinio que reclama tanto un exigente control y seguimiento, como herramientas de cálculo y simulación a la altura del desafío técnico que se plantea y de las exigencias cada vez mayores de nuestra sociedad, en términos de confort y de seguridad.

5.2. Descripción del problema

5.2.1. Localización de la obra y condicionantes

Una de las actuaciones más destacadas en cuanto a ejecución de obra subterránea en entorno urbano es la remodelación de los accesos y las conexiones subterráneas del conjunto formado por la estación de Diagonal entre las líneas L3 y L5, y la estación de Provença de los FGC, situado bajo la calle Rosellón entre el Paseo de Gracia y la calle Balmes según se muestra en las Figuras 5.3 y 5.4.

Se trata de una obra para acondicionar los vestíbulos de dichas estaciones, adaptándola a PMR's² y mejorando su accesibilidad de acuerdo con las exigencias normativas [8], y ampliando las conexiones subterráneas entre los vestíbulos mediante la construcción de un gran intercambiador que sustituya al existente, y que permita simplificar los recorridos entre los distintos puntos de acceso.

La obra comprende hasta 5 zonas o fases de actuación que segregan los vestíbulos (zonas 2, 3 y 5) del cajón que los conecta (zona 4) en el cual se va a focalizar este trabajo. La situación de dichas zonas se muestra en la Figura 5.5.



Figura 5.3.- Localización de la zona de ejecución de las obras

El primer condicionante de esta obra es el propio emplazamiento de la misma, ya que se encuentra en el centro de la ciudad de Barcelona, afectando a vías urbanas como el Paseo de Gracia,

²PMR's: Personas de Movilidad Reducida



Figura 5.4.- Zona urbana afectada por la actuación (Barcelona)

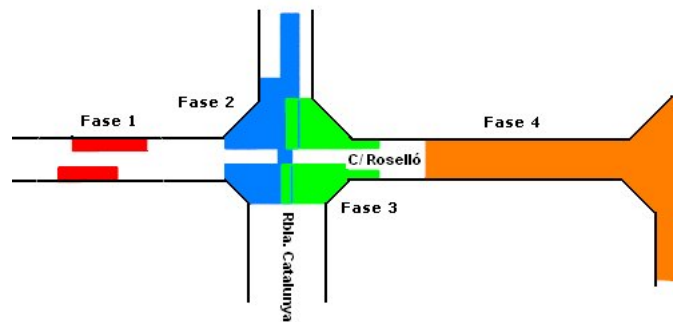


Figura 5.5.- Descripción de las zonas de actuación en el conjunto de la obra

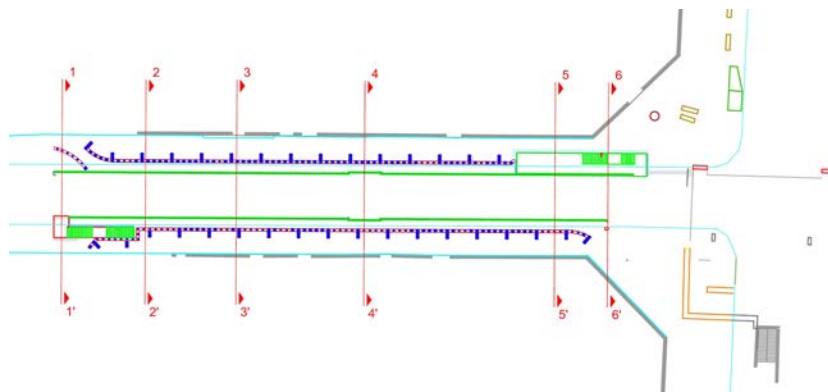


Figura 5.6.- Vista en planta del tramo de estudio (Zona 4)

o la Rambla de Cataluña (Figura 5.5), de gran afluencia de tráfico rodado y peatonal, y de gran importancia comercial social, económica, e incluso arquitectónica.

En segundo lugar, al tratarse de una conexión de líneas de metro subterráneas, la obra se ve igualmente condicionada por los túneles existentes, en particular el túnel de la línea 5 de metro, situado justo debajo del cajón que se pretende reemplazar, según se detalla en el siguiente apartado. Obviamente la ejecución de la obra influye en el estado tenso - deformacional de todo el conjunto, afectando a las estructuras existentes cuyo buen funcionamiento se pretende preservar.

Todo ello requiere un estudio pormenorizado del procedimiento constructivo a emplear, y un plan de auscultación y seguimiento muy riguroso para minimizar las afectaciones en superficie - edificios - y en profundidad - redes y estructuras existentes - de cara a garantizar el éxito de la obra en su ejecución y durante su vida útil.

5.2.2. Descripción del proceso constructivo

El análisis aquí presentado se centra en la zona 4 de actuación descrita en la Figura 5.6, y que consiste en la ampliación del cajón existente que une los vestíbulos de las líneas L3 y L5 bajo la calle Rosellón, entre Paseo de Gracia y Rambla Cataluña. Se ha considerado que toda la actuación en esta zona se divide en 5 fases constructivas, acorde con los elementos que intervienen. En el apéndice B de esta tesis, puede consultarse información más detallada acerca de las fases constructivas que se describen brevemente a continuación, para la mejor comprensión del trabajo realizado. Las sucesivas imágenes de la obra, se muestran desde el punto de vista de un observador situado en Rambla Cataluña, es decir con la montaña a la izquierda (lado TIBIDABO) y el mar a la derecha (lado MAR).

5.2.2.1. Fase 1: Estado inicial

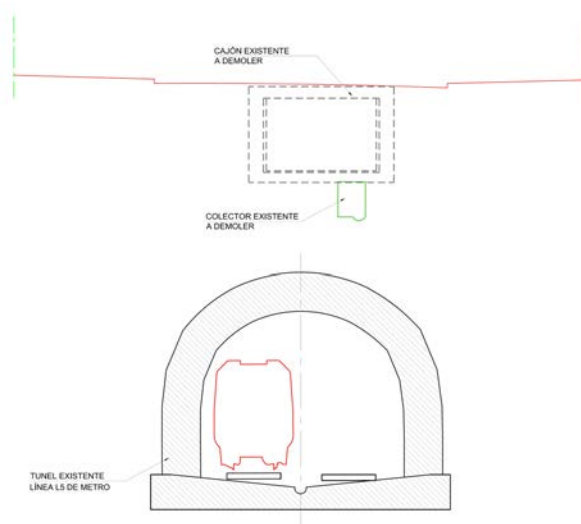


Figura 5.7.- Fase 1: Estado inicial

La situación inicial (5.7), muestra la presencia de un cajón de hormigón de unos 2,50 metros de altura libre, cuya solera se encuentra a unos 3 metros de la superficie, y dispone de un ancho

útil de 3,75 m para el tránsito de pasajeros. Se trata del cajón que se pretende sustituir por uno de mayores dimensiones. Justo de debajo de este cajón, se encuentra un colector que será demolido y sustituido por uno nuevo en una ubicación distinta.

A unos 3,0 metros por debajo del cajón existente, se encuentra el túnel de hormigón por donde discurre la línea L5 de metro, de 6 metros de altura interior y cuya solera se encuentra a unos 13,5 metros de la superficie. Este túnel no se modifica con la obra proyectada, y por tanto se pretende minimizar su afectación por la ejecución de los trabajos.

5.2.2.2. Fase 2: Ejecución de las pantallas de micropilotes

A continuación se procede a excavar el terreno para la construcción de las pantallas, que en este caso no son continuas sino que están formadas por micropilotes de hormigón armado de 45 cm de diámetro, situados a una distancia de 1,0 metro entre centros (Figura 5.8).

Los pilotes son flotantes ya que no asientan en ninguna capa rígida, ni disponen de ningún elemento que los apunte, ni se han dispuesto anclajes al terreno. El único refuerzo que se ha considerado es un sistema de contrafuertes formados por dos pilotes adicionales, situados en dirección normal a la pantalla. Estos pilotes son del mismo diámetro que los anteriores, y están dispuestos a una distancia entre centros de 55 cm. Los contrafuertes de refuerzo de las pantallas se disponen cada 5,0 metros aproximadamente, según se aprecia con más detalle en la figura 5.6.

5.2.2.3. Fase 3: Excavación y colocación de las vigas de atado

En esta tercera fase comienza la excavación del terreno entre las pantallas. En un principio se rebaja el terreno una profundidad de un metro aproximadamente, en la capa de terreno superficial, constituida por materiales de relleno de baja resistencia.

Esta excavación se lleva a cabo especialmente para facilitar la construcción de la viga de atado de los pilotes, que permite que éstos funcionen de forma solidaria junto con los contrafuertes. Estos detalles se aprecian en la figura 5.8 en la cual se muestra una sección de las pantallas sobre el eje de uno de los contrafuertes.

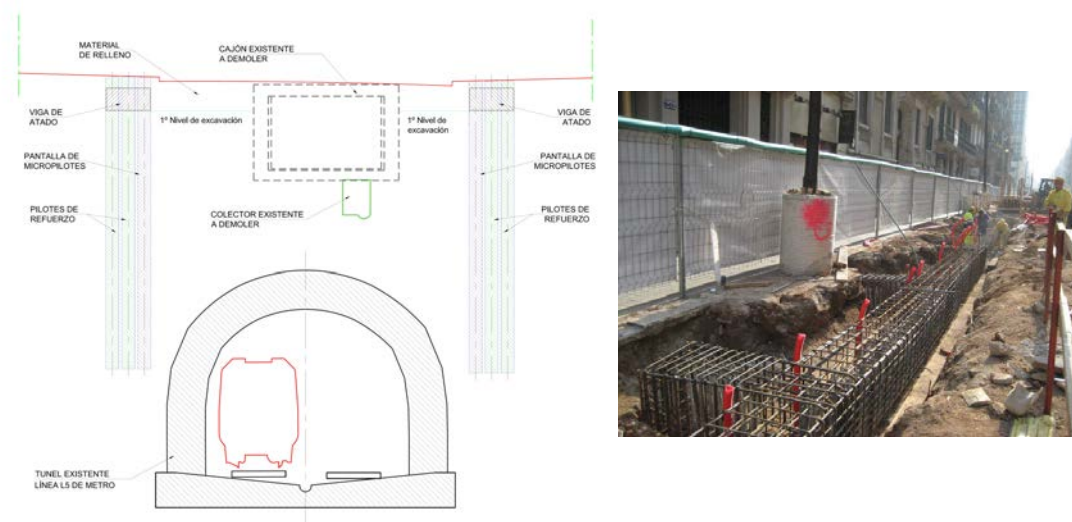


Figura 5.8.- Fases 2 y 3. Ejecución de pantallas de micropilotes y excavación superficial

5.2.2.4. Fase 4: Excavación y colocación de los colectores

Una vez asegurado el buen funcionamiento de las pantallas de micropilotes, se procede a la excavación a cielo abierto del terreno situado entre las mismas, a ambos laterales del cajón existente. Se excava hasta una profundidad de unos 5,65 metros, dejando vistas las pantallas. A esa profundidad se colocarán los colectores de la red de saneamiento. Los colectores son piezas prefabricadas de hormigón tipo T-130, de 2,0 m de alto por 1,20 de ancho, y se sitúan justo al lado de las pantallas a ambos lados de la calle (Figura 5.9).

La excavación no se lleva a cabo en ambos lados simultáneamente, sino que se comienza excavando en el lado MAR, colocando los colectores y las acometidas a las viviendas, para posteriormente hacer lo propio en el lado TIBIDABO.

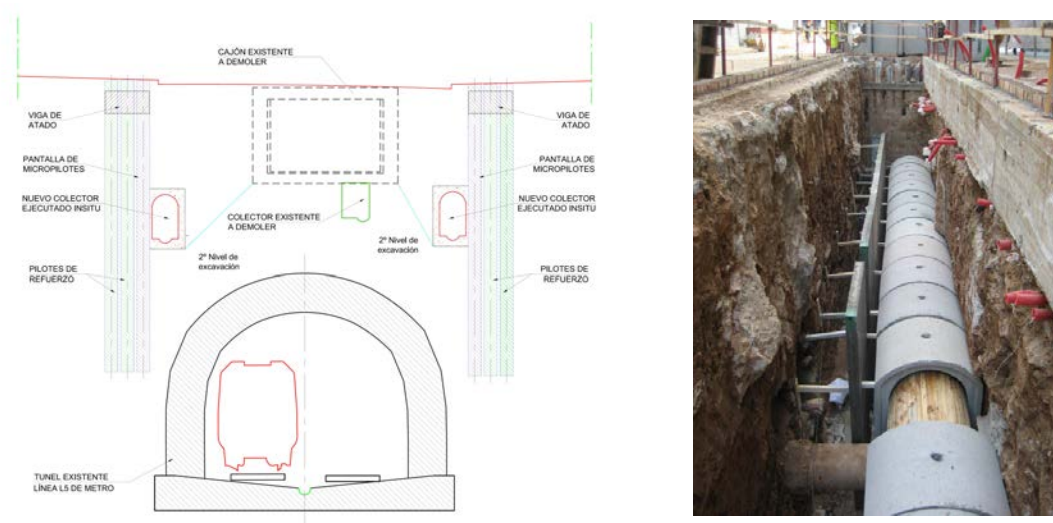


Figura 5.9.- Fase 4: Excavación y colocación de colectores

5.2.2.5. Fase 5: Demolición del túnel existente y excavación del trasdós

Una vez colocados los colectores se procede a la demolición del túnel existente y del colector situado debajo del mismo, para seguidamente proceder la excavación hasta la cota de terreno sobre la que se asienta el nuevo cajón (Figura 5.10). Es necesario precisar que la distancia entre el nuevo cajón y el túnel existente es variable y creciente en dirección al Paseo de Gracia.

5.2.2.6. Fase 6: Construcción del nuevo túnel, relleno y reurbanización

Finalmente, se construye el nuevo cajón de hormigón armado, de dimensiones 7,50 x 3,75 exteriores, y 40 cm de espesor, considerablemente mayor que el anterior (Figura 5.11). Posteriormente se procede a rellenar el espacio entre pantallas con material procedente de la propia obra, hasta la cota de la calle, para finalmente compactarlo y reurbanizar la zona.

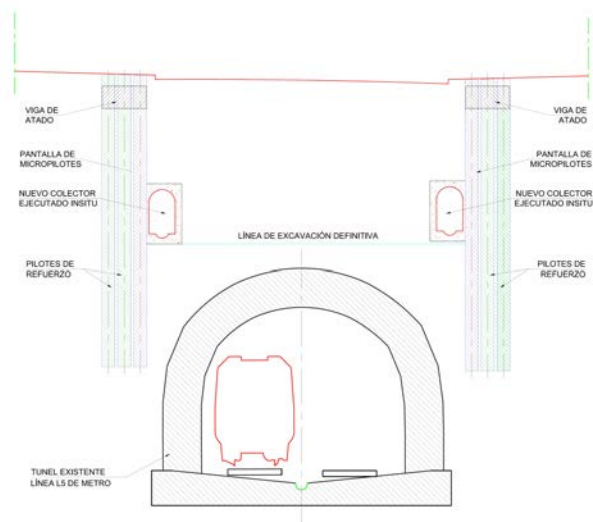


Figura 5.10.- Fase 5: Demolición cajón existente y excavación definitiva

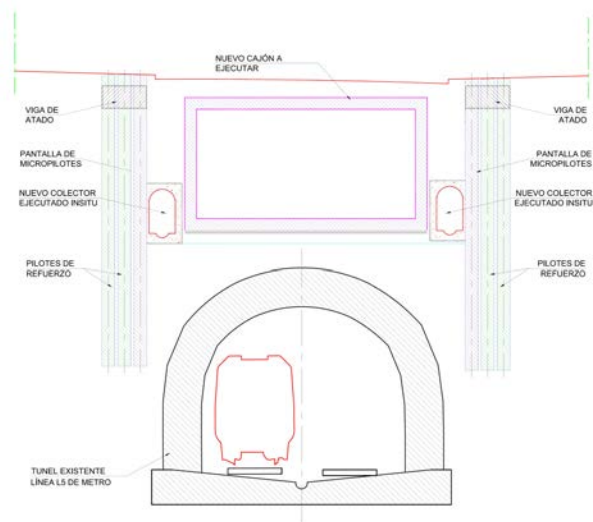


Figura 5.11.- Fase 6: Construcción del nuevo túnel, relleno y reurbanización

Este proceso constructivo tuvo lugar durante el año 2008, según un esquema de tareas cuya especificación temporal es de especial relevancia en este estudio, en el que se simula la respuesta de cada material en el tiempo. En la tabla 5.2 se muestra la línea temporal de todo el proceso con los eventos constructivos más relevantes.

Inicio	Final	Actuación	Días	Acumulado
12 Mar'08	25 Mar'08	Ejecución de pantallas	13	13
25 Mar'08	31 Mar'08	Excavación superficial. Lado MAR	6	19
31 Mar'08	14 Abr'08	Excavación profunda. Lado MAR	14	33
14 Abr'08	14 May'08	Movimiento libre	30	63
14 May'08	21 May'08	Excavación superficial. Lado TIBIDABO	7	70
21 May'08	2 Jun'08	Excavación profunda. Lado TIBIDABO	12	82
2 Jun'08	6 Jun'08	Ejecuciónn colectores	4	86
6 Jun'08	22 Jul'08	Demolición cajónn y excavación final	46	132
22 Jul'08	14 Oct'08	Construcción, relleno y compactación	84	216
14 Oct'08	11 Nov'08	Reurbanización	28	244

Tabla 5.2.- Esquema temporal del proceso constructivo de la obra

5.2.3. Contexto geológico y geotécnico

Una vez conocido el esquema de actuación en la obra, es necesario caracterizar el medio en el que se desarrolla y el elemento fundamental de estudio que es el terreno. La obra tiene lugar en la zona alta del Ensanche de Barcelona, donde el subsuelo está formado por materiales cuaternarios que constituyen mayor parte del sustrato geológico del Llano de Barcelona.

Estos materiales son de origen aluvial - coluvial y se disponen en forma de abanicos procedentes de los relieves colindantes con el Llano de Barcelona. Las capas de dichos materiales presentan una potencia muy variable, y son comúnmente conocidos como el Triciclo de Barcelona, debido a su composición.

5.2.3.1. El triciclo del llano de Barcelona

El Triciclo de Barcelona una unidad geológica que conforma el sustrato geológico de amplias zonas de esta ciudad, y que recibe este nombre al estar compuesto por la intercalación de tres materiales en mayor o menor proporción: tramos de arcillas, limos y gravas con matriz arcillosa - arenosa y niveles carbonatados fuertemente cimentados. Se encuentra en formaciones de hasta 20 metros de potencia, y se asienta sobre una base muy irregular correspondiente a un paleo-relieve anterior a su sedimentación.

La secuencia tipo de esta unidad geológica, presenta en su parte más profunda unas gravas subangulosas con matriz arcillosa roja en la base. Estas gravas dejan paso gradualmente a las arcillas rojas, bastante compactas con incrustaciones arenosas y clastos dispersos. A medida que ascendemos hacia la superficie, el contenido de arenas y clastos disminuye, mientras que las arcillas adquieren un color más marrón, apareciendo algunos nódulos de de carbonato cálcico en concentración creciente.

Sobre las arcillas aparecen capas de limos de color marrón-ocre, con abundantes nódulos de carbonato cálcico que llegan a fusionarse entre ellos. La secuencia culmina con una costra carbonatada fuertemente cimentada cuyo espesor es del orden de decímetros, habitualmente conocido como *Tortorá*.

Con frecuencia, esta secuencia se repite tres veces, superponiéndose unas secuencias con otras, o bien intercalándose entre ellas, de ahí la denominación de Triciclo.

5.2.3.2. Perfil geológico de la zona de actuación

Para caracterizar la geología de la zona, se ha dispuesto de los datos proporcionados por el informe geológico del proyecto elaborado por GEOTEC-262 S.L. [81]. En este informe se muestran los resultados obtenidos de una campaña de sondeos consistente en tres perforaciones en puntos representativos de la zona de estudio (Figura 5.12). El tramo de estudio en este trabajo está comprendido entre los sondeos F2.2 y L3.14, cercano a éste último.

Extraídas las columnas de material en los tres puntos de sondeo, se ha construido un perfil geológico aproximado del subsuelo de la zona, asumiendo una distribución más o menos lineal de las interfases entre materiales.

El perfil geológico se muestra en la figura 5.13 y se interpreta según la siguiente leyenda:

- **Unidad A:** Relleno.
- **Unidad B:** Limos y arenas marrones con gravilla. Cuaternario.
- **Unidad C:** Arcilla marrón - rojiza con gravilla. Cuaternario.
- **Unidad D:** Arenas de base del cuaternario.

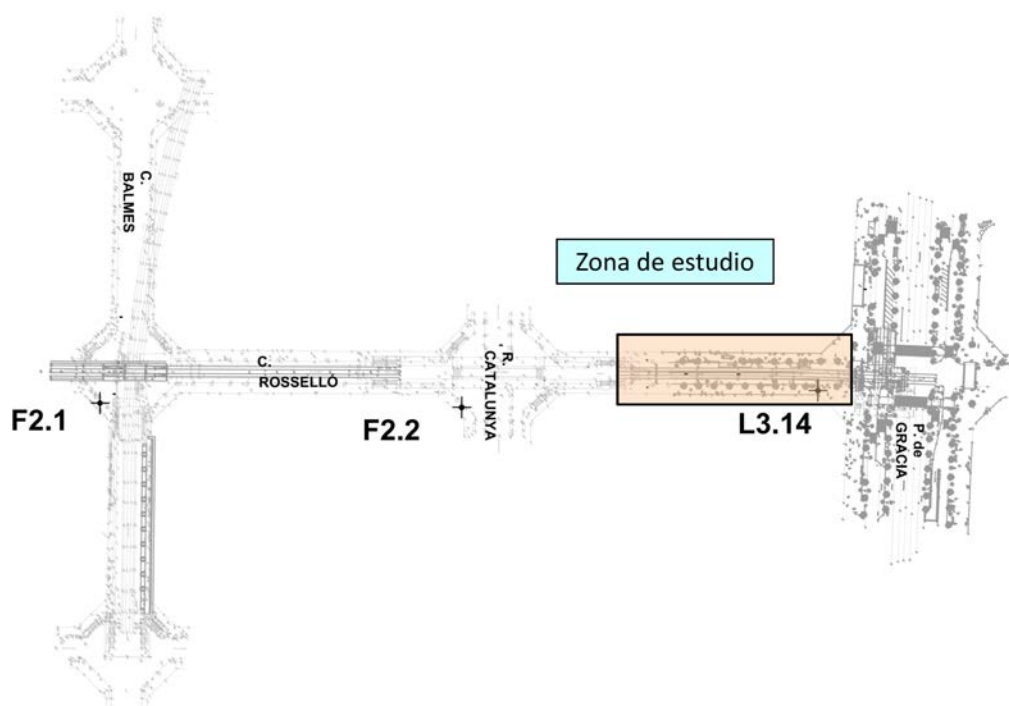


Figura 5.12.- Situación de los sondeos F2.1, F2.2 y L3.14

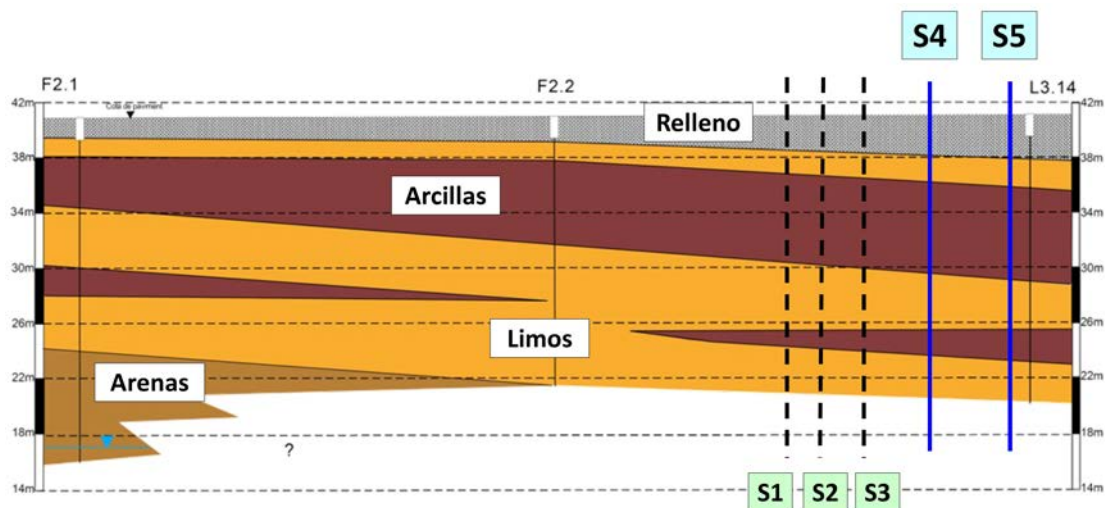


Figura 5.13.- Perfil geológico del tramo de estudio

Se han extraído muestras de cada una de las unidades de suelo que conforman el perfil geológico, para determinar las propiedades físicas y mecánicas de las mismas, cuyos resultados se explicitan en el apartado 5.4 de este capítulo.

5.2.4. Variables de medida y datos de auscultación

La complejidad de la obra y los múltiples condicionantes en cuanto a seguridad que presenta esta actuación convierten en requerimiento indispensable un adecuado plan de auscultación y seguimiento de los trabajos realizados. En este trabajo se ha contado con las medidas realizadas por la empresa IIC, durante el desarrollo de la obra [27]. Son múltiples los elementos que intervienen, por lo que en el plan de auscultación se han definido diversas variables que controlan la idoneidad del procedimiento constructivo. En la auscultación llevada a cabo se han dispuesto secciones de control tanto en superficie (Figura 5.14) como en el túnel de metro existente, para las cinco zonas de actuación previstas.

En el presente trabajo se han destacado tres variables como las más representativas de todo el proceso, y que se han tomado como referencia para la validación de los resultados obtenidos en el proceso de simulación.

- Desplazamientos verticales en los edificios adyacentes.
- Medidas de convergencia en el túnel existente.
- Movimientos horizontales en las pantallas de contención.

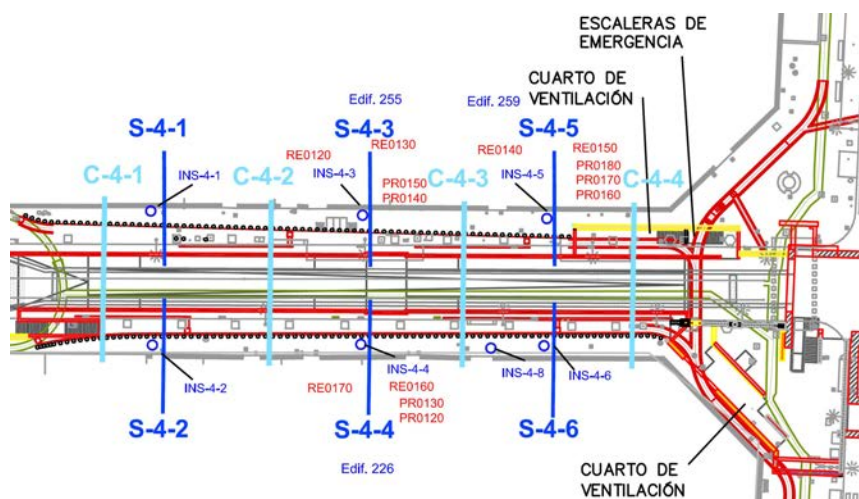


Figura 5.14.- Secciones de auscultación en el tramo de estudio

En la tabla 5.3 se resumen las variables de medición, los dispositivos empleados y su denominación en este trabajo, en el tramo de estudio, correspondiente a la zona 4 de actuación. Es necesario precisar que cada dispositivo de medida mide el valor acumulado desde su colocación, con lo que los valores representados miden la evolución de las variables desde un origen de tiempos, que varía entre las magnitudes auscultadas, e incluso dentro de una misma variable de medida. La simulación se realiza de forma continua, comparando los resultados obtenidos teniendo en cuenta las medidas en cada origen de tiempos.

En la simulación numérica del proceso, se tendrán en cuenta además, las tensiones en las estructuras construidas y especialmente en el túnel existente, con el objeto de estudiar su respuesta estructural durante la ejecución.

Variable Dispositivo	Edificios		Túnel existente		Pantallas
	Desplaz X,Y Prismas		Asientos Regletas	Convergencias Topografía	Desp. horizontales Inclinómetros
Edificio 226	PR120	RE160	C41	S41	
	PR130	RE170	C42	S42	
Edificio 255	PR140	RE120	C43	S43	
	PR150	RE130	C44	S44	
Edificio 259	PR160	RE140		S45	
	PR170	RE150		S46	
	PR180				

Tabla 5.3.- Dispositivos y puntos de auscultación

5.2.4.1. Asentamientos en edificios

Una de las afectaciones más sensibles de la obra en ejecución son los movimientos que se producen en superficie, y que afectan a las viviendas colindantes, especialmente en el caso de un centro urbano como el que nos ocupa. Al respecto se han realizado diferentes trabajos como el propuesto por Arroyo et al. [14]

Para la auscultación de los movimientos producidos en los edificios, se ha empleado una combinación de prismas y reglas de invar en tres de ellos: 255 y 259 en lado montaña y 226 en lado mar (Figuras 5.14 y 5.15).

Se han dispuesto 2 o 3 prismas a diferentes alturas en los edificios adyacentes, que permiten medir los desplazamientos producidos en planta. Se han colocado los prismas siguiendo la alineación de los pilares para auscultar directamente los movimientos en la estructura de sustentación del edificio. La numeración de los prismas es creciente con la altura. Las regletas de nivelación permiten obtener los movimientos verticales, es decir los asentamientos en la fachada del edificio (Figura 5.15)

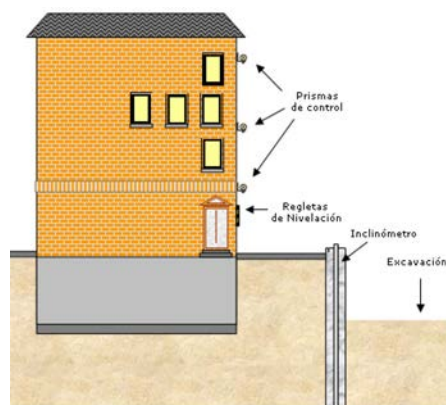


Figura 5.15.- Esquema de instrumentación en superficie

Los resultados de la auscultación durante el periodo de ejecución se muestran en la figura 5.16, para seis de las regletas de nivelación. Se observan dos tendencias definidas dentro de los asentamientos: las correspondientes a las regletas 130, 140 y 140 que muestran un pico hacia la segunda semana de septiembre, mientras que el resto de dispositivos - 120, 150 y 160 - muestran un comportamiento más suave. Se observa asimismo que los asentamientos son muy pequeños, en general inferiores al milímetro en un sentido u otro. Se considera que hasta un asiento de 5 mm,

la situación no requiere un control más exhaustivo.

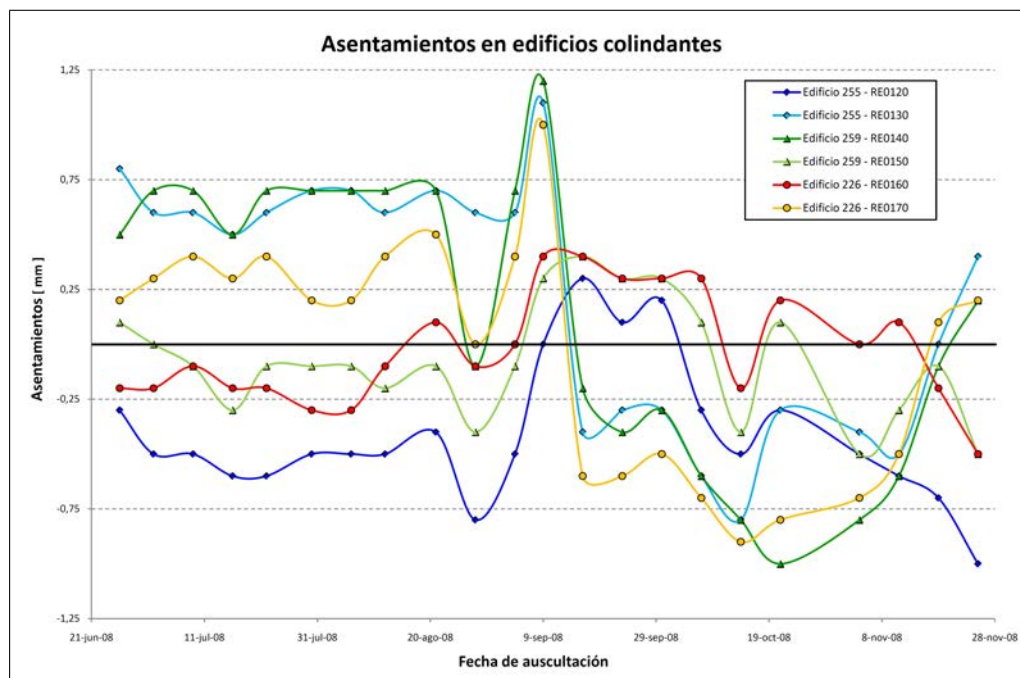


Figura 5.16.- Medida de asentamientos en edificios

5.2.4.2. Convergencias en túnel existente

El tercer elemento que merece una especial atención durante el desarrollo de la obra es el túnel de hormigón existente por el que discurre la línea 5 de metro. Es preciso garantizar el correcto funcionamiento mecánico de la estructura durante la ejecución de la obra, por lo que se examinará su comportamiento a través de las divergencias entre varios puntos. Se han escogido seis puntos de control en la pared interior del túnel, entre los cuales se han definido seis distancias cuya evolución se mide con frecuencia bisemanal (Figura 5.17), y que permiten analizar el comportamiento de la estructura, y en su caso planificar las medidas preventivas y/o correctoras necesarias.

Se disponen de las auscultaciones en las cuatro secciones escogidas, en cuya representación gráfica (Figura 5.18) se aprecia el estiramiento o acortamiento de las distancias de referencia, siguiendo una tendencia según la cual, durante la excavación las convergencias horizontales disminuyen (acortamiento), mientras que las convergencias verticales aumentan (elongación) debido al aplastamiento lateral del túnel. En el caso del relleno de material, el comportamiento es el inverso.

La lectura inicial de las convergencias en el túnel se hizo el 12 de marzo, para todas las secciones instrumentadas. Las gráficas de convergencias también merecen alguna explicación suplementaria, como la referente a las oscilaciones en las curvas, que además se reproducen miméticamente en las seis curvas en el mismo sentido. Esto puede ser achacable a variaciones térmicas puntuales, ya que el periodo de ejecución de la obra abarca unos seis meses, y las medidas se obtienen cada dos semanas, por lo que las diferencias térmicas pueden provocar movimientos en el orden de magnitud de los medidos, que según se observa son de hasta 2,0 milímetros de elongación o acortamiento.

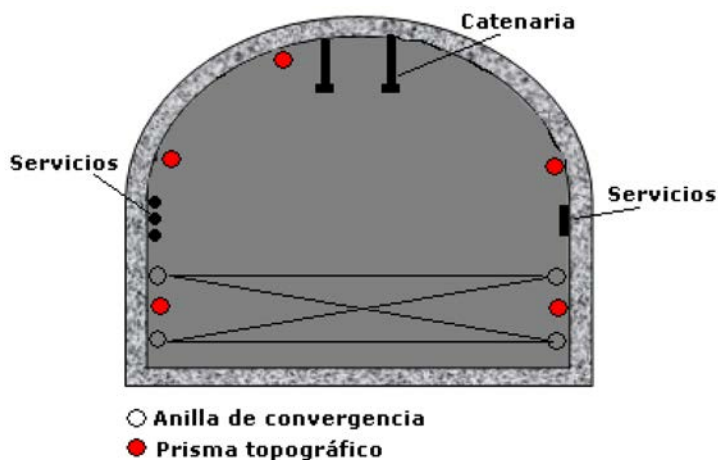


Figura 5.17.- Instrumentación en túnel existente. Medida de convergencias

Se han escogido la sección C42 y C43 como referencia en este trabajo por su mayor claridad y conformidad con el comportamiento esperable en el túnel.

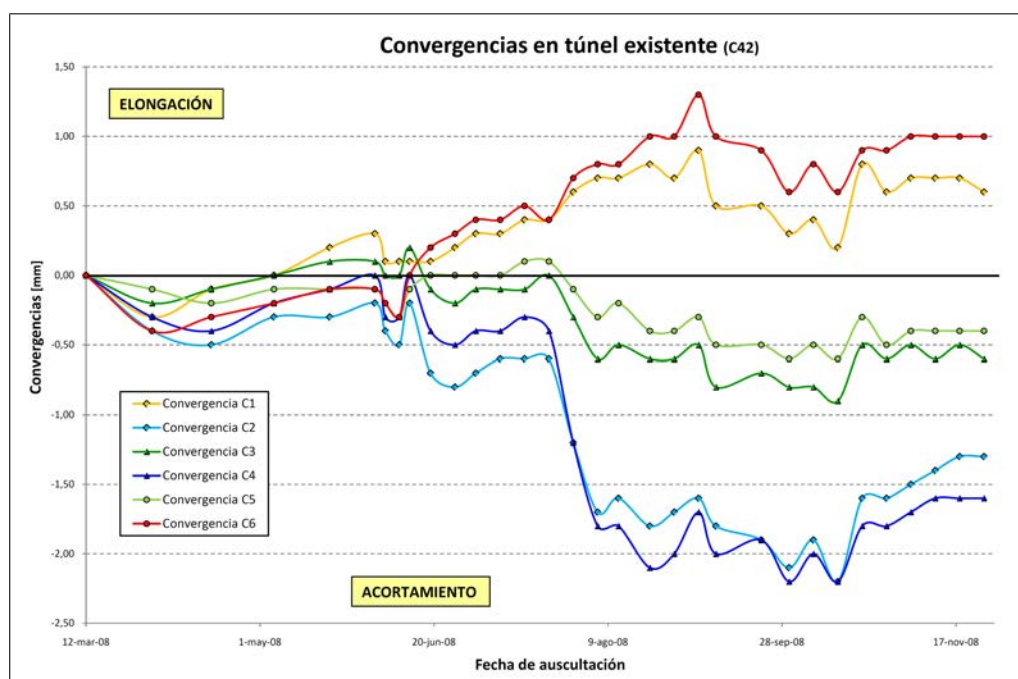


Figura 5.18.- Medida de convergencias en edificios. Sección C42

5.2.4.3. Desplazamientos horizontales en pantallas

En tercer lugar se han medido los desplazamientos horizontales de las pantallas, en las secciones referidas en la figura 5.14, salvo en el caso de la sección S42 de la que no se han podido obtener

valores de desplazamientos. Las medidas se han tomado mediante inclinómetros situados en el trasdós de la pantalla, con una frecuencia semanal durante toda la ejecución de la zona 4. Se han medido valores de desplazamiento cada 0,50 metros en todas las secciones, hasta una profundidad total, variable entre 7.5 y 9 metros.

Según se han mencionado anteriormente, los dispositivos de medida ofrecen valores acumulados desde el instante en el que se colocan. La disposición de los inclinómetros sigue la línea temporal de la ejecución por lo que los orígenes de medida varían según la sección, según se indica en la tabla 5.4.

Dispositivo	Situación	Origen de tiempos
S41	lado Tibidado	14 May'08
S42	lado mar	sin datos
S43	lado Tibidado	14 May'08
S44	lado mar	25 Mar'08
S45	lado Tibidado	28 May'08
S46	lado mar	25 Mar'08

Tabla 5.4.- Orígenes de tiempos para los inclinómetros

En el apéndice B se muestran todos los resultados obtenidos en la auscultación de las pantallas. Es necesario precisar que la lectura de los inclinómetros está sometida a los avatares de la ejecución, por lo que no es infrecuente encontrar datos erróneos o fuera de tendencia. A esto hay que añadir que la toma de datos es manual, con el error añadido que ello conlleva. Esto explicaría algunas curvas en las que alguno de los datos se sale fuera de la tendencia de la curva, como sucede en la sección S44, o bien algunas mediciones con valores muy negativos lo que significaría que la pantalla empuja al terreno en mayor medida que éste a la pantalla, lo que obviamente no es realista ni significativo, como puede apreciarse en la sección S41.

Además es preciso tener en cuenta, la presencia de contrafuertes que actúan como refuerzo de las pantallas, con lo cual su movimiento no se desarrolla como una ménsula libre, sino que existe una cierta coacción lateral por parte de dichos refuerzos.

Salvadas estas precisiones, se observa una tendencia más o menos sostenida en el movimiento de las secciones auscultadas, según la cual a medida que se excava las pantallas se mueven hacia su intradós - es decir, hacia el túnel - para recuperar en parte la deformación producida cuando se rellena. El relleno del intradós va acompañado de la compactación del suelo, lo que aumentaría ese efecto reversible en el movimiento horizontal de las pantallas. En las figuras 5.19 y 5.20 se representan gráficamente la evolución temporal de los movimientos horizontales en las pantallas, en las secciones S43 y S44 como ejemplo de lo anteriormente expuesto.

5.2.5. Objetivos específicos

Una vez descrito problema en toda su amplitud y conocidos sus condicionantes, el objetivo de este capítulo es la simulación numérica del proceso constructivo del nuevo túnel en su globalidad, atendiendo los diferentes elementos estructurales intervinientes, y a la diferente naturaleza de los materiales que conforman el medio en el que se desarrolla la ejecución de la obra.

Este objetivo general puede descomponerse en varias fases u objetivos parciales, cada uno de los cuales merece un tratamiento pormenorizado.

1. Definición de modelos numéricos para la geometría del problema que permitan la simulación numérica del proceso. Estos modelos tendrán en cuenta los elementos fundamentales del

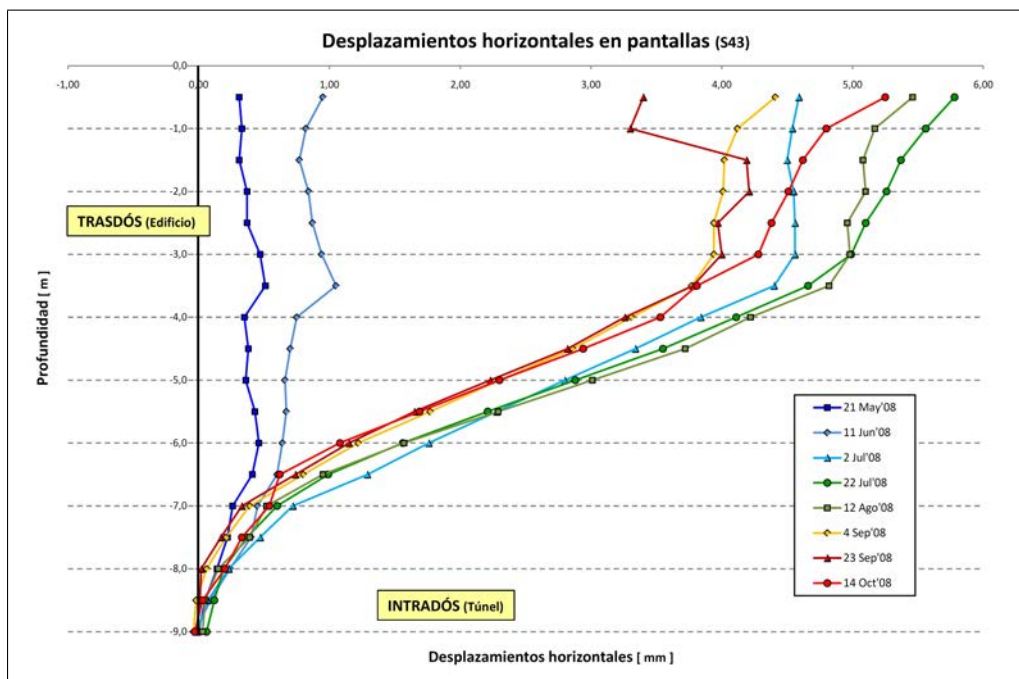


Figura 5.19.- Medida de movimientos en pantallas. Inclinómetro S43

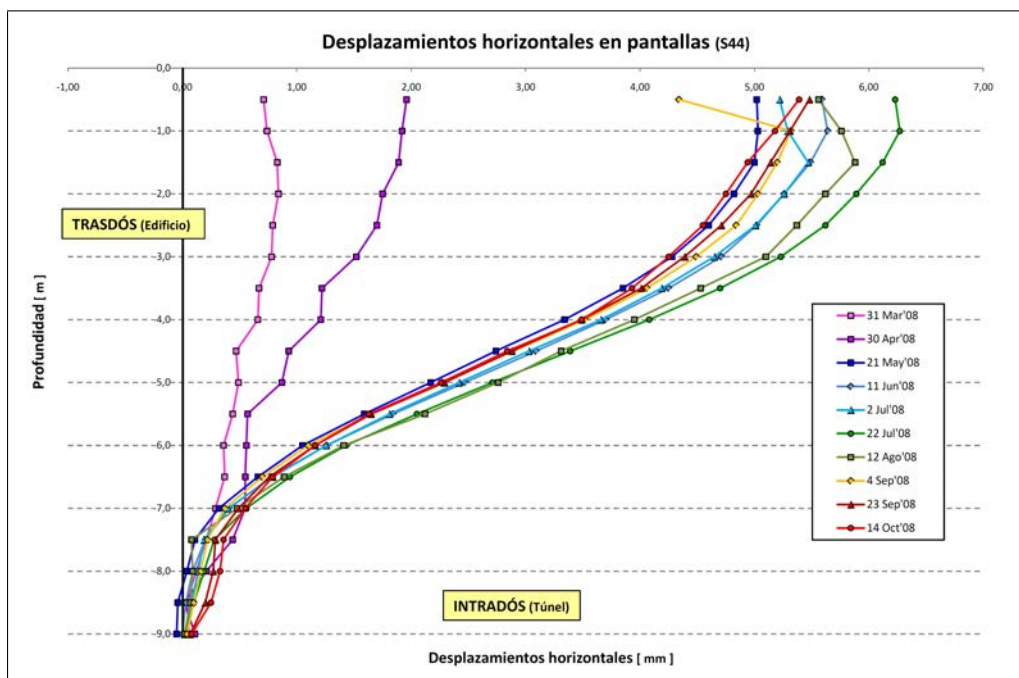


Figura 5.20.- Medida de movimientos en pantallas. Inclinómetro S44

entorno subterráneo, asumiendo las simplificaciones necesarias de cara a optimizar el coste computacional en relación a la precisión obtenida en los resultados.

2. Caracterización mecánica de los materiales intervinientes. La diferente naturaleza de las unidades de suelo y la presencia de hormigón requieren el empleo de modelos constitutivos específicos para simular la respuesta del conjunto. El comportamiento del suelo viene afectado por distintos fenómenos derivados de su naturaleza granular, como el reordenamiento de las partículas o especialmente el flujo de agua como respuesta a una acción, como es el caso de la consolidación. Este tipo de fenómenos se dan a lo largo del tiempo, lo que conlleva que desde el punto de vista fenomenológico el comportamiento del suelo puede considerarse diferido en el tiempo [13]. Por esta razón se ha planteado valorar las posibilidades del modelo viscoplástico para modelar el comportamiento de los materiales implicados en este problema.
3. Simulación del proceso constructivo de una obra subterránea, como es el caso de la remodelación del intercambiador de la estación de Diagonal de Barcelona, aplicando el modelo constitutivo propuesto para la respuesta de los materiales como los limos o las arcillas, que muestran un comportamiento reológico.

La simulación de todo el procedimiento incluye una estrategia para tener en cuenta la excavación y el relleno de la zona del intradós de las pantallas. El problema de la simulación de las fases constructivas se ha resuelto definiendo subdominios de cálculo, para los cuales se ha implementado una estrategia de activación y desactivación de subdominios de cálculo, además del adecuado tratamiento numérico de las variables del problema y de las propiedades de los materiales a lo largo del proceso.

5.3. Caracterización mecánica de los materiales

5.3.1. Generalidades

La caracterización de los materiales que intervienen en el proceso constructivo tanto a partir de ensayos en laboratorio como de ensayos "in situ", es una parte vital de la simulación numérica como pone de manifiesto el trabajo de diversos autores [41],[80]. El problema se ha abordado desde la vertiente mecánica, obviando la componente térmica o higrométrica. Se han considerado dos tipos de materiales por su naturaleza y por las fuentes de información para la calibración de los modelos.

Por un lado se han analizado las estructuras de hormigón, tanto las existentes como las de nueva construcción. Para la caracterización de estos materiales se dispone de ensayos de laboratorio sobre testigos. En su defecto se establecerán las hipótesis adecuadas y se asumirán valores propios del material comúnmente aceptados, extraídos de la literatura [26] o bien de recomendaciones existentes en las normativas [7].

Por otro lado se pretende calibrar las propiedades del suelo, elemento ya de por sí más complejo, que además se divide en diversas unidades de distinta naturaleza. La calibración de las capas de suelo, es muy relevante ya que son las que controlan la respuesta del medio ante las acciones debidas al proceso constructivo. La caracterización de los distintos materiales se llevará a cabo esencialmente mediante la simulación de ensayos de laboratorio, a partir de información geotécnica procedente de un estudio realizado en la zona. En su defecto se obtendrán valores de trabajos realizados sobre la misma unidad de suelo, extrapolados convenientemente.

5.3.2. Estructuras de hormigón

En el proceso constructivo intervienen estructuras de hormigón de distinta naturaleza, que básicamente podrían dividirse en elementos existentes - el túnel de metro y el cajón a substituir - y elementos de nueva ejecución, como las pantallas y el nuevo cajón. La diferencia entre unos y otros estriba en la evolución de los parámetros mecánicos con el tiempo en el caso del hormigón en estructuras existentes.

El hormigón es un material frágil, que se caracteriza por su diferente resistencia a tracción y a compresión, por lo que se ha propuesto un modelo de daño tracción/compresión [35],[19] para reproducir el comportamiento de los elementos de hormigón. Los parámetros necesarios para la calibración de este modelo son los siguientes:

- Módulo de elasticidad (E)
- Coeficiente de Poisson (ν)
- Límite elástico (σ_e)
- Energía de fractura (G_f). Ablandamiento exponencial.

De forma general se considera un peso específico para el hormigón de $\gamma=25$ kN/m³. Para la determinación de los parámetros mecánicos de los hormigones se dispone de las resistencias características contenidas en el proyecto:

- Elementos existentes: Hormigón armado con $f_{ck}=17.5$ MPa
- Pantallas: Hormigón HA-25 IIa, con $f_{ck}=25$ MPa
- Nuevo cajón a ejecutar: Hormigón HA-30 IIa, con $f_{ck}=30$ MPa

Según la normativa de hormigón EHE-08 [9] la resistencia característica permite estimar la resistencia media real (f_{cm}) del hormigón (art. 39.1) a partir de la expresión,

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \quad [\text{MPa}] \quad (5.1)$$

El valor de la resistencia media a tracción puede estimarse a partir de la anterior,

$$f_{cm}^{tr} = 0,3(f_{ck}^{tr})^{\frac{2}{3}} \quad [\text{MPa}] \quad (5.2)$$

lo que permite estimar a su vez la resistencia característica a tracción del hormigón

$$f_{ck}^{tr} = 0,7(f_{cm}^{tr}) \quad [\text{MPa}] \quad (5.3)$$

La normativa considera la evolución de la resistencia media a compresión del material con el tiempo (art. 31.3) proponiendo la siguiente expresión para estimar dicha evolución,

$$f_{cm}^{tr}(t) = \beta_{cc}^{\alpha} f_{cm} \quad [\text{MPa}] \quad (5.4)$$

$$\beta_{cc} = e^{s(1-\sqrt{(\frac{28}{t})^{0,3}})} \quad (5.5)$$

siendo t la edad del hormigón en días, y s un coeficiente relacionado con la velocidad de endurecimiento del hormigón, y en consecuencia dependiente del tipo de cemento. En este caso se ha escogido un valor de $s = 0.25$

Conocidos los valores de las resistencias del hormigón, la normativa permite estimar los valores del módulo de deformación secante y del límite elástico (art. 39.6), según el esquema mostrado en la figura 5.21 que se traduce en la ecuación 5.6,

$$E_{cm} = 8,500 \sqrt[3]{f_{cm}} \quad [\text{MPa}] \quad (5.6)$$

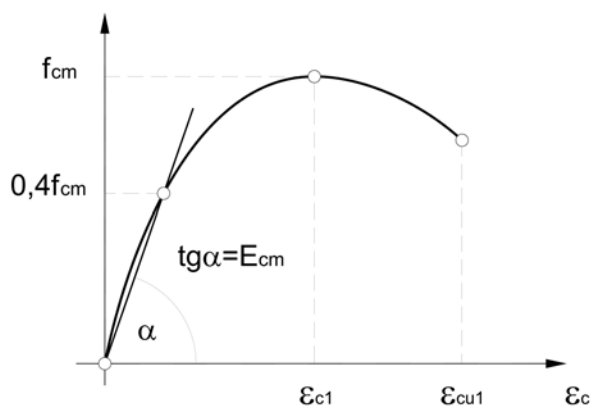


Figura 5.21.- Módulo de elasticidad secante para el hormigón

Finalmente, se considera igualmente la evolución en el tiempo del módulo de deformación en los elementos existentes, que según la instrucción puede estimarse mediante la fórmula 5.7

$$E_{cm}(t) = E_{cm} \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \quad [\text{MPa}] \quad (5.7)$$

Para el cálculo de la evolución temporal de la resistencia y del módulo de deformación se ha considerado para los elementos de nueva ejecución una edad de 20 días de modo que los valores son los característicos, mientras que para los elementos existentes se ha considerado un tiempo $t \rightarrow \infty$ ya que la edad del hormigón en este caso supera los 10.000 días que la norma considera como máximo tiempo de cálculo. Para el límite elástico en tracción se ha considerado un valor del 40 % de la tensión real de tracción (Figura 5.21).

Parámetro		Existentes	Pantallas	Ejecutado
Resistencia característica a compresión	f_{ck}	17.5	25.0	30.0
Resistencia característica a tracción	f_{ctk}	1.42	1.80	2.37
Resistencia media a compresión (28 días)	f_{cm}	25.5	33.0	38.0
Resistencia media a tracción (28 días)	f_{ctm}	2.02	2.56	3.39
Resistencia media a tracción (t días)	$f_{cm}(t)$	2.40	3.02	4.00
Límite elástico (t días)	σ_e	0.96	1.21	1.60
Módulo de elasticidad secante (28 días)	E_{cm}	25019	27264	28577
Módulo de elasticidad secante (t días)	$E_{cm}(t)$	26003	-	-
Energía de fractura	G_f	0.125	0.125	0.125

Tabla 5.5.- Parámetros mecánicos para los elementos estructurales de hormigón

A la vista de los resultados obtenidos, la relación entre las resistencias a compresión y tracción se ha fijado en 12, lo que se mantiene tanto en las resistencias características como en las medias.

Para la energía de fractura del modelo propuesto, se ha optado por valores obtenidos de la literatura a partir de ensayos experimentales contrastados [72]. Se ha asumido que la fisuración del material se produce según el modo I de fractura, es decir los bordes de la fractura se separan ampliando el ancho de fractura. Para este modo de fractura se ha escogido un valor de la energía de fractura de $G_f=0.125$ kN/m para todos los hormigones.

En la tabla 5.5 se muestran los valores obtenidos según lo expuesto anteriormente para las resistencias del hormigón [MPa], módulos de deformación [MPa] y energía de fractura [kN/m], asociados a los elementos de hormigón que intervienen en la simulación.

5.3.3. Caracterización de las unidades de suelo

Para la obtención de los parámetros mecánicos de las unidades de suelo, se ha recurrido a diversas fuentes además de la simulación numérica. En primer lugar se disponen de algunos datos procedentes del estudio geotécnico referido en el apartado 5.2.3.

Para cada unidad de suelo se aportan valores geotécnicos como las densidades natural y seca, la humedad natural, la cohesión, ángulo de fricción y módulos de elasticidad orientativos. Dicho estudio, proporciona igualmente información obtenida a partir de ensayos de laboratorio para las distintas unidades. Se dispone de granulometrías, clasificación de los suelos según el gráfico de Casagrande, ensayos de corte directo y de compresión simple. Éstos últimos son una herramienta importante para conocer la respuesta mecánica de un suelo, por lo que se han tomado como referencia para la calibración de los parámetros constitutivos.

Para la realización de este trabajo se dispone además de información referente al triciclo de Barcelona obtenida en trabajos anteriores realizados por diversos autores [43] como marco de referencia para la caracterización de los materiales.

5.3.3.1. Proceso de calibración. Ensayo de compresión simple

El ensayo de compresión simple es una medida de la respuesta mecánica del material, que proporciona información valiosa para la calibración de algunos parámetros constitutivos. El ensayo se desarrolla según las especificaciones de la norma UNE 103-400-93.

El ensayo consiste en la aplicación de una carga axial vertical sobre una probeta cilíndrica de suelo, a una velocidad de deformación volumétrica constante del 2 %/minuto hasta llegar a rotura. La aplicación de la carga se produce sin confinamiento lateral.

Las muestras empleadas en este ensayo son inalteradas lo que proporciona valores más realistas acerca de la resistencia del suelo. Estas muestras inalteradas se obtienen mediante un sondeo de pared gruesa, con una vaina interior de PVC de 60 cm de longitud y 6 cm de diámetro, que recoge la muestra al hincarse en el suelo. Una vez recogida la muestra se emplea un extractor de muestras que es capaz de separar el núcleo de suelo del tubo de muestreo en la misma dirección de entrada en el mismo, a una velocidad constante garantizando la mínima alteración. Se considera que el volumen permanece constante y por tanto el estado tensional del suelo corresponde a la presión de preconsolidación.

Una vez situada la muestra en el equipo de ensayo se aplican fracciones de la carga de rotura estimada de forma escalonada, durante el periodo de tiempo necesario para alcanzar la rotura del suelo, con lo que el ensayo puede durar entre 5 y 10 minutos.

El ensayo de compresión simple ofrece como resultado la curva tensión-deformación axial. A partir de dicha curva se ha calculado la respuesta del material mediante la curva fuerza-desplazamiento, considerando la variación de longitud de la probeta y asumiendo que la sección se mantiene constante. De la curva de respuesta $F - \delta$ se pueden estimar los siguientes parámetros:

- Módulo de elasticidad (E): Se calcula como la pendiente de la curva original tensión-deformación.
- Límite elástico (σ_e): El límite elástico es el valor de tensión uniaxial a partir del cual el material se comporta de forma plástica, es decir existe una componente irreversible en su deformación o deformación plástica. En la gráfica de respuesta se identifica el rango elástico como el tramo inicial de pendiente constante, de la que se obtiene el módulo de elasticidad.
- Viscosidad (ξ): La viscosidad es un parámetro propio de los modelos reológicos en los cuales la respuesta es dependiente del tiempo, a través del tiempo de retardo (τ) relacionado con la viscosidad 5.8, y que mide la velocidad de fluencia del material, según se ha expuesto en el capítulo 3.

$$\xi = \tau_{\text{retardo}} E \rightarrow \tau_{\text{retardo}} = \frac{\xi}{E} \quad (5.8)$$

- Energía de fractura (G_f): La energía de fractura del material es uno de los parámetros característicos de los modelos de plasticidad con ablandamiento, como el propuesto en esta tesis. Puede calcularse según la expresión 5.9.

$$G_f = \int_{\Omega} \sigma(u) \cdot du = \frac{1}{A} \int_{\Omega} F(u) du \quad (5.9)$$

5.3.3.2. Modelación del ensayo de compresión simple

La simulación del ensayo de compresión simple se ha realizado mediante el método de los elementos finitos para cada unidad de suelo.

Se han modelado por tanto tres probetas cilíndricas según las dimensiones especificadas en el estudio geotécnico. La simulación se ha realizado en tres dimensiones mediante elementos tetraédricos lineales de cuatro nodos, y cuatro puntos de integración por elemento (Figura 5.22).

El ensayo se lleva a cabo a deformación constante por lo que se prescriben desplazamientos de compresión sobre la base superior, teniendo en cuenta la altura de la probeta, para cada paso de tiempo, correspondiente a una deformación de $2 \cdot 10^{-2} \text{ min}^{-1}$ o $3,33 \cdot 10^{-4} \text{ seg}^{-1}$. La deformación que se produce es relativamente importante, por lo que se ha considerado la variación de la altura en el cálculo del desplazamiento prescrito en cada paso de tiempo. En la figura 5.23 se explicitan las funciones de desplazamiento impuesto establecidas para la simulación del ensayo de compresión simple en sendas probetas. Los desplazamientos están coartados en todas sus direcciones en la base de la probeta.

La curva de respuesta se obtiene por tanto a partir de la fuerza medida en los nodos de la base superior equivalente a la reacción en la base fijada y de los desplazamientos impuestos en la simulación del ensayo.

Los parámetros obtenidos en la simulación de la respuesta del material frente al ensayo de compresión simple proporcionan una estimación de dichos valores, que no necesariamente se corresponden con los que el suelo presenta en el subsuelo, especialmente aquellos que se relacionan con el nivel de confinamiento, como es el caso del módulo elástico.

En cada caso es necesario establecer hipótesis acerca del comportamiento de ciertos parámetros mecánicos, y en su caso aplicar la corrección pertinente. Seguidamente se muestran los resultados obtenidos para cada unidad de suelo, además de las hipótesis propuestas sobre los valores hallados.

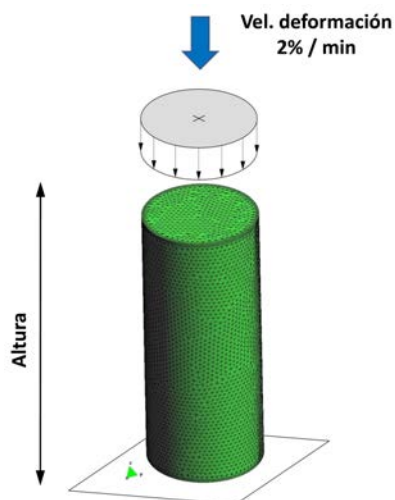


Figura 5.22.- Modelo numérico de probeta de suelo

Probeta GE-034486			Probeta GE-034493			Probeta GE-034491		
v presc	Altura	v acum	v presc	Altura	v acum	v presc	Altura	v acum
0,00	136,40	0,00	0,00	126,10	0,00	0,00	137,00	0,00
-1,36	135,04	-1,36	-1,26	124,84	-1,26	-1,37	135,63	-1,37
-1,35	133,69	-2,71	-1,25	123,59	-2,51	-1,36	134,27	-2,73
-1,34	132,35	-4,05	-1,24	122,35	-3,75	-1,34	132,93	-4,07
-1,32	131,03	-5,37	-1,22	121,13	-4,97	-1,33	131,60	-5,40
-1,31	129,72	-6,68	-1,21	119,92	-6,18	-1,32	130,29	-6,71
			-1,20	118,72	-7,38	-1,30	128,98	-8,02
			-1,19	117,53	-8,57	-1,29	127,69	-9,31
			-1,18	116,36	-9,74			
			-1,16	115,19	-10,91			

Figura 5.23.- Funciones de desplazamiento prescrito aplicado a cada probeta

5.3.3.3. Material de relleno. Unidad A

En los sondeos efectuados en la zona, se encontró en la parte más superficial una capa de relleno de 1,5 m de potencia, que en algunos puntos llega hasta los 3.9 m. Este relleno está formado por una mezcla de arenas, arcillas y gravas, con material de escombros, cerámica, plásticos, etc. Aparece únicamente en la parte superior de la columna litoestratigráfica y no forma parte del Triciclo de Barcelona. Sus características geotécnicas pueden aproximarse mediante los siguientes parámetros:

- Densidad: 1800 kg/m³.
- Capacidad portante nula.
- Módulo de elasticidad: < 5 MPa
- Ángulo de rozamiento: 20°.
- Cohesión: 0 MPa.

5.3.3.4. Limos marronosos. Unidad B

La unidad B correspondiente a la probeta GE-034486 está formada por limos de color marrón y beis, y arenas con algunas intercalaciones de gravas procedentes de materiales paleozoicos y nódulos carbonatados. Las granulometrías realizadas mediante tamizado muestran los siguientes valores representativos:

- Fracción de arena gruesa [5 mm] Pasa 86 - 95 %
- Fracción de arena fina [2 mm] Pasa 76 - 91 %
- Fracción de arcilla [0,08 mm] Pasa 31,1 - 34,7 %

En cuanto a la plasticidad del suelo, la unidad B muestra los siguientes valores:

- Límite líquido $w_L = 27,5 \%$
- Límite plástico $w_P = 20,1 \%$
- Índice de plasticidad $IP = 7.4 \%$

Según la clasificación de suelos USCS esta unidad se ha clasificado como SM - SC. La densidad natural es de 1900 kg/m^3 , mientras que la densidad seca es de 1660 kg/m^3 . La humedad natural se sitúa entre 11.5 y 15.4 %. Esta fracción limosa presenta valores de $NSPT_{30}$ de entre 17 y 32. El ensayo de compresión simple ofrece valores de resistencia de 140 kN/m^2 . El ensayo de corte directo no drenado ofrece valores de cohesión de 12 kN/m^2 , con ángulos de rozamiento de 27° .

En la figura 5.24 se muestra el ensayo de compresión simple de referencia. La probeta empleada en el ensayo de compresión simple (GE-034486) ha sido extraída del punto de sondeo F2.1, a una profundidad aproximada de 15.30 m, lo que supone una presión de preconsolidación de 313.3 kN/m^2 . En la tabla 5.6 se muestran las dimensiones de la probeta y los valores más representativos del ensayo.

LIMOS - Unidad B (Probeta GE-034486)		
Altura	[mm]	136.4
Diámetro	[mm]	58.9
Sección	[mm ²]	2724.71
Energía fractura	[kJ/m]	$2.03 \cdot 10^{-3}$
Carga máxima	[kN]	0.37
Profundidad	[m]	15.30
P_c	[kN/m ²]	313.3

Tabla 5.6.- Características de la probeta de limos (GE-034486)

La simulación se ha llevado a cabo reproduciendo la probeta cilíndrica mediante 1231 elementos finitos tetraédricos lineales definidos por 343 nodos. Se ha considerado para modelar el comportamiento de la unidad B un modelo constitutivo viscoplastico.

Bajo la carga de referencia para este ensayo, se han calibrado los valores constitutivos de material hasta obtener una curva de respuesta según se muestra en la figura 5.24.

Según se observa en la figura, la curva numérica reproduce de forma muy aproximada la respuesta experimental del material, lo que permite obtener los parámetros constitutivos que se explicitan en la tabla 5.7, y que aglutinan las propiedades del material.

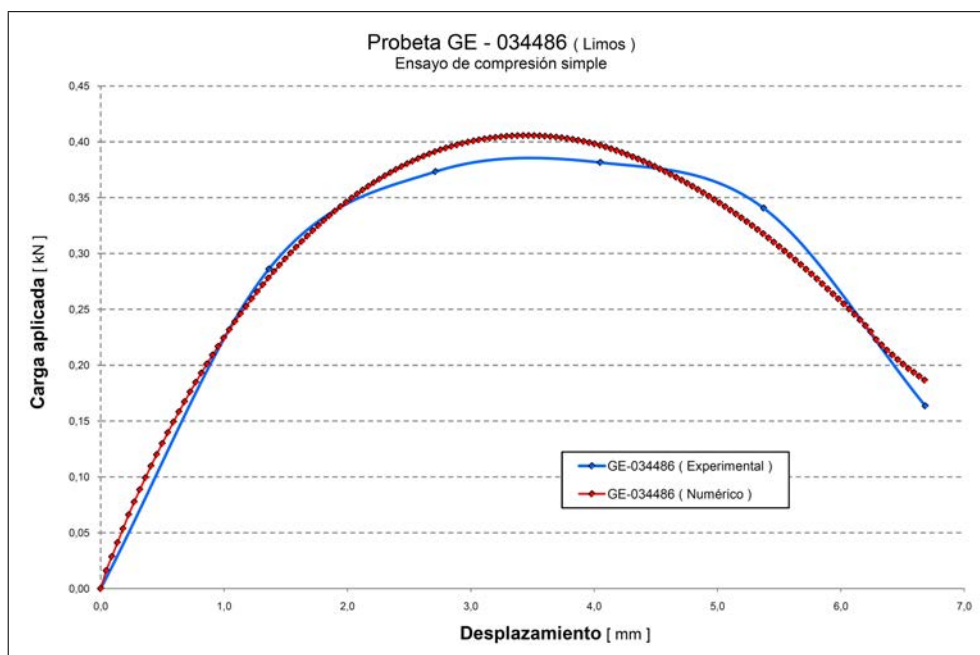


Figura 5.24.- Simulación numérica del ensayo de compresión simple en limos

Parámetro	Valor
Módulo de deformación	14.0 MPa
Coefficiente de Poisson	0.30
Viscosidad	$2.3 \cdot 10^6$ kPa·s
Energía de fractura	0.0125 kN/m

Tabla 5.7.- Parámetros constitutivos para la fracción de limos

5.3.3.5. Arcillas rojizas. Unidad C

La denominada unidad C está formada por arcillas rojizas y marronosas compactas, con alguna presencia localizada de gravas de materiales paleozoicos, de nódulos carbonatados y una pequeña fracción arenosa. Se han procedido al tamizado de la muestra obteniendo las correspondientes curvas granulométricas, cuyos valores más significativos son los siguientes:

- Fracción de arena gruesa [5 mm] Pasa 98 %
- Fracción de arena fina [2 mm] Pasa 97 %
- Fracción de arcilla [0,08 mm] Pasa 88 %

La plasticidad de la muestra viene caracterizada por los límites de Atterberg y el índice de plasticidad:

- Límite líquido $w_L = 37.8 \%$
- Límite plástico $w_P = 20.6 \%$
- índice de plasticidad $IP = 17.2 \%$

Según la clasificación de suelos USCS esta unidad se clasifica como CL. La densidad natural es de 1850 kg/m^3 mientras que la densidad seca es de 1650 kg/m^3 . La humedad natural se sitúa entre 10.1 y 16.9 %. La unidad C presenta valores de NSPT_{30} de entre 17 y 36. El ensayo de compresión simple ofrece valores de resistencia de 196 kN/m^2 . El ensayo de corte directo no drenado ofrece valores de cohesión de 29 kN/m^2 , con ángulos de rozamiento de 34° .

La probeta empleada en el ensayo de compresión simple (GE-034493) ha sido extraída del punto de sondeo F2.2, a una profundidad aproximada de 10.20 m, lo que supone una presión de preconsolidación de 206.5 kN/m^2 . En la tabla 5.8 se muestran las dimensiones de la probeta y los valores más representativos del ensayo de referencia.

Arcilla - Unidad C (Probeta GE-034493)		
Altura	[mm]	126.1
Diámetro	[mm]	73.0
Sección	[mm ²]	4185.4
Energía fractura	[kJ/m]	$4.68 \cdot 10^{-3}$
Carga máxima	[kN]	0.80
Profundidad	[m]	10.15
P_c	[kN/m ²]	206.5

Tabla 5.8.- Características de la probeta de arcillas

Es preciso mencionar que la curva experimental muestra una cierta irregularidad en el punto en el que se alcanza el tramo plástico. Esta irregularidad es achacable al procedimiento de ensayo, o a la heterogeneidad del material, y no al comportamiento esperable, de modo que se obvia en la simulación numérica.

La simulación numérica del ensayo se ha realizado mediante una probeta cilíndrica formada por 1661 elementos finitos tetraédricos lineales, definidos por 437 nodos. Se ha modelado asumiendo un comportamiento viscoplastico del material. Los resultados obtenidos se muestran en la figura 5.25, y los parámetros obtenidos se exponen en la tabla 5.9.

Parámetro	Valor
Módulo de deformación	6.50 MPa
Coefficiente de Poisson	0.20
Viscosidad	$12.0 \cdot 10^6 \text{ kPa} \cdot \text{s}$
Energía de fractura	0.035 kN/m

Tabla 5.9.- Parámetros constitutivos para la fracción de arcillas

5.3.3.6. Arenas. Unidad D

La tercera de las unidades que componen el llamado triciclo de Barcelona, está formada por arenas con un tamaño de grano creciente con la profundidad, con una matriz limosa y con alguna incrustación de grava de materiales paleozoicos. Una vez tamizada la muestra se han obtenido las curvas granulométricas, cuyos valores más significativos se muestran a continuación:

- Fracción de arena gruesa [5 mm] Pasa 78 %
- Fracción de arena fina [2 mm] Pasa 66 %
- Fracción de arcilla [0,08 mm] Pasa 28.9 %

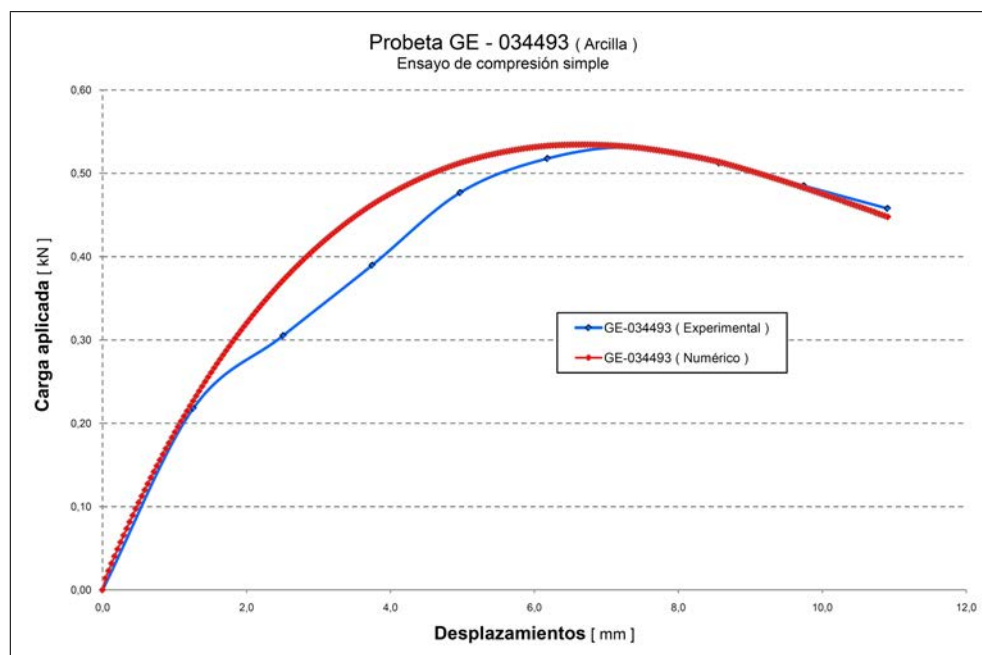


Figura 5.25.- Simulación numérica del ensayo de compresión simple en arcillas

La plasticidad de la muestra, caracterizada por los límites de Atterberg y el índice de plasticidad, muestra los siguientes parámetros:

- Límite líquido $w_L = 25.6 \%$
- Límite plástico $w_P = 17.7 \%$
- Índice de plasticidad $IP = 7.9 \%$

Según la clasificación de suelos USCS la unidad D se clasifica como SC. La densidad natural es de 1940 kg/m^3 , mientras que la densidad seca es de 1650 kg/m^3 . La humedad natural se sitúa en el 17.6% . La unidad D presenta valores de $NSPT_{30}$ de entre 33 y 45. El ensayo de compresión simple ofrece valores de resistencia de 445 kN/m^2 .

La probeta empleada en el ensayo de compresión simple (GE-034491) ha sido extraída del punto de sondeo F2.1, a una profundidad aproximada de 24.30 m, lo que supone una presión de preconsolidación de 415.5 kN/m^2 . La tabla 5.10 muestra las dimensiones de la probeta y los valores más representativos del ensayo de compresión simple.

En el caso de la unidad D, la curva experimental muestra igualmente una variación de pendiente brusca al inicio del ensayo, que no se corresponde con su desarrollo posterior, lo que se considera debido al procedimiento de ensayo, y no al comportamiento mecánico del material en condiciones normales.

Obviando ese extremo, se ha simulado la curva de respuesta de la fracción arenosa mediante una probeta cilíndrica formada por 1226 elementos finitos tetraédricos lineales, definidos por 342 nodos. Se ha considerado un modelo elastoplástico, ya que al tratarse de un suelo más rígido su comportamiento diferido es menos relevante. La curva numérica resultante se muestra en la figura 5.26, mientras que los parámetros constitutivos obtenidos se resumen en la tabla 5.11.

Arenas - Unidad D (Probeta GE-034491)		
Altura	[mm]	137.0
Diámetro	[mm]	59.1
Sección	[mm ²]	2743.2
Energ. fractura	[kJ/m]	$8.08 \cdot 10^{-3}$
Carga máxima	[kN]	1.20
Profundidad	[m]	24.30
P_c	[kN/m ²]	415.5

Tabla 5.10.- Características de la probeta de arenas

Parámetro	Valor
Módulo de deformación	12.50 MPa
Coefficiente de Poisson	0.30
Viscosidad	[-]
Energía de fractura	[-]

Tabla 5.11.- Parámetros constitutivos para la fracción de limos

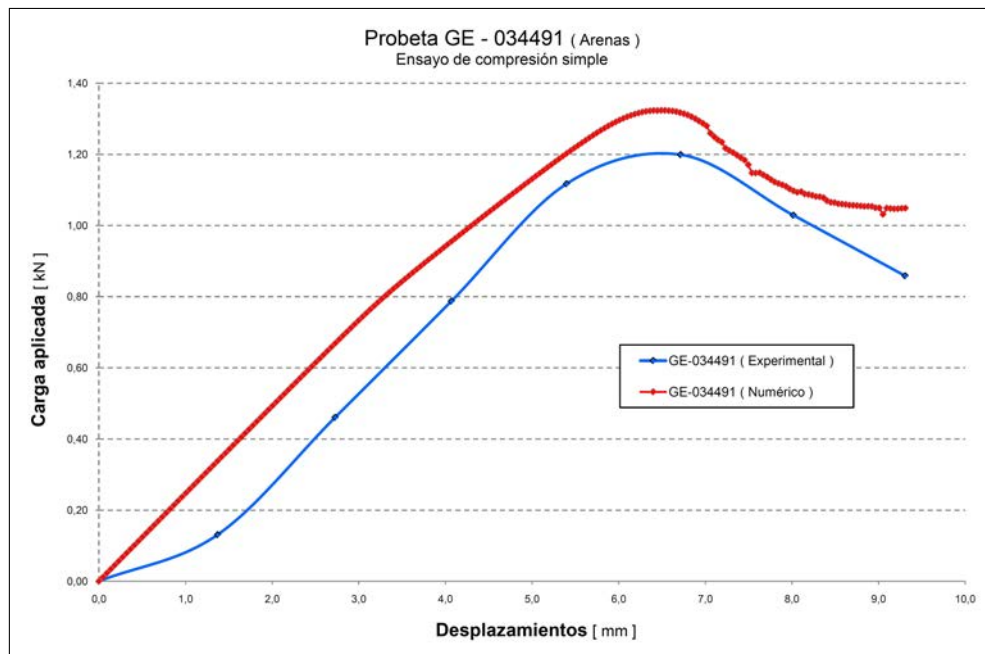


Figura 5.26.- Simulación numérica del ensayo de compresión simple en arenas

5.3.4. Resumen de los parámetros constitutivos de los materiales

Se han establecido modelos constitutivos para los distintos materiales que intervienen en el proceso, un proceso de calibración para los parámetros constitutivos, que desde un punto de vista fenomenológico reproducen el comportamiento de los materiales.

A modo de resumen, se muestran en las tablas 5.12 y 5.13 los valores introducidos en el código de cálculo para la simulación del proceso constructivo, tanto para el caso de hormigones como para las distintas unidades de suelo.

Estructuras de hormigón		Túnel existente	Pantallas	Cajón a ejecutar
Peso específico	[Kg/m ³]	2.500	2.500	2.500
Módulo elástico	[MPa]	26.003	27.264	28.577
Coefficiente de Poison	[-]	0,20	0,20	0,20
Modelo constitutivo		Daño	Daño	Daño
Energía de fractura	[kJ/m]	0,125	0,125	0,125

Tabla 5.12.- Resumen de parámetros constitutivos para hormigones

Unidades de suelo		Relleno	Limos	Arcillas	Arenas
Peso específico	[Kg/m ³]	1.800	2.050	2.000	2.000
Módulo elástico	[MPa]	5,0	14,0	6,5	12,5
Coefficiente de Poison	[-]	0,20	0,30	0,20	0,30
Ángulo de fricción	[°]	20,0	27,0	29,0	33,0
Cohesión	[kPa]	0,0	12,0	29,0	0,0
Modelo constitutivo		Elástico	Viscoplastico	Viscoplastico	Plástico
Viscosidad	[kNs/m ²]	-	23·10 ⁶	12·10 ⁶	-
Energía de fractura	[kJ/m]		0,0125	0,035	-

Tabla 5.13.- Resumen de parámetros constitutivos para unidades de suelo

5.4. Simulación del proceso constructivo de una obra subterránea

5.4.1. Planteamiento general del problema

La simulación del proceso constructivo de una obra subterránea como la presentada es un fenómeno que aglutina múltiples factores que confieren un alto grado de complejidad al problema. A la heterogeneidad de los materiales ya tratada en el apartado anterior, hay que sumar otros factores que obligan a establecer hipótesis adicionales que permitan bien simplificar el cálculo, bien obtener valores realistas para el tratamiento del problema. Se trata como en todo proceso de simulación numérica, de conjugar el realismo del modelo, con la precisión de los resultados y con el coste computacional. Algunas de las hipótesis referidas se comentan a continuación:

- El medio continuo que se pretende modelar, está compuesto básicamente por suelo, cuyo nivel freático se encuentra a una profundidad variable situada alrededor de los 23.80 metros de profundidad según el sondeo F2.1 de la figura 5.13. La mayor parte del suelo se encuentra por tanto parcialmente saturado, con un nivel de humedad que viene dado por los valores encontrados en cada unidad de suelo, según se especifica en 5.3.3.1. Conocidas las densidades seca y natural, y la humedad puede hallarse el grado de saturación según la siguiente expresión,

$$S_r = \frac{\gamma_n \omega}{\gamma_w \eta} \quad (5.10)$$

Existe por tanto una distribución del grado de saturación y de la humedad en todo el suelo que se supone conocida y constante en todo el proceso constructivo, despreciando la componente higrométrica del problema, al no verse modificada sustancialmente la posición del nivel freático [42]. Las tensiones obtenidas serán por tanto las tensiones efectivas correspondientes a las presiones de agua derivadas de la configuración instantánea del grado de saturación aludida.

- Se desprecia la componente térmica en la respuesta del conjunto, a pesar de que las variaciones de temperatura durante el proceso producen algunas oscilaciones en las medidas ofrecidas por los dispositivos de auscultación, que no afectan a la tendencia general.
- El problema se ha simulado de forma estática, despreciando las componentes de velocidad y aceleración por ser despreciables, obviando por tanto las fuerzas inerciales. Se ha afrontado el problema desde la vertiente estrictamente mecánica y de comportamiento del medio, desde un punto de vista fenomenológico. Desde esta óptica la respuesta del medio se observa a nivel macroscópico en términos de tensiones, deformaciones o desplazamientos resultado de las interacciones de los elementos que conforman el medio a nivel microestructural, y de los fenómenos físicos que tienen lugar en su seno. En este caso, el suelo está formado por una fase sólida – partículas de suelo –, una fase líquida – el agua intersticial – y una fase gaseosa – el aire ocluido en los poros –, que al interactuar dan lugar al reordenamiento de las partículas, al flujo en el medio poroso debido a gradientes de nivel piezométrico, procesos de consolidación debidos a la expulsión de las sobrepresiones intersticiales, etc. Todos estos fenómenos se traducen a nivel macro en deformaciones inelásticas o bien en deformaciones a carga constante asimilable a la fluencia de un material con un comportamiento reológico, dependiente del tiempo. Estas propiedades pueden modelarse a través de modelos constitutivos de tipo viscoplástico, tal como se desarrolla en este trabajo.

Una vez situado el marco general, se plantean una serie de hipótesis adicionales para el problema concreto objeto de estudio. La simulación del proceso constructivo del intercambiador de la estación de Diagonal es un problema tridimensional. A pesar de ello, este problema presenta en una de las dimensiones – la correspondiente al eje del túnel – variaciones mucho menores que en el plano de las secciones transversales del propio túnel. Aprovechando esta particularidad se ha planteado la resolución de un problema bidimensional para algunas de las secciones más representativas, debido al menor coste computacional y a una menor complejidad numérica, sin pérdida significativa de precisión, que en todo caso un problema tridimensional tampoco podría garantizar.

Se han escogido como representativas las secciones denominadas "S4" y "S5" situadas en el tramo de estudio según se aprecia en las figuras 5.13 y 5.6. La sección S4 se sitúa en el medio del tramo y es representativa de la parte central del tramo, mientras que la sección S5 está ubicada en uno de los extremos, cerca del entronque del cajón con la estructura del vestíbulo de la estación, y por tanto se trata de una sección más compleja en cuanto a la estructura de hormigón.

La simulación del proceso constructivo en todas sus fases se realiza de forma continua, es decir que para cada fase se emplean una serie de técnicas numéricas que permiten la simulación de todo el proceso aplicando el método de los elementos finitos [51]. Para ello se ha dividido el medio continuo en diferentes subdominios para los distintos elementos y unidades de suelo que intervienen, de forma que puede actuarse sobre cada uno de ellos de forma independiente, según se explica con más detalle en el apartado 5.4.3.

En los siguientes apartados se expone el enfoque numérico para la simulación del proceso, en cuanto al estado inicial del terreno, las condiciones de carga y de contorno y la yuxtaposición de las fases constructivas propiamente dichas.

Finalmente y en cuanto a las condiciones de contorno, se asumen que el problema se desarrolla en un dominio acotado y por tanto a una cierta distancia de la zona de ejecución, los efectos de ésta son despreciables. Notar además que la simulación se desarrolla como un problema estático lo que evita problemas de reflexión de ondas en los contornos. Se considera que a una distancia de 18 metros en horizontal desde la pantalla los movimientos horizontales debidos al proceso constructivo son despreciables, por lo que se coacciona dicho grado de libertad, no así el movimiento vertical. El dominio de cálculo abarca una distancia vertical de 25 metros desde la base de los edificios colindantes, profundidad a partir de la cual se consideran nula la influencia del proceso constructivo en cuanto a desplazamientos. En la figura 5.27 se resumen las condiciones carga y las condiciones de vinculación del modelo numérico empleado.

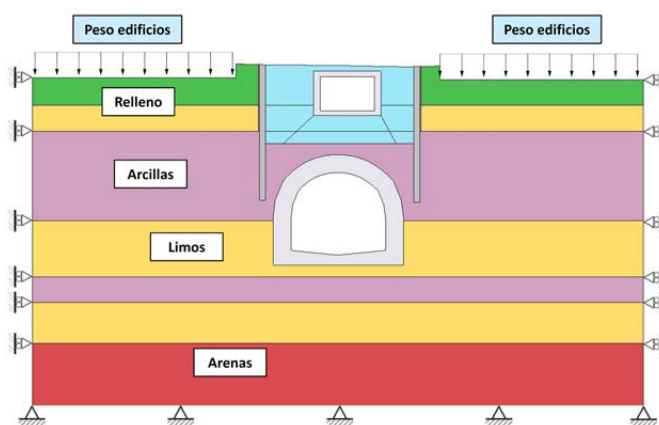


Figura 5.27.- Condiciones de carga y condiciones de contorno

5.4.2. Condiciones iniciales en el terreno

El estado tenso – deformacional en la zona de actuación viene condicionado por el proceso de excavación, por la construcción del nuevo túnel y finalmente por el relleno y la compactación hasta reurbanizar la zona. Sin embargo el proceso constructivo tiene lugar en un medio en el que ya existen unas condiciones iniciales de carga determinadas por el peso propio y por las cargas que suponen los edificios colindantes, además de la presencia de elementos existentes, cuya ejecución influyó en el estado tenso–deformacional del terreno en su momento. La simulación del proceso constructivo no puede obviar dicho estado inicial por lo que se ha incluido el modelado esta fase inicial en el proceso global. Las condiciones iniciales se modelan mediante tres pasos que se explicitan a continuación y esquematizan en la figura 5.28.

1. Carga del terreno: El terreno natural, libre de estructuras de hormigón y por tanto formado únicamente por unidades de suelo, soporta su propio peso y el de los edificios colindantes. Para simular este primer paso los subdominios correspondientes a las estructuras o a la zona de excavación-relleno adoptan las propiedades de las unidades de suelo correspondientes. Debido a la complejidad de la geometría algunos subdominios no están ubicados dentro un estrato de suelo. En estos casos se han asumido algunas simplificaciones que no varían apreciablemente el resultado, ya que las densidades de las unidades de suelo no varían de modo significativo. La carga de los edificios se ha calculado para un valor promedio de $1,0 \text{ kN/m}^2$ por planta, como valor comúnmente asumido en arquitectura. Se han considerado edificios adyacentes de 10 plantas lo que supone una carga superficial permanente de 10 kN/m^2 actuando a ambos lados de la calle.
2. Excavación de elementos existentes: La excavación del túnel de metro y del cajón existente supone igualmente una variación en el estado tensional del suelo, por lo que se ha supuesto que una vez cargado el suelo, se produce dicha excavación. En ambos casos esto se traduce en la eliminación de ambos subdominios en el proceso de cálculo.
3. Construcción de elementos existentes: Una vez finalizada la excavación para la construcción de ambos elementos, se procede a construir las estructuras existentes de hormigón, es decir la aparición de elementos más rígidos de contención del terreno, variando en consecuencia el estado tensional existente. Este efecto se simula mediante una variación progresiva de las propiedades de los materiales reproduciendo el endurecimiento del hormigón y su efecto sobre el terreno circundante.

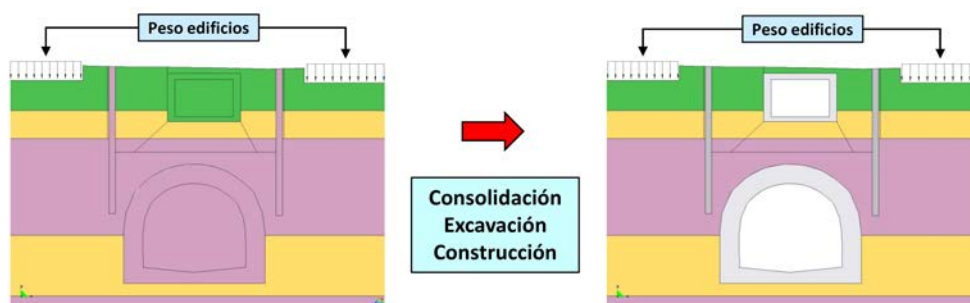


Figura 5.28.- Simulación de las condiciones iniciales del terreno

La configuración en tensiones y desplazamientos resultante, constituye el estado inicial sobre el que se desarrollan los intervalos de cálculo del proceso constructivo, explicitados seguidamente.

5.4.3. Simulación del proceso de excavación–relleno

5.4.3.1. Simulación de las fases constructivas

La modelación numérica del proceso constructivo implica la simplificación de las fases que realmente se dan en la obra (tabla 5.2), considerando los periodos temporales y los elementos estructurales significativos en la simulación de todo el proceso, en consonancia con las posibilidades del método numérico empleado. En este apartado se han reducido todo el proceso constructivo a tres fases fundamentales, que son las que ocasionan las variaciones tenso-deformacionales en el conjunto, y que en consecuencia, comprenden la respuesta estructural del conjunto, cada una de las cuales se divide en intervalos o de cálculo: la construcción de las pantallas, la excavación sobre el túnel existente, y el relleno posterior, que incluye la construcción del nuevo cajón. El proceso constructivo se simula a través de una secuencia de intervalos de cálculo en el que varían los subdominios definidos que intervienen en el cálculo, así como las propiedades de los materiales.

Inicio	Final	Actuación	Días	Acumulado
	1 Mar'08	Inicio del problema	0	0
1 Mar'08	5 Mar'08	Carga del terreno con edificios	5	5
5 Mar'08	12 Mar'08	Construcción de túnel y cajón	7	12
12 Mar'08	25 Mar'08	Ejecución pantallas: excavación y hormigonado	13	24
25 Mar'08	31 Mar'08	Excavación superficial. Lado MAR	6	31
31 Mar'08	14 May'08	Excavación profunda. Lado MAR	44	75
14 May'08	21 Mar'08	Excavación superficial. Lado TIBIDABO	7	82
21 May'08	2 Jun'08	Excavación profunda. Lado TIBIDABO	12	94
2 Jun'08	22 Jul'08	Demolición del cajón existente excavación final	50	144
22 Jul'08	4 Sep'08	Construcción del nuevo cajón	44	188
4 Sep'08	14 Oct'08	Construcción, relleno y compactación	40	228

Tabla 5.14.- Esquema temporal del proceso constructivo de la obra

La ejecución de las pantallas supone una alteración del estado tensional del terreno, que influye en la respuesta final, por lo que se ha simulado mediante un subdominio diferenciado. Se ha considerado una variación progresiva de las propiedades del material inicial, siguiendo la secuencia suelo - vacío - hormigón correspondiente a lo que realmente sucede en la obra. En el caso de la ejecución de las pantallas no se desactivan subdominios.

Para La simulación del proceso de excavación-construcción se definen los subdominios de excavación y relleno en la zona de actuación, correspondientes a las diferentes unidades de suelo y fases constructivas descritas. El esquema temporal se simula numéricamente siguiendo un esquema simplificado según se indica en la tabla 5.14. La simulación se lleva a cabo mediante una estrategia de activación y desactivación de dichos subdominios. El procedimiento constructivo incluye la colocación de los nuevos elementos: El nuevo cajón de hormigón y los colectores de hormigón prefabricado. En este último caso la relevancia estructural es mínima, no así en el caso del nuevo cajón a ejecutar.

En la figura 5.29 se muestra el esquema temporal del proceso constructivo a nivel numérico descrito en la tabla 5.14, junto con la secuencia de intervalos empleada en la simulación y la situación de los orígenes de los elementos de auscultación.

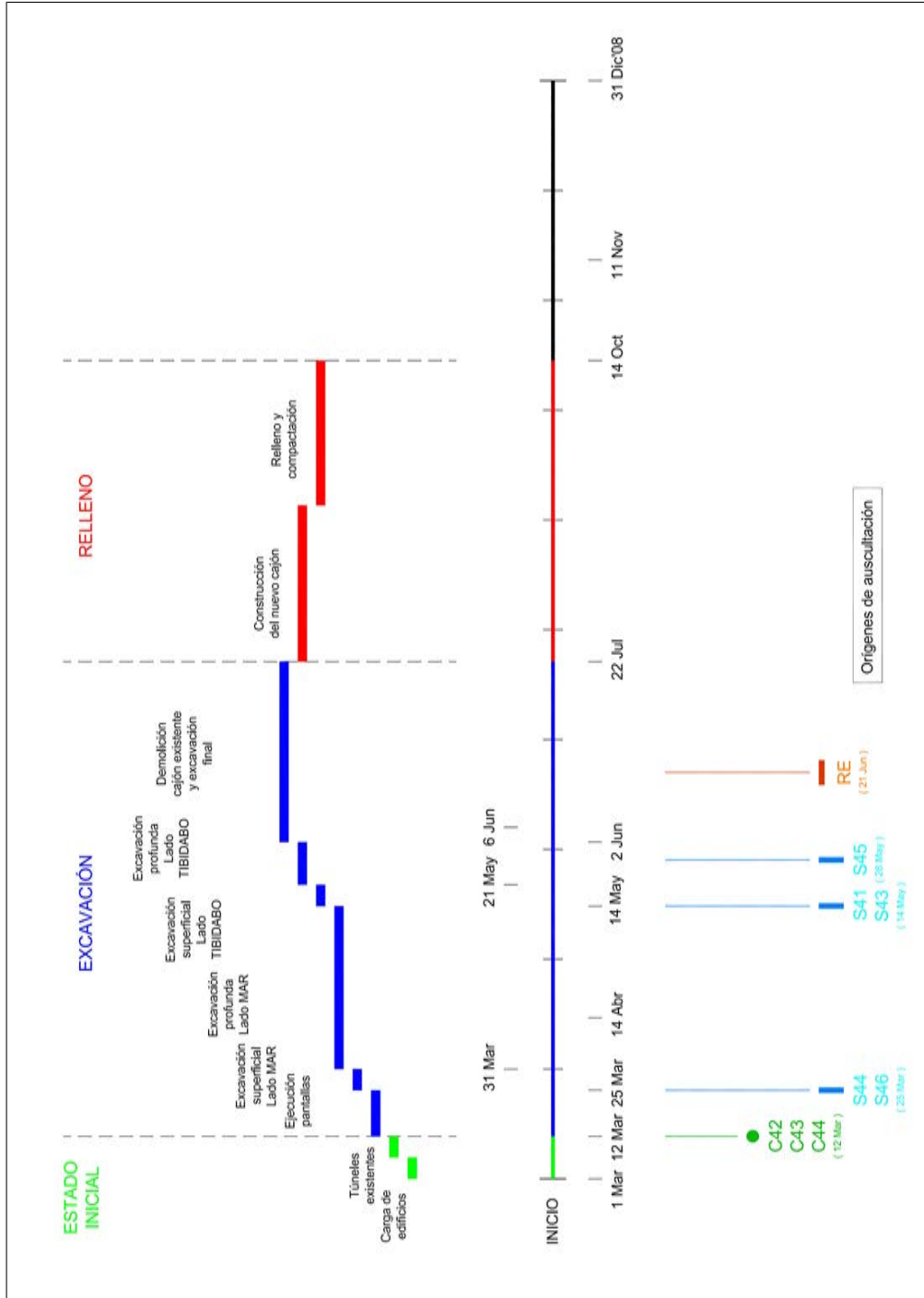


Figura 5.29.- Esquema temporal de las actuaciones

La ejecución de la obra no es simétrica sino que comienza en el lado mar (derecha en la sección) para reproducirse en el lado montaña (TIBIDABO) (izquierda en la sección) con un cierto decalaje de tiempo. La secuencia de la simulación escogida para las dos secciones de cálculo escogidas (S4 y S5), se muestra en las figuras 5.30 y 5.31.

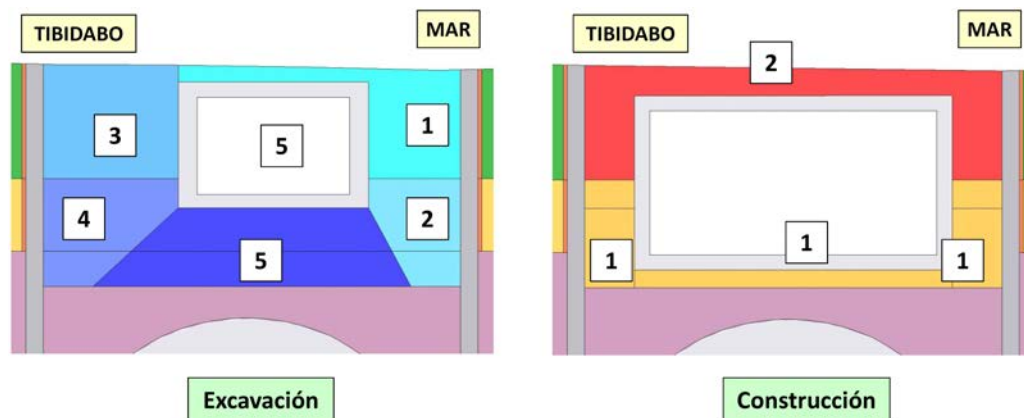


Figura 5.30.- Secuencia del proceso constructivo en intervalos de cálculo. Sección S4

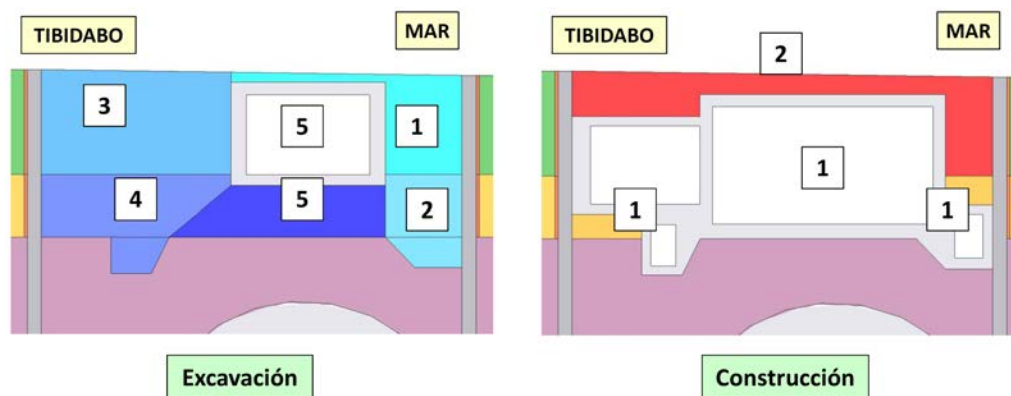


Figura 5.31.- Secuencia del proceso constructivo en intervalos de cálculo. Sección S5

La desactivación de subdominios supone la anulación de las deformaciones calculadas en los elementos del subdominio, por lo que de ser reactivados distorsionarían el equilibrio del sistema. Por esta razón la estrategia de activación y desactivación se estructura de modo que no sea retroactiva por lo que los elementos no se reactivan en ningún caso. El proceso constructivo en sí supone un total de ocho intervalos de cálculo.

5.4.3.2. Interacción pantalla-terreno

Un aspecto a destacar en la simulación es la interacción entre el hormigón de las pantallas y el terreno, entre los cuales existe una interfase donde se produce el contacto. En este trabajo se ha tratado todo el conjunto como un medio continuo. El suelo es un material granular que presenta

una resistencia a tracción muy baja o despreciable, por lo que en el contacto entre el terreno y la pantalla únicamente se producen tensiones de compresión, no así de tracción, ya que éstas no pueden transmitirse desde el terreno al hormigón.

Debido a la configuración del problema, gran parte del dominio de cálculo se encuentra a compresión. Sin embargo en la parte superior de las pantallas, existe una cierta profundidad para la cual las tensiones que se dan en el terreno bajo carga superficial son de tracción.

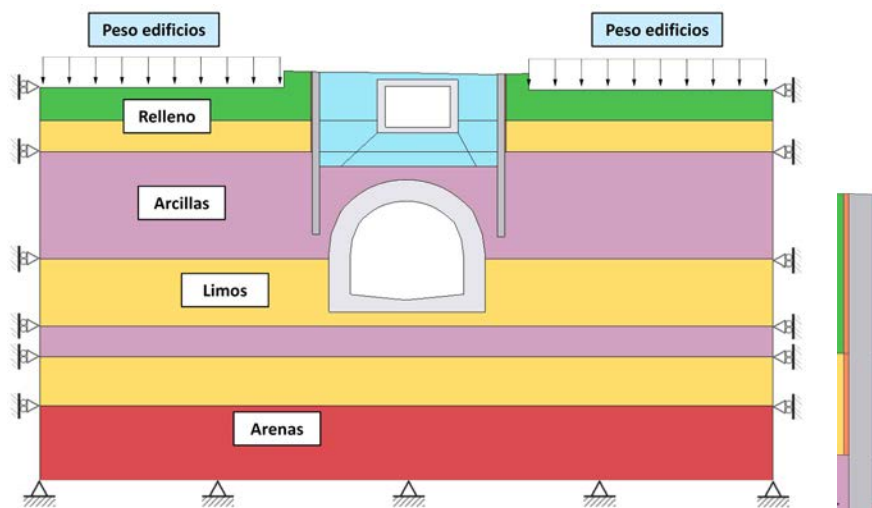


Figura 5.32.- Condiciones de carga y condiciones de contorno

Para solventar este problema, en la simulación numérica se han dispuesto dos subdominios o interfases de suelo, cuya respuesta mecánica se ha simulado mediante un modelo de daño tracción-compresión con una resistencia a compresión equiparable a la del suelo original, y una resistencia a tracción cuasi nula. Esta disposición permite tener en cuenta el posible despegue del terreno de la pantalla en función del estado tensional inducido.

Estas interfases se extienden hasta una profundidad de unos 5,0 metros, con un ancho de 0,10 metros. Se han dispuesto en ambas pantallas en el paramento exterior. En la figura 5.32 se aprecia un detalle de la situación de una de las interfases y sus dimensiones.

5.4.3.3. Variación del módulo elástico con la profundidad

Otro aspecto importante a tener en cuenta, es que en un terreno sometido a peso propio el módulo de elasticidad observado varía con la profundidad, aumentando con ésta. La mayor tensión que soportan las partículas supone un mayor grado de confinamiento que aumenta la cohesión entre ellas, lo que a nivel macro significa una mayor rigidez observada en cada volumen de suelo. La simulación incluye una estimación de la variación del módulo de elasticidad en con la profundidad a partir de estudios existentes en los que se ha ensayado este parámetro en función del grado de deformación de corte que experimenta el suelo, precisamente para el caso del Triciclo de Barcelona [43].

En el citado trabajo se estudia la variación de la rigidez de diversas muestras de suelo extraídas a distintas profundidades {M4, M6, M10 y M16}, que posteriormente eran sometidas a diferentes presiones de confinamiento midiendo la evolución de su rigidez. En la figura 5.33 se muestra la variación de la rigidez del suelo para dichas muestras con respecto al módulo E_0 para

bajo confinamiento. La simulación presentada en esta tesis se ha realizado adoptando estas mismas funciones aplicadas a los parámetros obtenidos en las unidades de suelo caracterizadas en el apartado anterior.

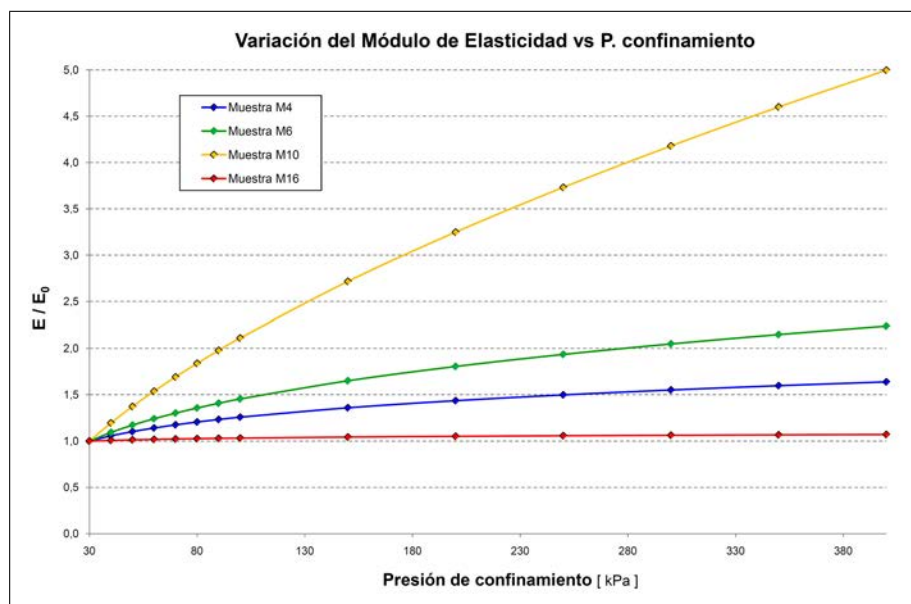


Figura 5.33.- Variación del módulo de elasticidad con la profundidad

5.5. Resultados obtenidos en la simulación numérica del proceso constructivo

5.5.1. Simulación de la sección de referencia S4

La sección S4 de referencia está situada a una distancia de 38,4 metros del sondeo L3.14. Según el perfil geológico del tramo en estudio, el subsuelo está compuesto por una sucesión de estratos de limos y arcillas, bajo una capa superficial de relleno, y sobre un estrato indefinido de arenas. La distribución de las unidades de suelo es la que indica la tabla 5.15.

Sección 4			
Unidad	Suelo	Profundidad [m]	Altura [m]
A	Relleno	0.0- 2.9	2.9
B	Limos	2.9- 4.8	1.9
C	Arcilla	4.8-11.4	6.6
B	Limos	11.4-15.5	4.1
C	Arcilla	15.5-17.4	1.9
B	Limos	17.4-20.4	3.0
C	Arena	20.4-25.0	4.6

Tabla 5.15.- Definición geométrica de la sección S4

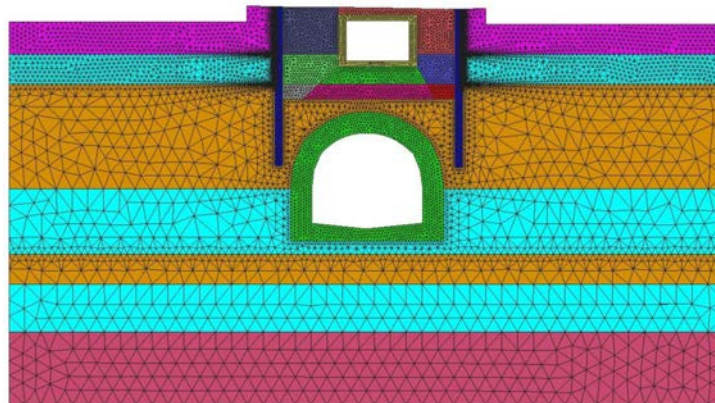


Figura 5.34.- Malla de elementos finitos para la sección S4. Fase de excavación

En la modelación geométrica de esta sección es preciso destacar algunos detalles concernientes a la zona de actuación, como los que siguen:

- Profundidad a la que se encuentra la clave del túnel existente: 6.52 m
- Profundidad de la base de la excavación: 5.70 m
- Distancia clave del túnel a base excavación: 0.82 m
- Profundidad de la solera del cajón existente: 3.30 m
- Profundidad de la solera del nuevo cajón ejecutado: 4.84 m
- Dimensiones interiores del nuevo cajón ejecutado: 7.40 x 3.76 m
- Profundidad de las pantallas ejecutadas: 10.0 m

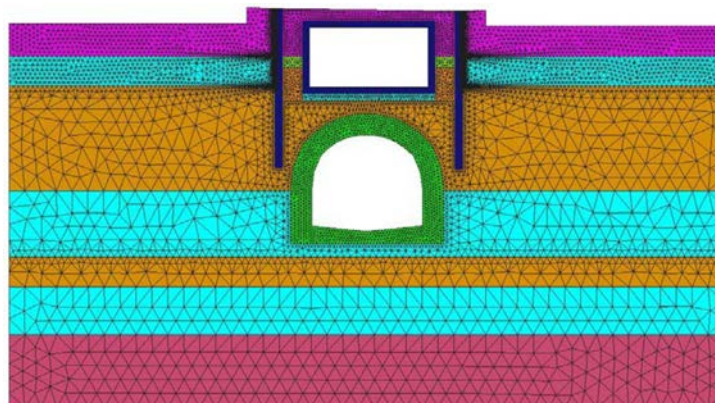


Figura 5.35.- Malla de elementos finitos para la sección S4. Fase de relleno

Todo ello se ha simulado numéricamente mediante un modelo bidimensional compuesto por 25124 elementos finitos triangulares con 3 puntos de integración cada uno, definidos por 12767

nodos de cálculo. En dicho modelo se representa la geometría del entorno, con las dos fases de excavación y relleno en la sección S4, los subdominios materiales y todos los elementos estructurales (cajón existente, túnel, cajón a ejecutar, etc.) según se muestra en las figuras 5.34 y 5.35.

Los dispositivos y secciones de auscultación de referencia para la sección S4 son los siguientes:

- Asentamientos en edificios: Regletas RE160 y RE170 (Mar) y RE120 y RE130 (Tibidabo).
- Convergencias en túnel en la sección C43.
- Movimientos horizontales en pantallas: Secciones S43 (Tibidabo) y S44 (Mar).

5.5.2. Resultados obtenidos. Sección S4

A la vista de los resultados que se muestran a continuación se pueden extraer algunas conclusiones.

- Asentamientos: La simulación ofrece unos valores para los asentamientos en los edificios que en promedio responden a las medidas auscultadas, aunque en éstas se producen mayores variaciones.
- Convergencias en túnel: Los valores obtenidos en la simulación son similares a los medidos en valor y en tendencia, pero con menos fluctuaciones e infravalorando las elongaciones y sobreestimando los acortamientos. Las tensiones de tracción que se dan en el túnel no varían de forma brusca, y lo hacen sin alcanzar valores inadmisibles para el hormigón ya que en ningún caso superan 1 MPa.
- Movimientos en pantallas: La simulación numérica reproduce con bastante fiabilidad los movimientos horizontales que se dan en las pantallas, salvando algunos matices.

Los resultados numéricos proporcionan en general valores ligeramente superiores para los movimientos horizontales de las pantallas, especialmente en la parte superior de éstas, lo que puede ser debido a cuestiones numéricas relacionadas con la interacción suelo-estructura, según se explica en el apartado 5.4.3.2.

A destacar también el diferente comportamiento entre ambas pantallas (S43 y S44) en cuanto a los movimientos en su parte superior. Esto es debido a que el proceso de carga y descarga no se produce de forma simultánea sino que el proceso de carga y descarga da comienzo con anterioridad en la pantalla S44 (lado Mar).

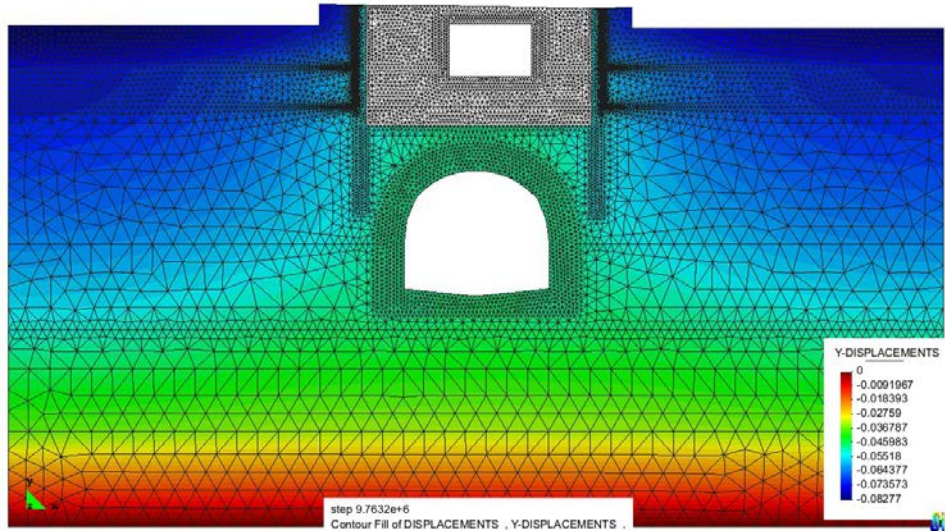


Figura 5.36.- Distribución de desplazamientos verticales

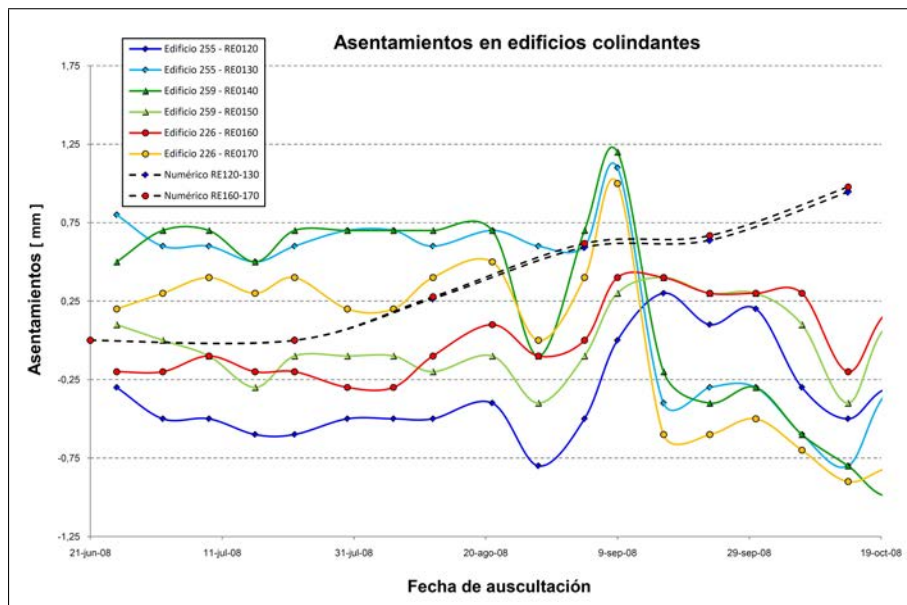


Figura 5.37.- Asentamientos en edificios

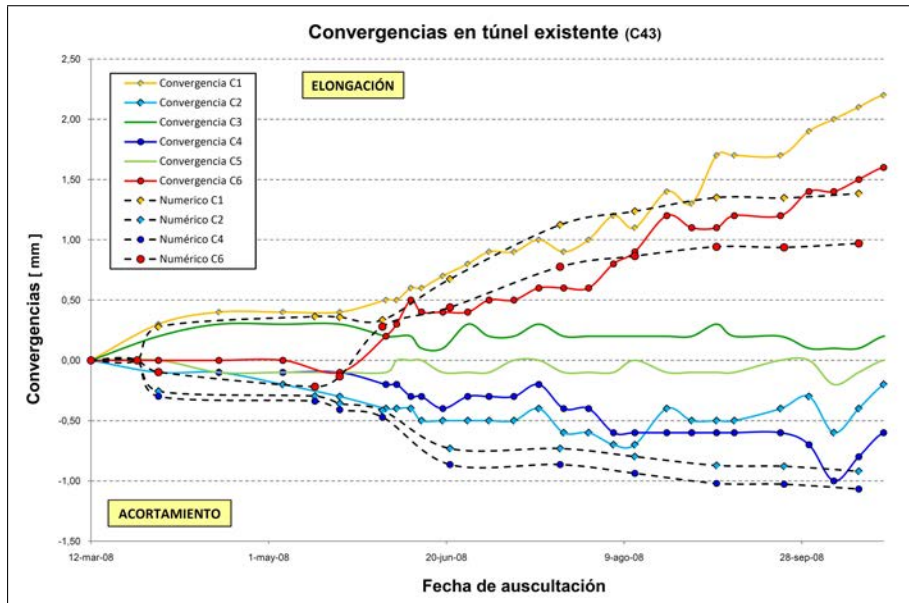


Figura 5.38.- Convergencias en túnel. Sección C43

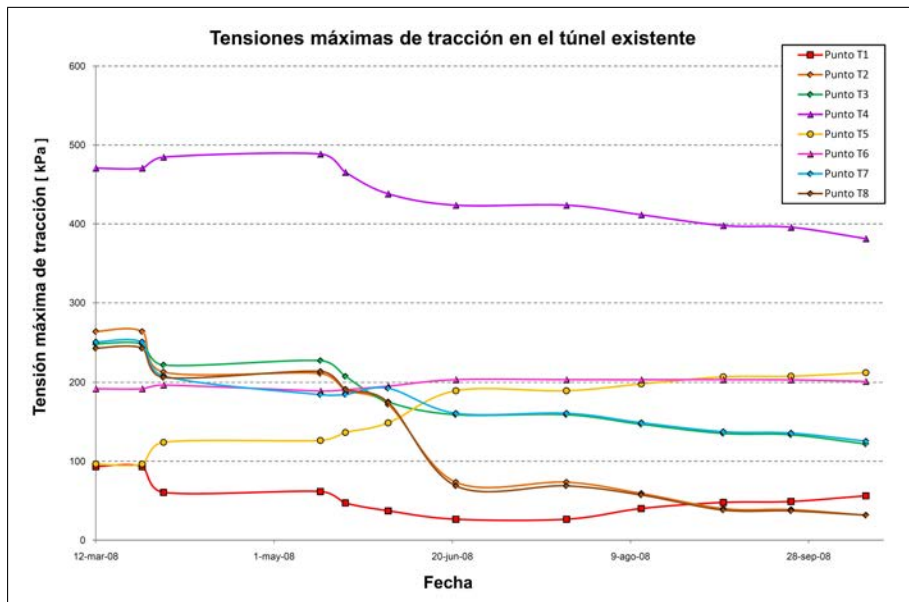


Figura 5.39.- Evolución tracciones en el túnel existente. Sección S4

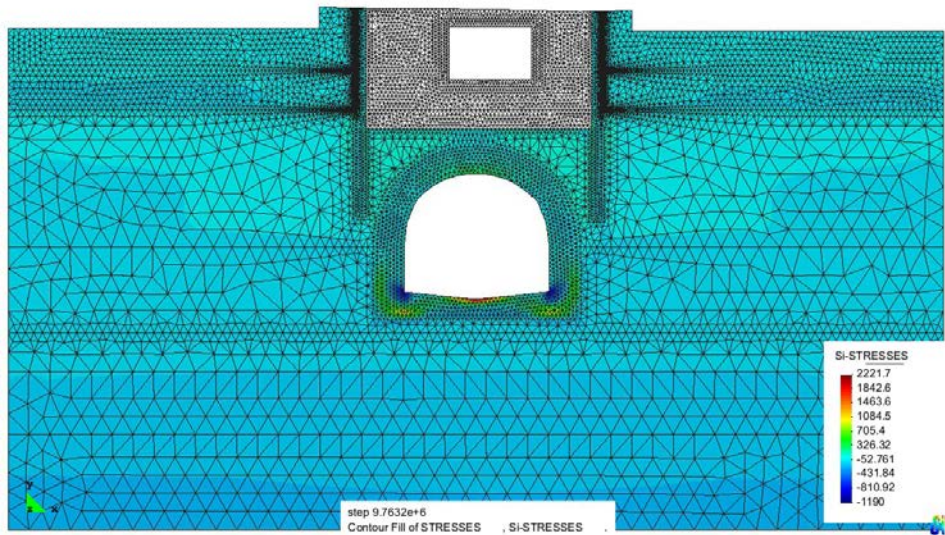


Figura 5.40.- Máximas tracciones en el túnel existente. Sección S4

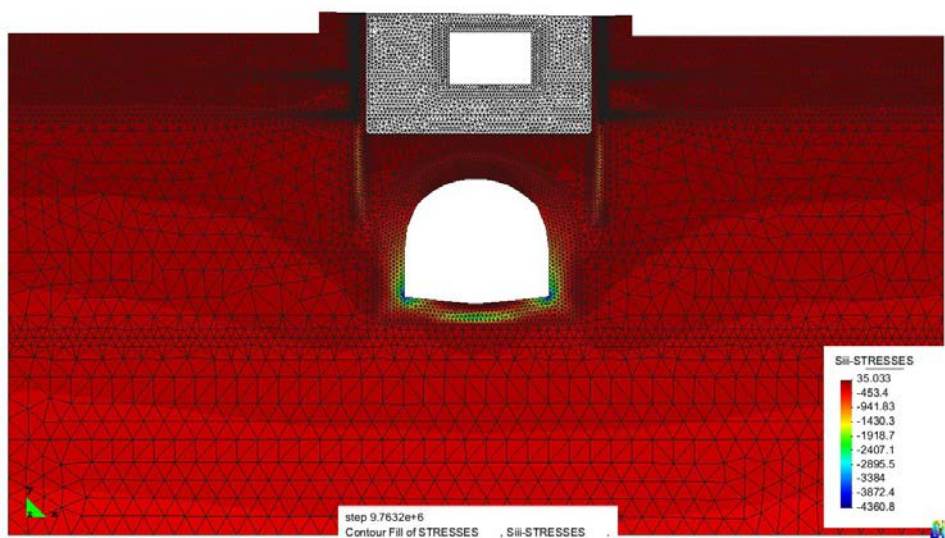


Figura 5.41.- Máximas compresiones en el túnel existente. Sección S4

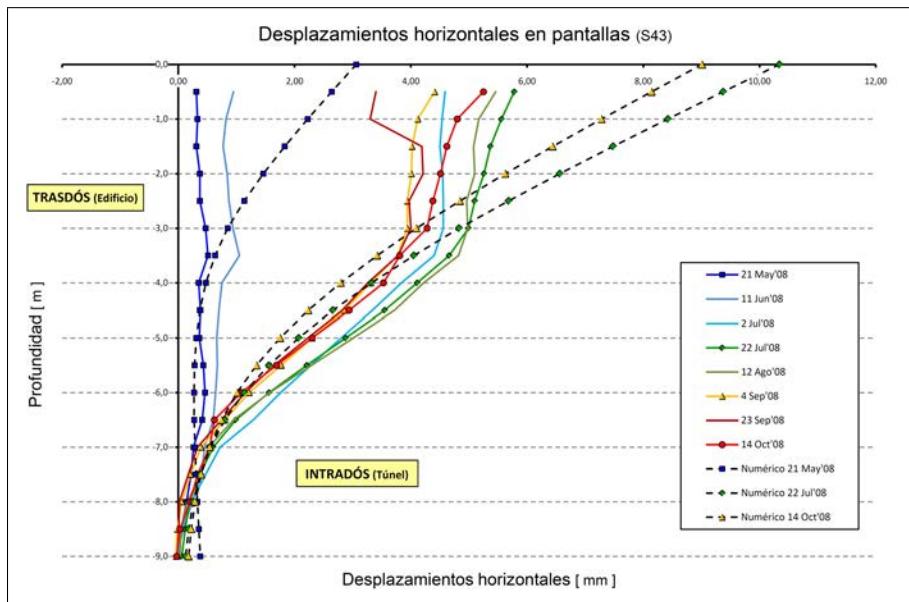


Figura 5.42.- Desplazamientos horizontales. Inclinómetro S43

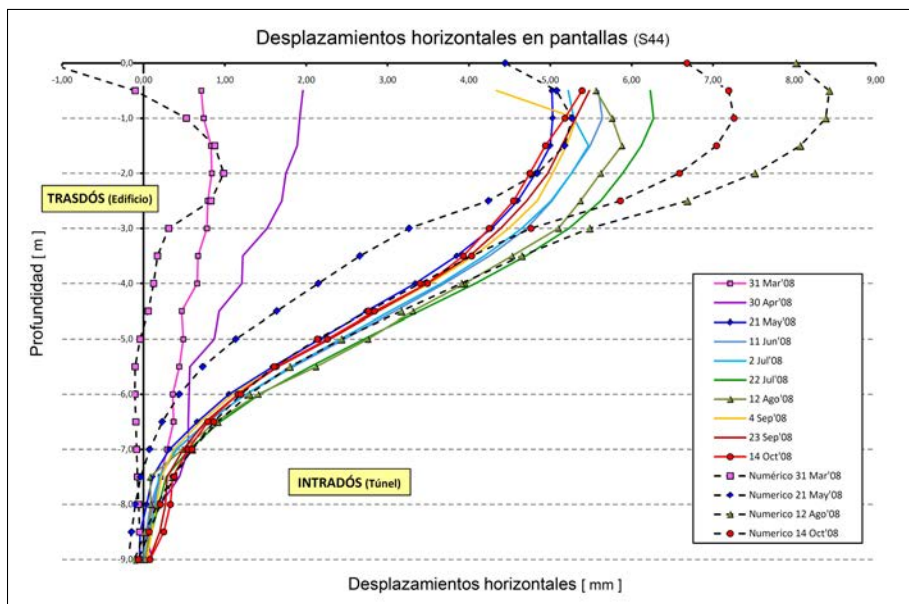


Figura 5.43.- Desplazamientos horizontales. Inclinómetro S44

5.5.3. Simulación de la sección de referencia S5

La sección S5 de referencia está situada a 6.39 metros del sondeo L3.14, en el extremo cercano a Paseo de Gracia. La distribución de los materiales según el perfil geológico es la que se muestra en la tabla 5.16, datos a los que habría que añadir algunos datos relevantes de la sección que se detallan a continuación.

Sección 5			
Unidad	Suelo	Profundidad [m]	Altura [m]
A	Relleno	0.0- 3.2	3.2
B	Limos	3.2- 5.2	2.0
C	Arcilla	5.2-11.9	6.7
B	Limos	11.9-15.6	3.7
C	Arcilla	15.6-17.8	2.2
B	Limos	17.8-20.7	2.9
C	Arena	20.7-25.9	5.2

Tabla 5.16.- Definición geométrica de la sección S5

- Profundidad a la que se encuentra la clave del túnel existente: 8.11 m
- Profundidad de la base de la excavación: 6.42 m
- Distancia clave del túnel a base excavación: 1.69 m
- Profundidad de la solera del cajón existente: 3.25 m
- Profundidad de la solera del nuevo cajón ejecutado: 4.78 m
- Dimensiones interiores del nuevo cajón ejecutado: 7.10 x 3.78 m
- Profundidad de las pantallas ejecutadas: 10.0 m

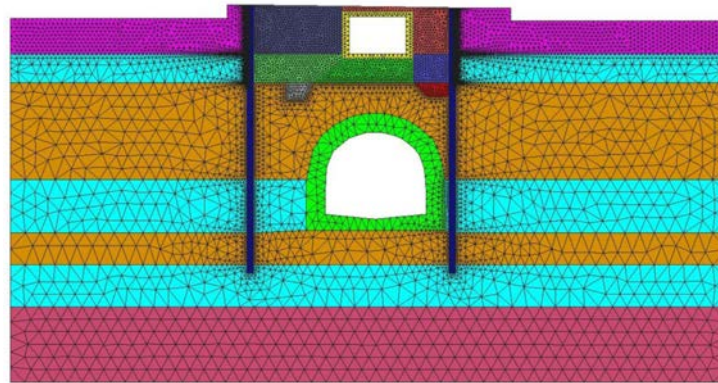


Figura 5.44.- Malla de elementos finitos para la sección S5. Fase de excavación

La geometría descrita anteriormente se ha simulado numéricamente mediante un modelo bidimensional compuesto por 24834 elementos finitos triangulares con 3 puntos de integración cada

uno, definidos por 12681 nodos. El modelo esquematiza para su tratamiento numérico la geometría de la sección, las dos fases de excavación y relleno, los subdominios materiales y todos los elementos intervinientes, especialmente la estructura de conexión con el vestíbulo contiguo, que en esta sección cobra importancia respecto a la sección S4. Las figuras 5.44 y ?? muestran con detalle lo descrito.

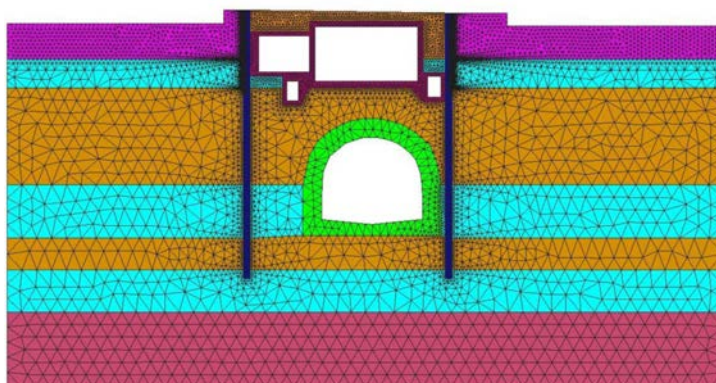


Figura 5.45.- Malla de elementos finitos para la sección S5. Fase de relleno

Los dispositivos y secciones de auscultación de referencia para la sección S5 son los siguientes:

- Asentamientos en edificios: Regletas RE140 y RE150 (lado Tibidabo).
- Convergencias en túnel: Sección C44.
- Movimientos horizontales en pantallas: Secciones S43 (lado Tibidabo) y S44 (lado Mar)

5.5.4. Resultados obtenidos. Sección S5

Los resultados mostrados seguidamente sugieren algunas conclusiones como las que a continuación se resumen.

- Asentamientos: Los asentamientos calculados numéricamente siguen una tendencia similar a los resultados experimentales, aunque sobrevalorando éstos y con muchas menos oscilaciones achacables en todo caso a los aparatos de medición.
- Convergencias en túnel: Los valores ofrecidos por la simulación numérica aproximan con bastante exactitud los acortamientos producidos en el túnel, mientras que las elongaciones se infravaloran a pesar de que la tendencia es la correcta.

Las tensiones de tracción máximas calculadas en el túnel alcanzan valores alrededor de 300 kPa como máximo lejos de valores inadmisibles para el hormigón, en todo el proceso constructivo.

- Movimientos en pantallas: La simulación numérica aproxima con cierta precisión los movimientos que se dan en las pantallas, aunque con valores mayores a los medidos. Esto puede ser achacable a que la sección S5 se encuentra cerca de la conexión con la estructura del vestíbulo por lo que la rigidez del conjunto sería relativamente mayor a la considerada. Aún así la forma adoptada por las curvas de desplazamientos es la correcta.

A destacar también la diferencia existente entre las medidas en la pantalla S45 y S46. Ésta última presenta valores negativos de medición lo que es debido a la imperfección de la auscultación o bien al desarrollo de la propia obra. En todo caso, los resultados numéricos obedecen a la tendencia esperable en el movimiento de dichas pantallas.

La simulación en la sección S5 presenta un mayor grado de incertidumbre tanto por su ubicación dentro de la obra, como por los resultados experimentales obtenidos. La simulación numérica presenta resultados aceptables salvando los matices ya comentados.

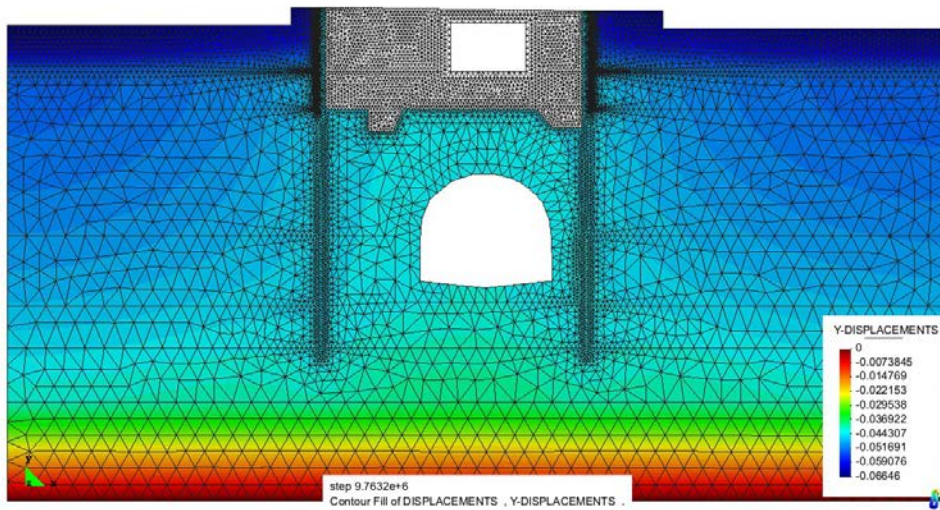


Figura 5.46.- Distribución de desplazamientos verticales

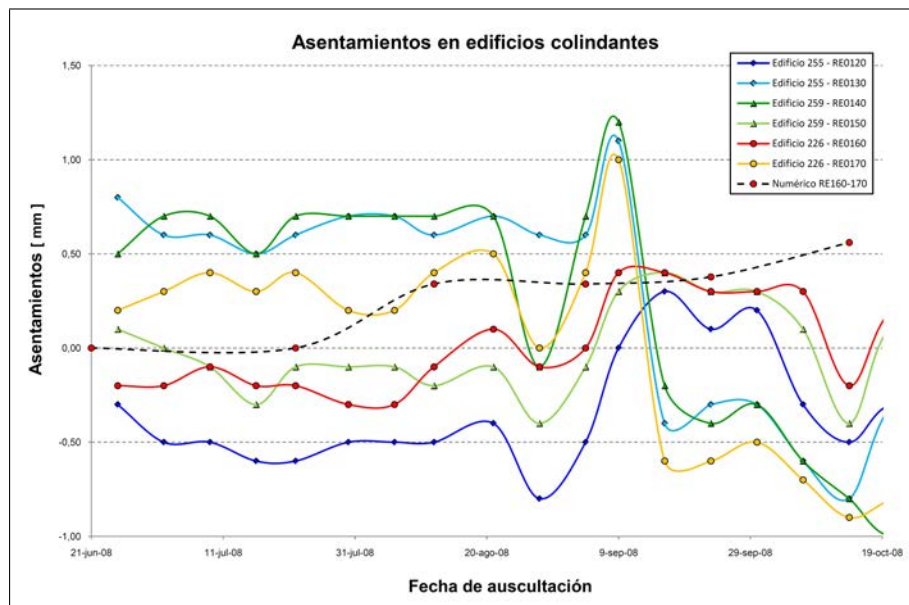


Figura 5.47.- Asentamientos en edificios

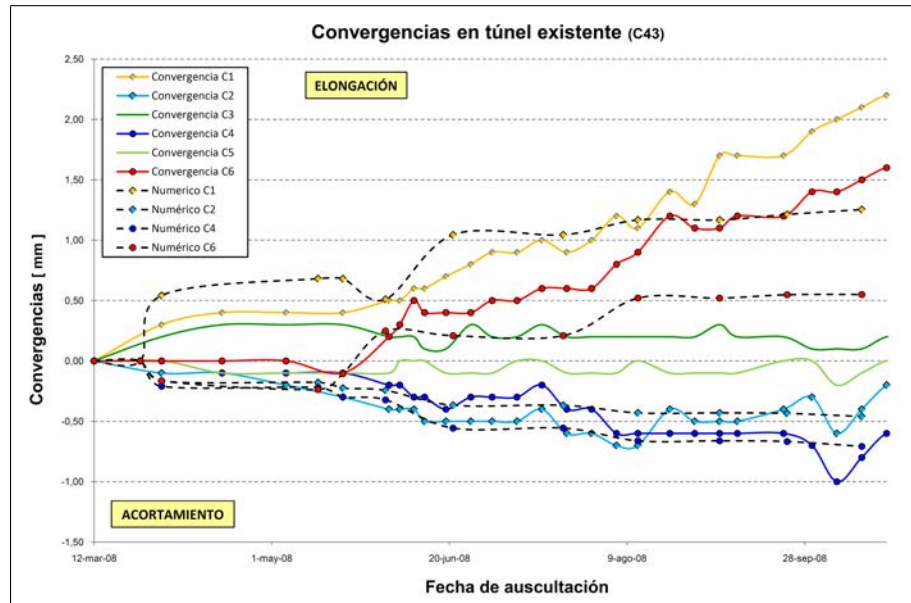


Figura 5.48.- Convergencias en túnel. Sección C43

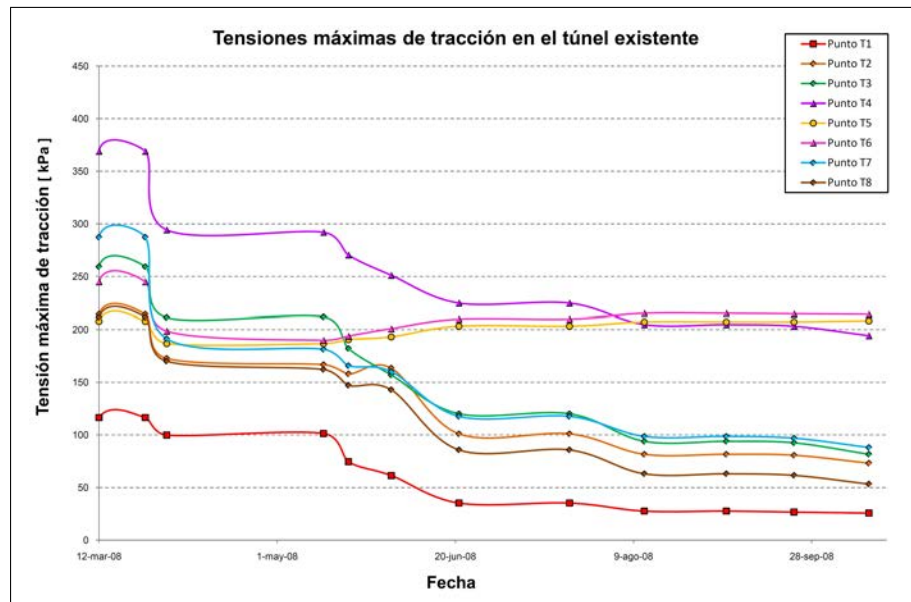


Figura 5.49.- Evolución tracciones en el túnel existente. Sección S4

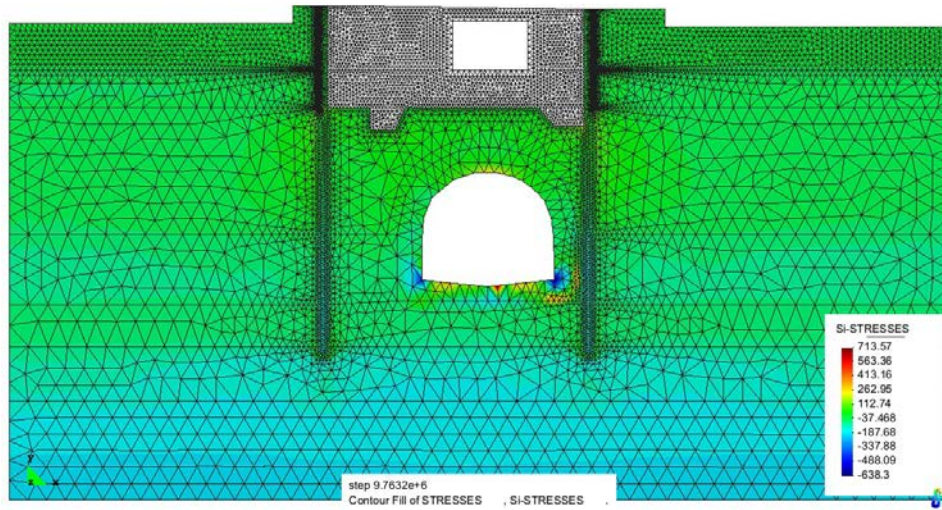


Figura 5.50.- Máximas tracciones en el túnel existente. Sección S4

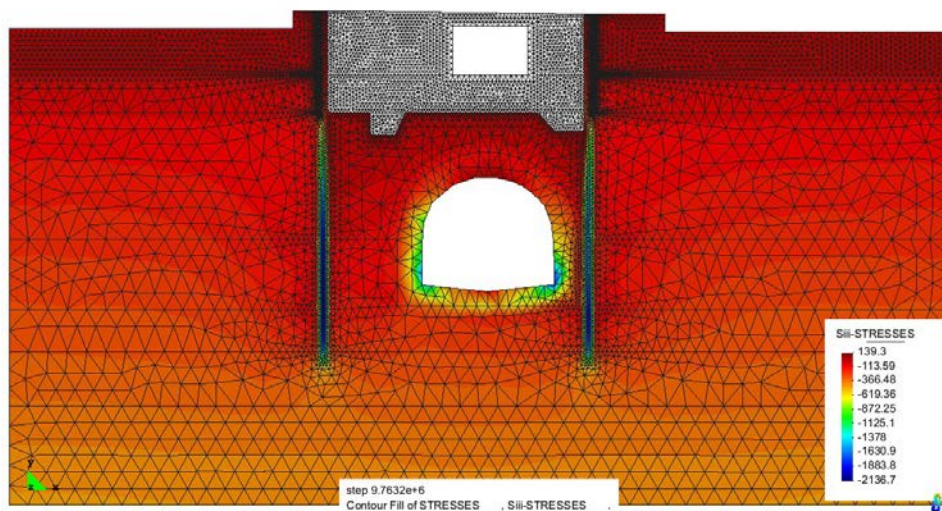


Figura 5.51.- Máximas compresiones en el túnel existente. Sección S4

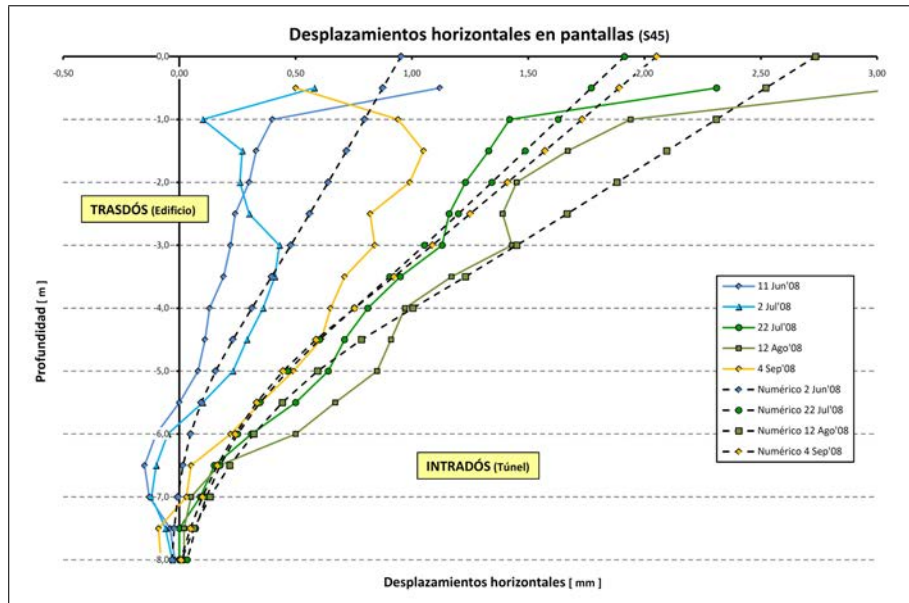


Figura 5.52.- Desplazamientos horizontales. Inclinómetro S43

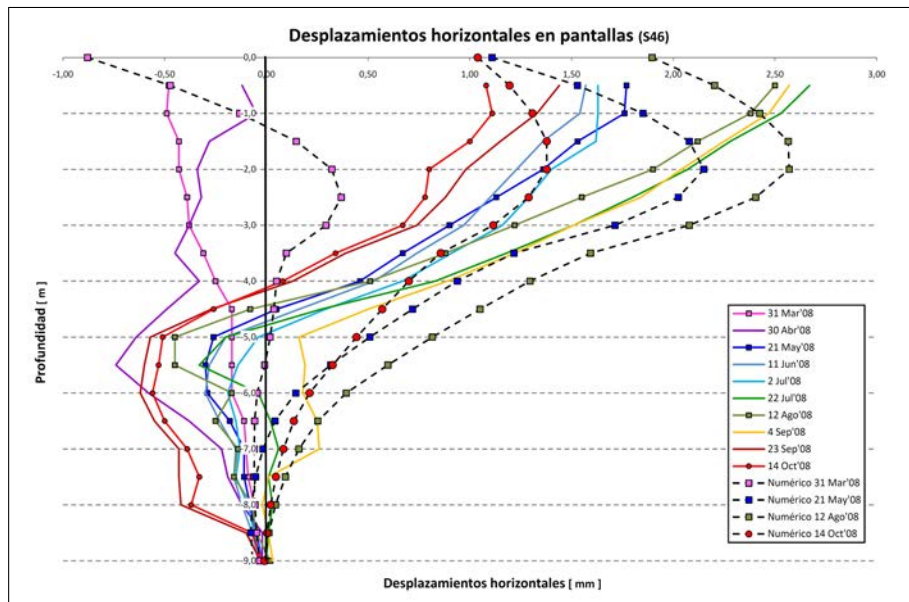


Figura 5.53.- Desplazamientos horizontales. Inclinómetro S46

Capítulo 6

Conclusiones y futuras líneas de investigación

6.1. Conclusiones

A la luz de lo expuesto, y en el marco de los objetivos propuestos al principio de este trabajo, pueden extraerse algunas conclusiones, que constituyen la aportación científica de esta tesis, y que se resumen brevemente a continuación:

- **Análisis experimental de las mezclas asfálticas recicladas.** El estudio de las técnicas experimentales empleadas en el diseño y caracterización de mezclas asfálticas ha permitido extraer conclusiones en cuanto a los ensayos empleados y a las variables relevantes en su respuesta.

La presencia de material reciclado en las mezclas bituminosas varía el comportamiento del material dotándolo de una mayor rigidez, por lo que la ductilidad o la resistencia a la fisuración se revelan como propiedades relevantes en el tratamiento de las mismas. El ensayo de tracción directa proporciona una información muy útil en cuanto a la caracterización del material, con respecto a otros ensayos propios del diseño de mezclas convencionales. Se trata además de un ensayo sencillo, rápido y versátil, fácilmente ejecutable en laboratorio.

A través del ensayo de tracción directa se constata que la respuesta del material es muy dependiente de la velocidad de aplicación de carga, o equivalentemente de la velocidad de deformación. La identificación de esta variable como determinante, permite desarrollar una formulación específica para la caracterización del material.

- **Formulación del modelo constitutivo.** Se ha formulado un modelo constitutivo basado en la teoría de la viscoplasticidad de Perzyna, que incorpora explícitamente la dependencia de la respuesta con la velocidad de deformación del material. Esta dependencia afecta principalmente al módulo de elasticidad y a la viscosidad, parámetros del modelo viscoplástico, por lo que se han propuesto expresiones matemáticas para ambos parámetros. La determinación de dichos parámetros requieren de un proceso de calibración experimental. El modelo formulado ha sido implementado en un código computacional basado en el método de los elementos finitos (FEM), que permite su aplicación a problemas complejos.
- **Metodología de calibración.** La calibración del modelo se lleva a cabo mediante ensayos de tracción directa para distintas velocidades de deformación, lo que permite extraer los

parámetros del modelo, así como calibrar las expresiones para la rigidez y la viscosidad antes mencionadas, para una muestra de unas características dadas. Se trata de un método de calibración sencillo y rápido que requiere un mínimo de tres ensayos, pero que permite evaluar la resistencia máxima de la muestra o bien la capacidad del material para deformarse sin fracturarse, características muy relevantes en la funcionalidad y la durabilidad de la mezcla asfáltica reciclada.

- **Aplicación del modelo a la simulación de un firme real.** Una vez caracterizado el material y sus propiedades a través de los parámetros constitutivos del modelo, se ha aplicado la formulación propuesta a la simulación del comportamiento de una mezcla reciclada en un firme real, a diferentes temperaturas y para diferentes velocidades de carga. Los resultados obtenidos se han contrastado con medidas experimentales obtenidas en campo, a modo de validación. La simulación numérica muestra una buena aproximación a los resultados experimentales en los casos estudiados.
- **Aplicación a la simulación del procedimiento constructivo de una obra subterránea.** Se ha extendido la aplicación del modelo a la simulación del comportamiento de un entorno subterráneo, en el que intervienen materiales de distinta naturaleza. Desde un punto de vista fenomenológico la respuesta del medio puede considerarse asimilable a un material granular con deformaciones irreversibles y dependientes del tiempo, fruto de la dinámica del suelo parcialmente saturado.

Se ha desarrollado un proceso de caracterización de los materiales intervinientes para la simulación de las fases constructivas. Los resultados obtenidos se han comparado con las auscultaciones realizadas en la propia obra, mostrando una aproximación razonable en cuanto al movimiento de las pantallas, y movimientos en estructuras existentes.

6.2. Futuras líneas de investigación

La realización de este trabajo ha supuesto la aparición de no pocos interrogantes, tantos o más que certezas, a medida que la investigación iba adquiriendo profundidad. La complejidad de la simulación de un material heterogéneo como el tratado, hace que tras el desarrollo presentado se abran numerosos campos de investigación futura que para su descripción, podemos clasificar en dos grupos, considerando el desarrollo del modelo estrictamente mecánico presentado o su extensión a fenómenos de distinta naturaleza:

En el desarrollo del modelo mecánico expuesto en esta tesis, podrían sugerirse las siguientes líneas de investigación futura:

- **Fatiga del material:** Uno de los aspectos relevantes de la respuesta de la mezcla bituminosa es su comportamiento a fatiga, es decir, la pérdida de resistencia frente a cargas cíclicas como las que se dan en el caso del tráfico. Un desarrollo natural del modelo es la determinación de curvas de fatiga que permitan determinar la variación del umbral de resistencia tanto a tracción como a compresión [49],[57] en función del número de ciclos de carga, a imagen de las curvas de Wohler empleadas en los metales [56].
- **Fenómenos de envejecimiento:** Con el paso del tiempo, el material asfáltico va perdiendo las propiedades iniciales consideradas en el proyecto de la mezcla. Esto sucede debido a la acción del tráfico, y a factores como los ciclos de variación de temperatura, diarios o estacionales, a la acción de la humedad, de la radiación solar, etc, que derivan en una pérdida

de ductilidad y resistencia a la fisuración, factores que caracterizan el envejecimiento del asfalto. Este es un fenómeno a considerar a nivel mecánico, mediante la degradación de las propiedades resistentes análogamente al caso de la fatiga del material.

- **Diferenciación mezclas recicladas en frío y en caliente:** Dentro de las mezclas asfálticas se distingue entre mezclas en caliente y mezclas en frío, en función del proceso de fabricación. Podrían estudiarse variaciones específicas del modelo para cada tipo de mezcla, estudiando la influencia de dicho proceso en sus propiedades.
- **Mezclas asfálticas con adiciones:** En los últimos años se han desarrollado mezclas asfálticas con adición de elementos resistentes como las fibras. Podría plantearse la extensión del modelo al tratamiento de dichas mezclas. Esto requeriría un nuevo análisis experimental de las propiedades del material. El efecto de las adiciones a nivel microscópico podría evaluarse a través de los parámetros constitutivos presentados, o bien a través de nuevas variables de estado.
- **Extensión a otros materiales:** En línea con el apartado anterior, podría estudiarse la extensión del modelo a materiales friccionales con características similares a los considerados en esta tesis, como es el caso de los alquitranes, el estudio de la influencia de los betunes modificados, o bien materiales elastoméricos, empleados en la construcción.

Por otra parte, la formulación presentada es susceptible de ampliarse para abarcar la simulación numérica de fenómenos más complejos, con el objeto de optimizar la simulación de la respuesta de las mezclas asfálticas, o de materiales de características similares. Partiendo de lo expuesto, el modelo podría completarse con los siguientes supuestos:

- **Acoplamiento termo-mecánico:** La respuesta del material asfáltico es claramente dependiente de la temperatura, por lo que sería conveniente contemplar la formulación del modelo acoplado con las ecuaciones de transmisión de calor en régimen permanente, para el estudio del efecto de la temperatura en el comportamiento del material.

Salvando el problema de implementar las ecuaciones del problema térmico, ya existentes en muchos códigos de elementos finitos como los empleados en esta tesis, para llevar a cabo esta tarea sería necesario establecer las variables del modelo sobre las que influye la temperatura y definir las relaciones matemáticas a implementar en el modelo. Esta formulación se complementaría con el principio de superposición, cuya inclusión requeriría en todo caso, un estudio pormenorizado que constituye en sí misma una línea de trabajo.

- **Acoplamiento problema higrométrico:** Uno de los elementos significativos en el comportamiento del firme es la presencia de agua, tanto en lo que se refiere a la interacción con el ligante y/o el árido, como por su conversión en hielo con la consiguiente afectación sobre el pavimento. Este es un tema en desarrollo en estos momentos según Masad et al. [47].

El acoplamiento del problema higrométrico permitiría considerar estos fenómenos, además de la afectación sobre el material de la presión de agua, e incluso si se tiene en cuenta la componente térmica, el cambio de fase del agua. En este caso se requeriría un conocimiento exhaustivo de la porosidad de la mezcla. Sería necesario definir expresiones para los parámetros constitutivos que tengan en cuenta la afectación mecánica del agua derivada de la interacción química con los componentes del asfalto. En un estadio más avanzado podría considerarse la pérdida de adherencia ligante-árido debido a la acción del agua, para lo cual sería necesario tratar el material a partir de sus componentes, definiendo un parámetro de fricción entre ambas.

- **Extensión a problemas de grandes deformaciones:** La formulación presentada es deudora de la teoría de de la viscoplasticidad entendida como la regularización de la plasticidad [78],[68]. Por ello podría plantearse su extensión al campo de las grandes deformaciones, para la simulación de la respuesta de materiales que sufren deformaciones más allá del límite de las "pequeñas deformaciones". No es ésta la situación habitual de las mezclas asfálticas salvando el caso de que se produzcan grandes deflexiones, pero sí de otros materiales como los elastómeros, o suelos muy plásticos.

Apéndice A

Ensayos experimentales sobre mezclas asfálticas

A.1. Introducción

En el apéndice A se muestran los datos experimentales empleados en el capítulo 4, para la validación y calibración del modelo propuesto, y la simulación del comportamiento de las mezclas asfálticas recicladas. En él se incluyen las gráficas experimentales obtenidas en el laboratorio y en el tramo de experimental de referencia ejecutado con mezclas recicladas. A continuación se detallan las gráficas contenidas en este apéndice:

1. Ensayos experimentales para la calibración del modelo.
 - Curvas Fuerza - desplazamiento a 8,3°C. Ensayos a tres velocidades.
 - Curvas Fuerza - desplazamiento a 20°C. Ensayos a tres velocidades.
2. Ensayos experimentales en función del contenido de RAP.
 - Curvas Fuerza - desplazamiento a 5°C. Tres contenidos de RAP
 - Curvas Fuerza - desplazamiento a 20°C. Tres contenidos de RAP
 - Curvas Fuerza - desplazamiento a 35°C. Tres contenidos de RAP
3. Curvas de evolución de la deformación horizontal con el tiempo a diferentes temperaturas y velocidades de aplicación de la carga. Tramo de carretera experimental.
 - Curvas deformación - tiempo a 8,3°C. Baja velocidad de carga
 - Curvas deformación - tiempo a 8,3°C. Alta velocidad de carga
 - Curvas deformación - tiempo a 20°C. Baja velocidad de carga
 - Curvas deformación - tiempo a 20°C. Alta velocidad de carga

Los ensayos de laboratorio han sido proporcionados por el Departamento de Transporte y Territorio de la Universidad Politcnica de Catalunya (UPC).

Las curvas experimentales en el tramo experimental se han obtenido en el marco del proyecto PARAMIX [22], referido en esta tesis.

Ensayos experimentales

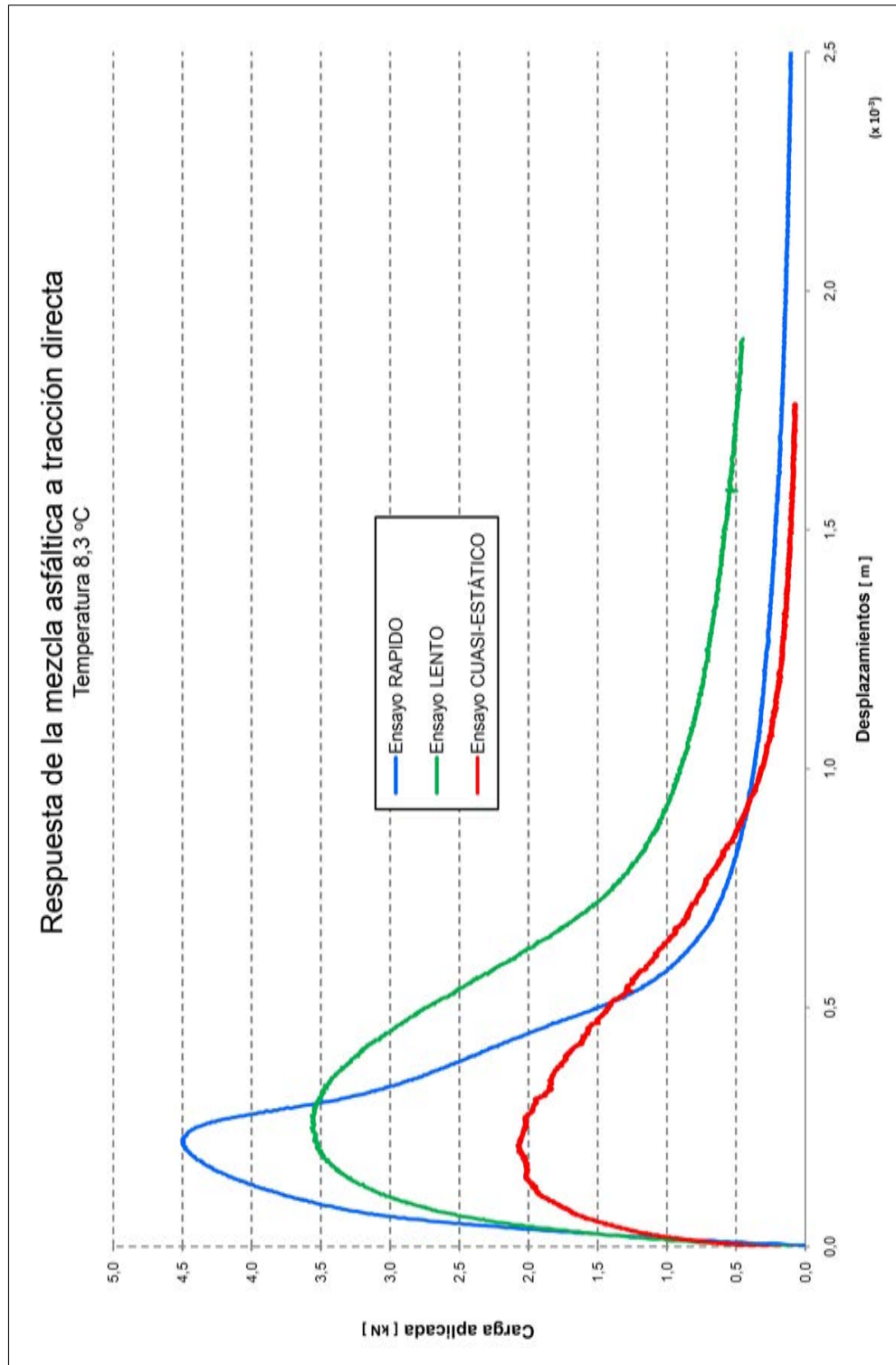


Figura A.1.- Curvas de respuesta a tracción directa. Temperatura 8,3°C

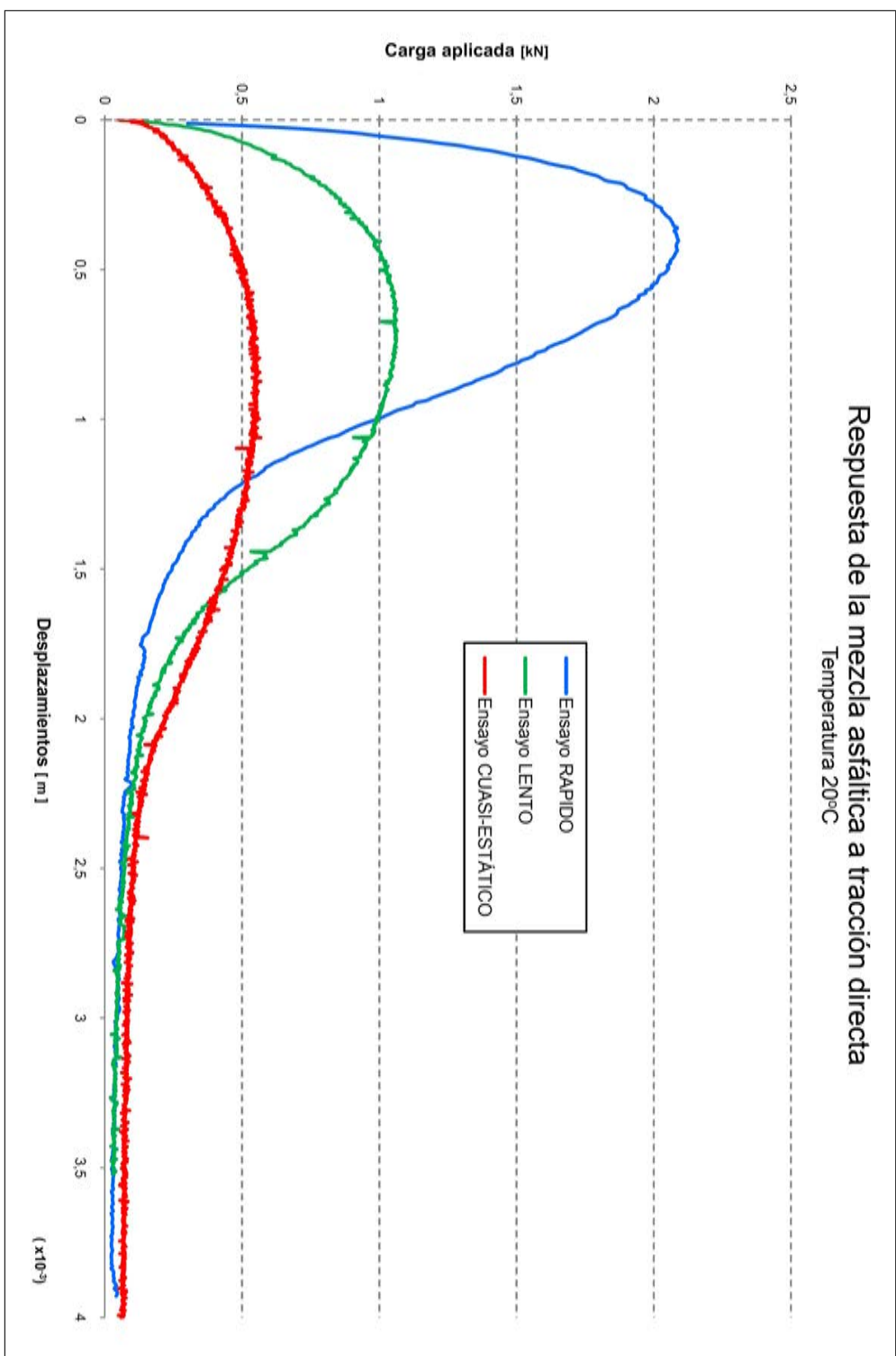


Figura A.2.- Curvas de respuesta a tracción directa. Temperatura 20°C

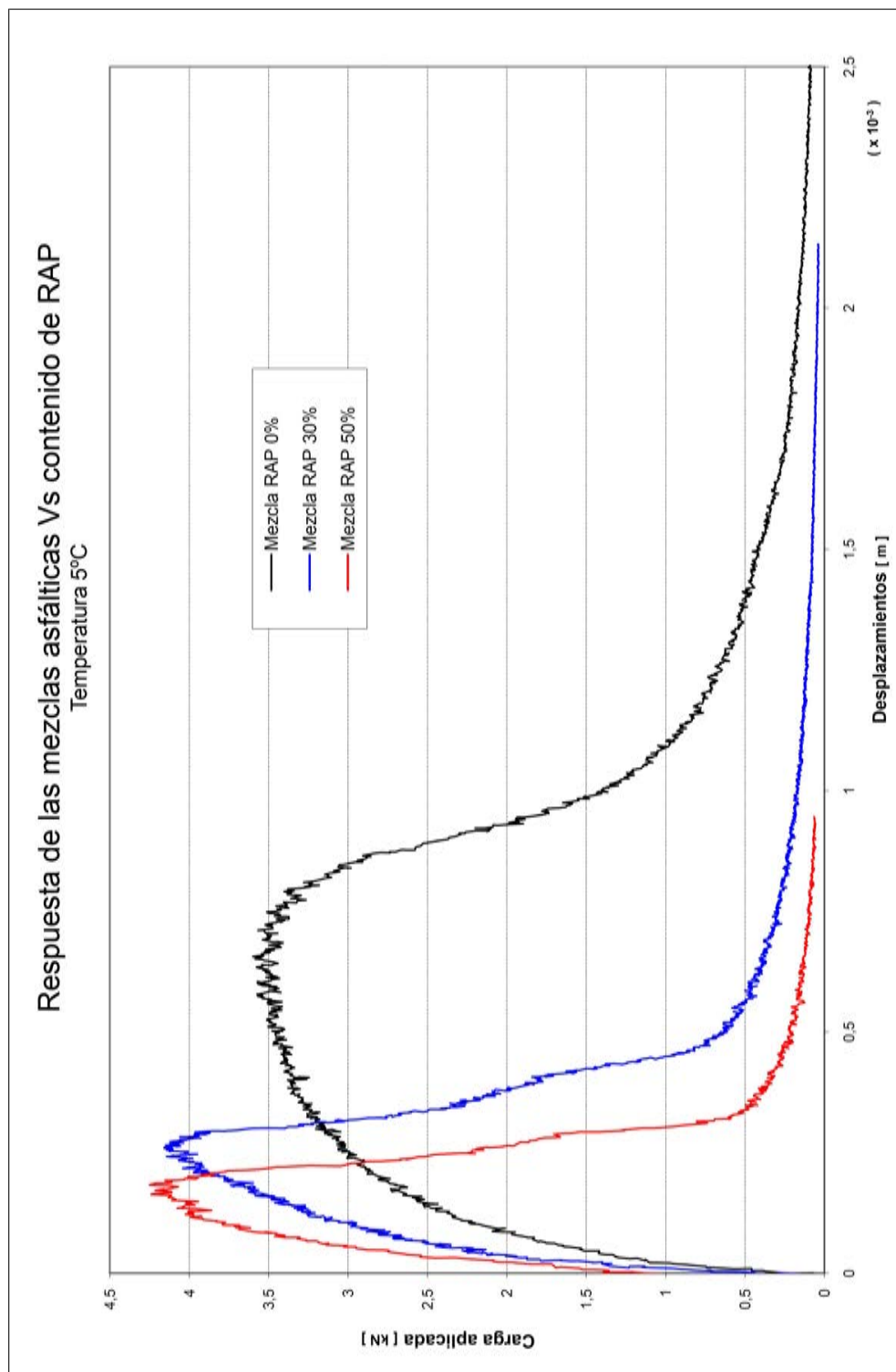


Figura A.3.- Curvas de respuesta a tracción directa. Vs contenido de RAP. Temperatura 5°C

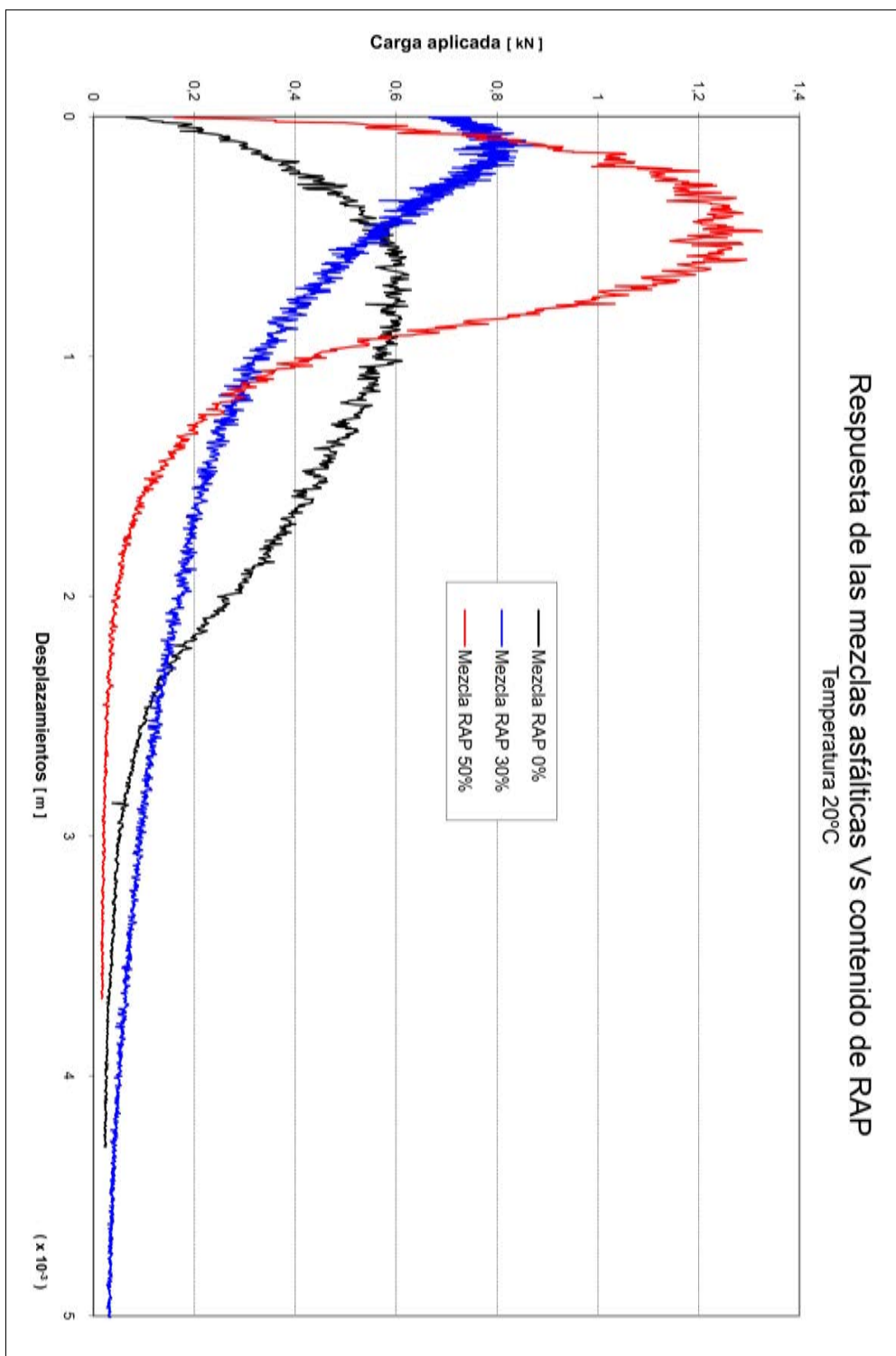


Figura A.4.- Curvas de respuesta a tracción directa. Vs contenido de RAP. Temperatura 20°C

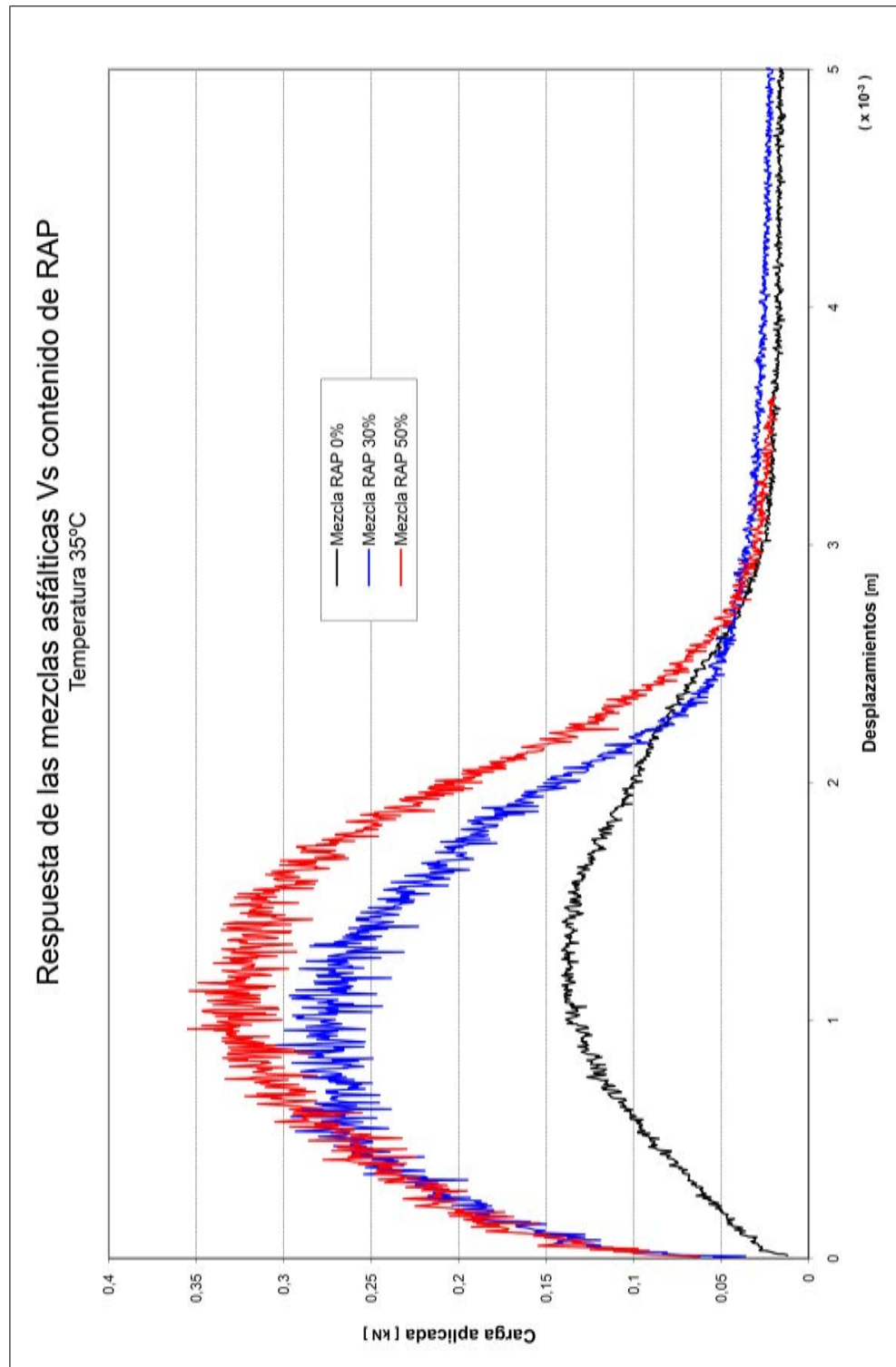


Figura A.5.- Curvas de respuesta a tracción directa. Vs contenido de RAP. Temperatura 35°C

Curvas deformación horizontal-tiempo
Tramo experimental

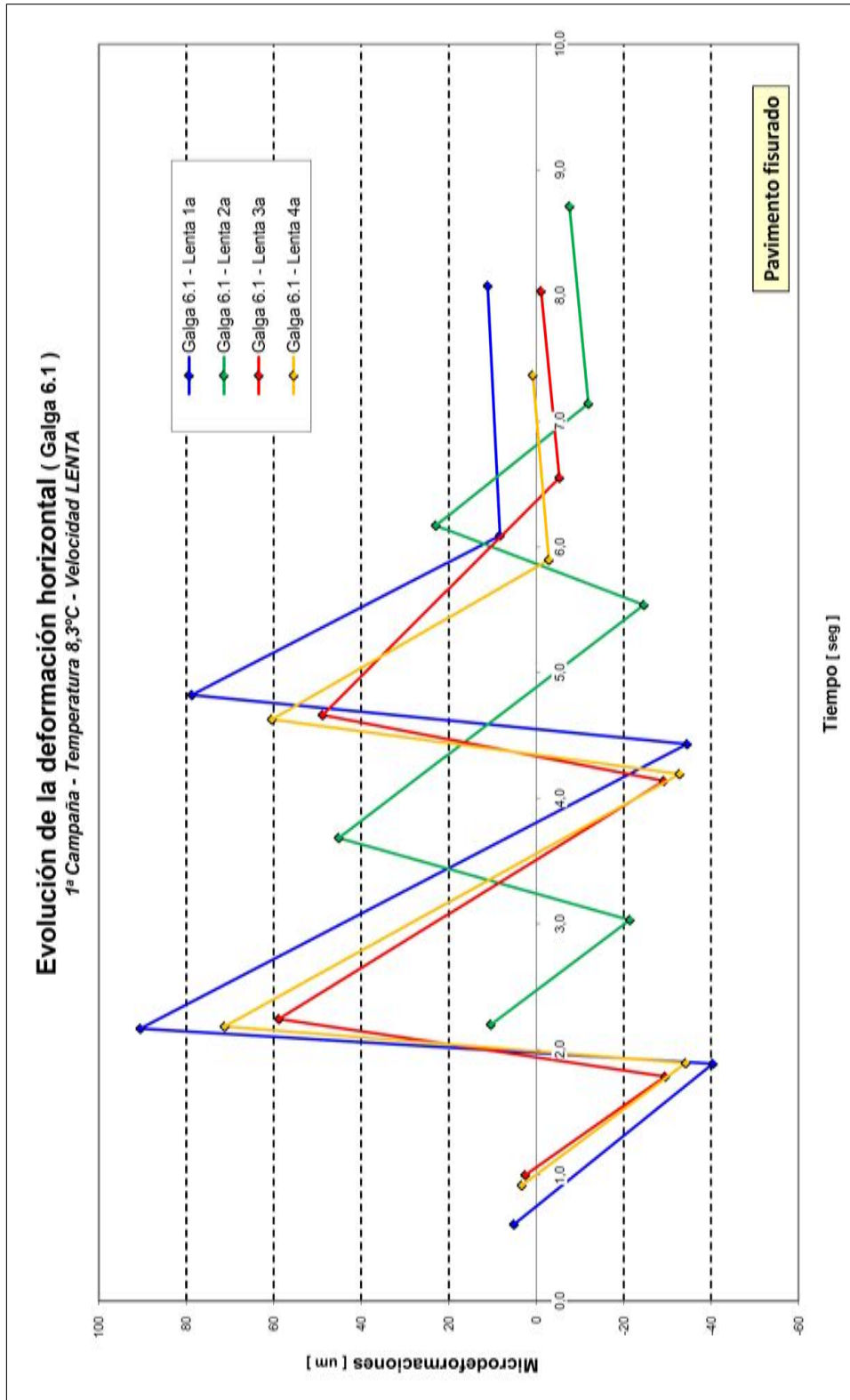


Figura A.6.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.1. Velocidad BAJA. Temperatura 8.3°C

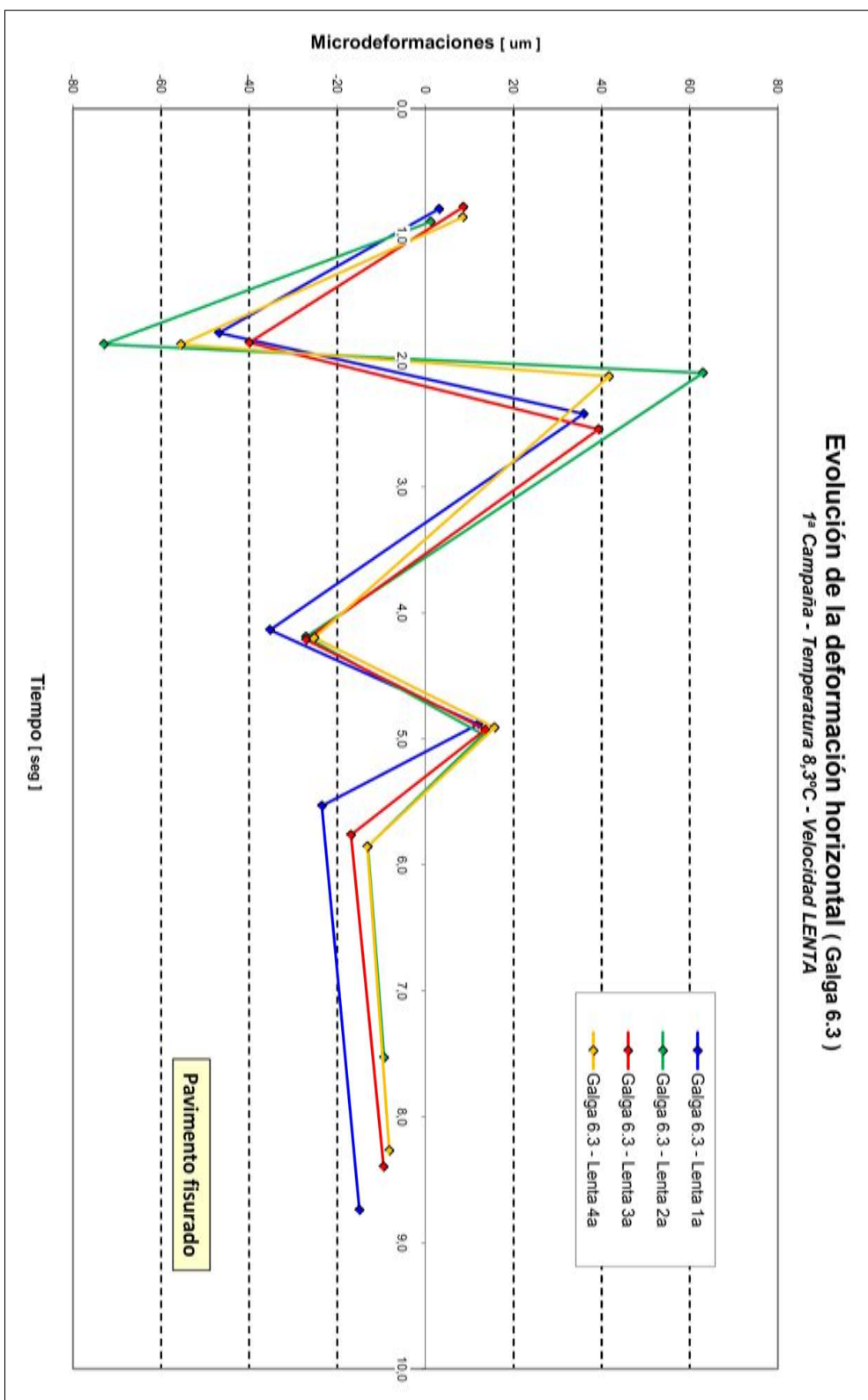


Figura A.7.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.3. Velocidad BAJA. Temperatura 8.3°C

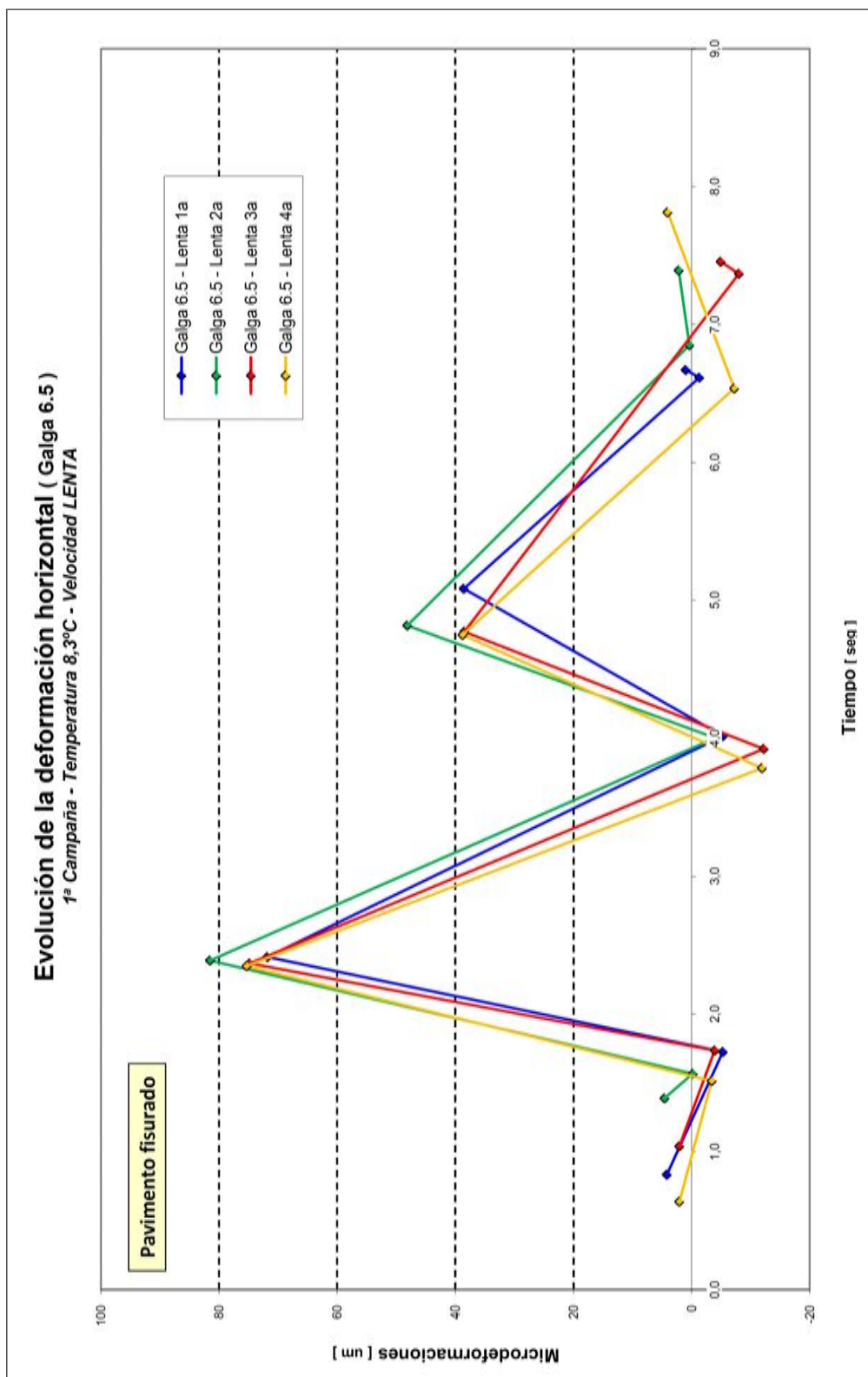


Figura A.8.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.5. Velocidad BAJA. Temperatura 8.3°C

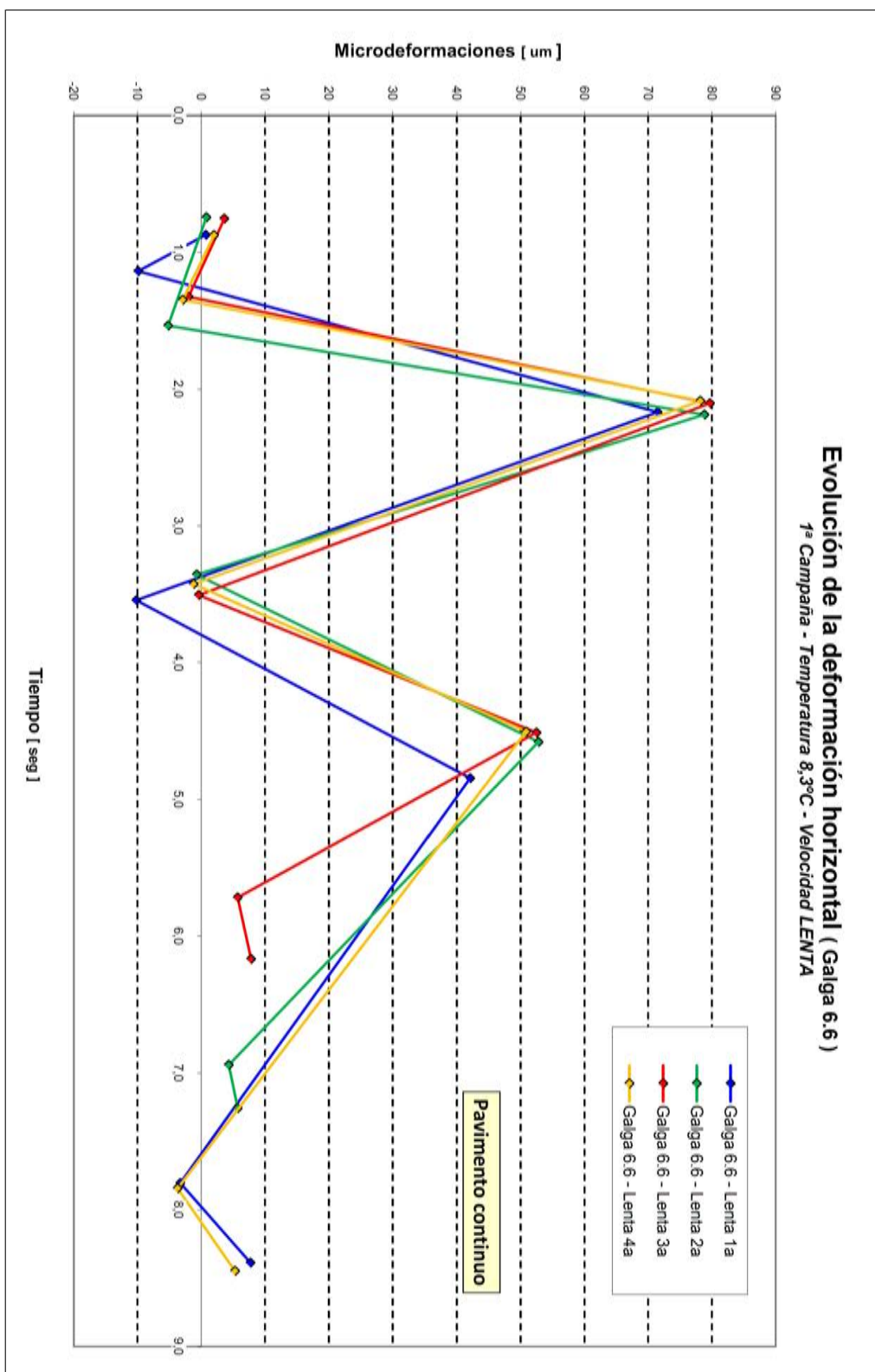


Figura A.9.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.6. Velocidad BAJA. Temperatura 8.3°C

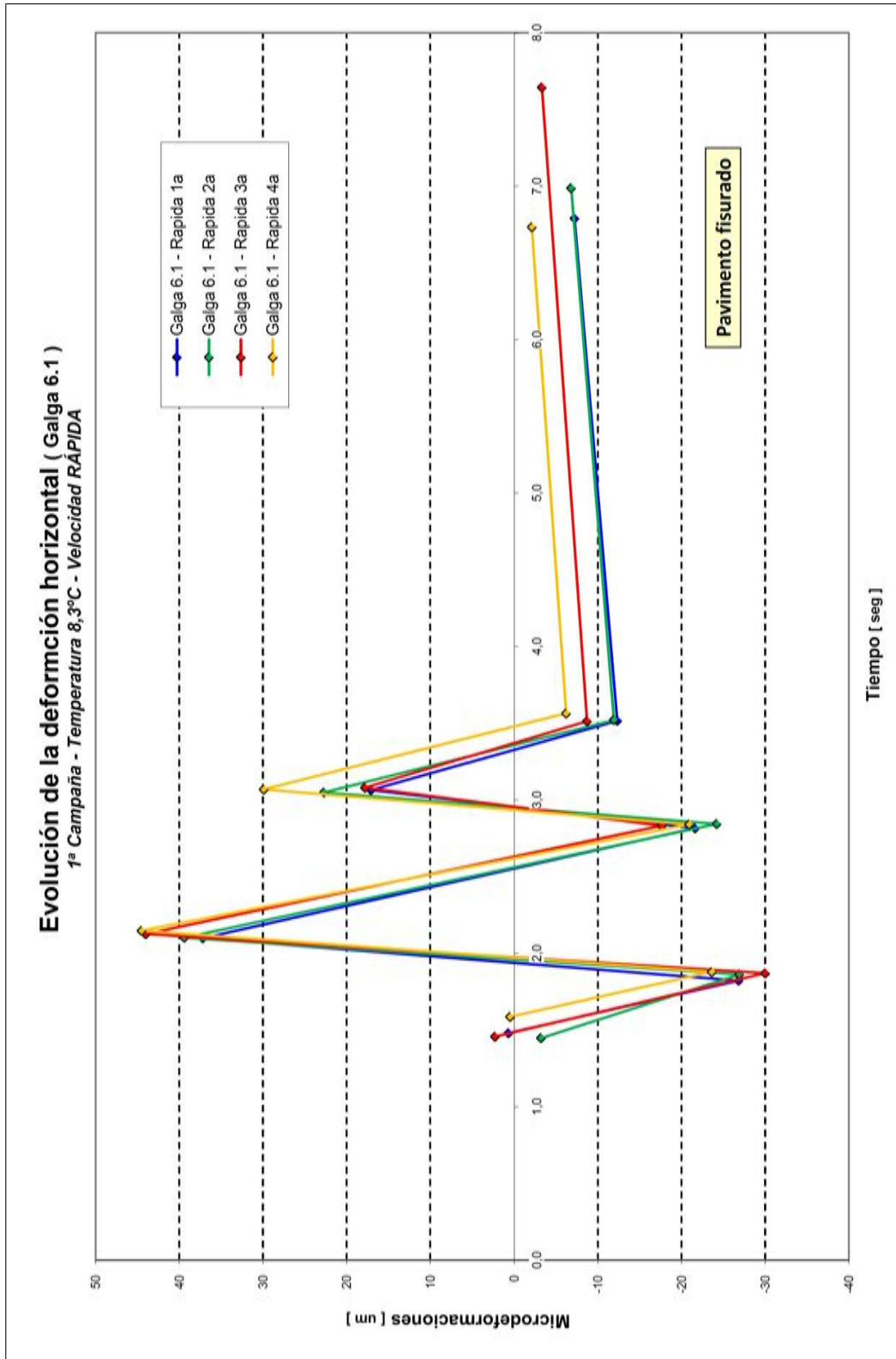


Figura A.10.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.1. Velocidad ALTA. Temperatura 8.3°C

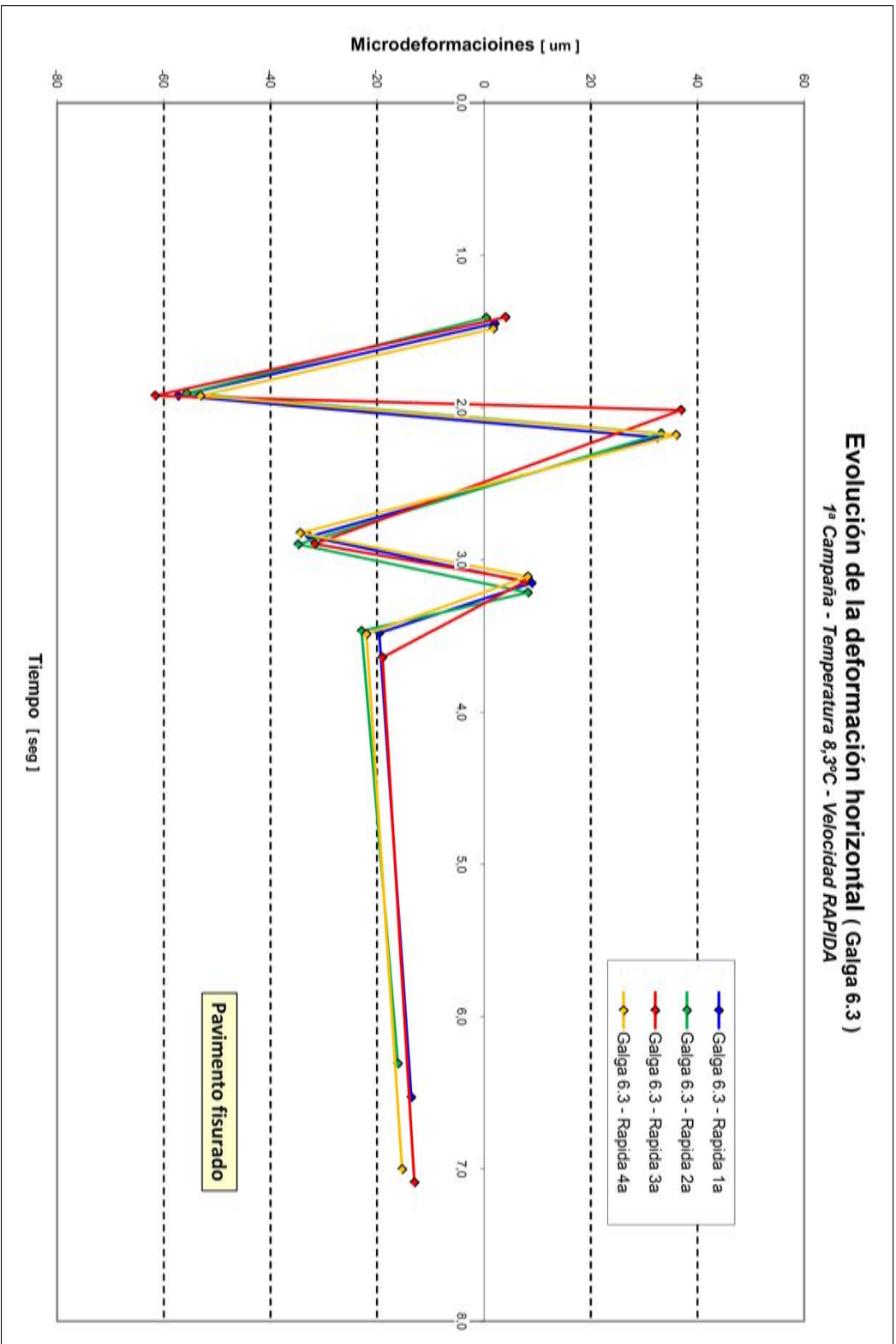


Figura A.11.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.3. Velocidad ALTA. Temperatura 8,3°C

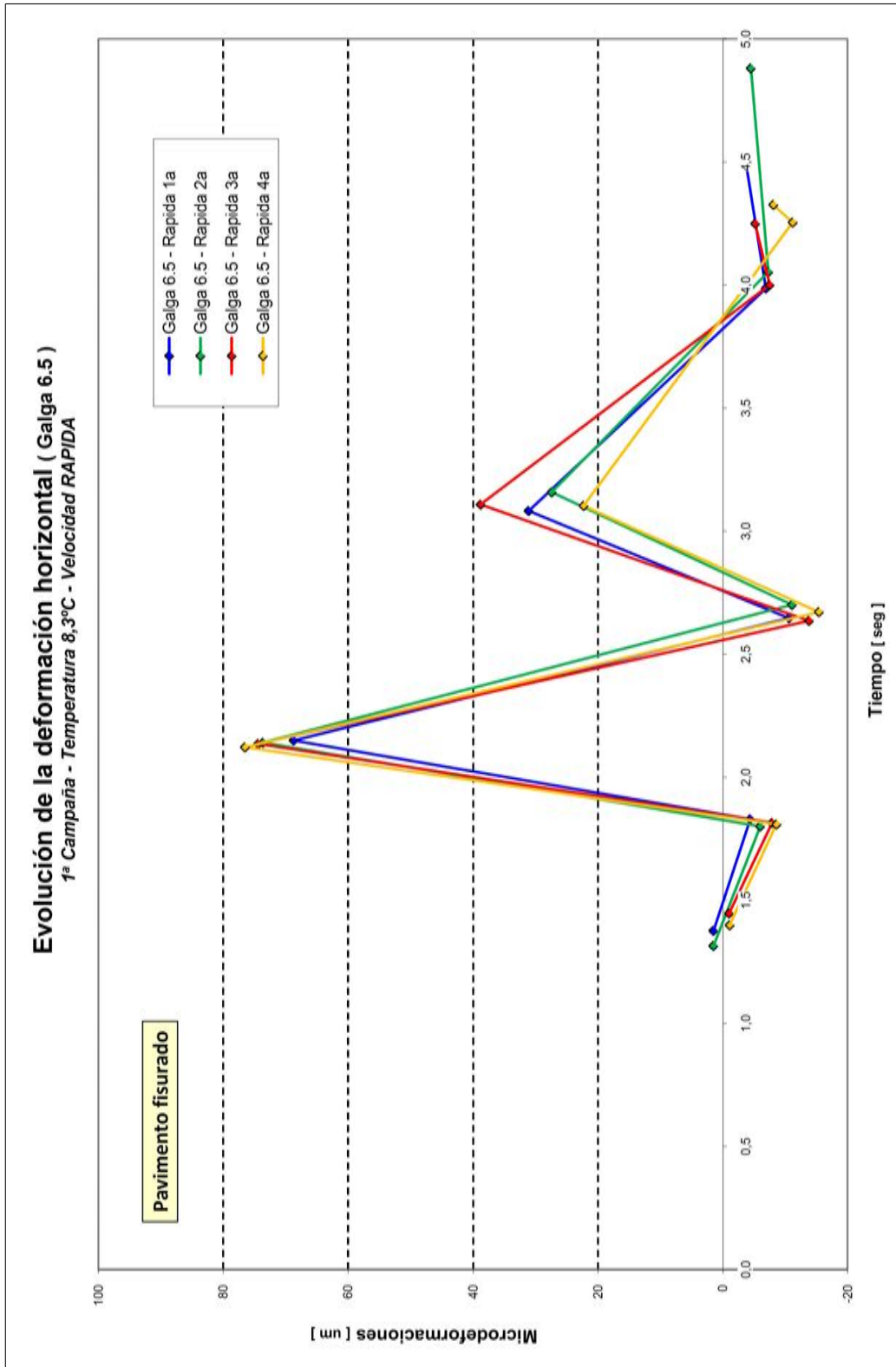


Figura A.1.2.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.5. Velocidad ALTA. Temperatura 8.3°C

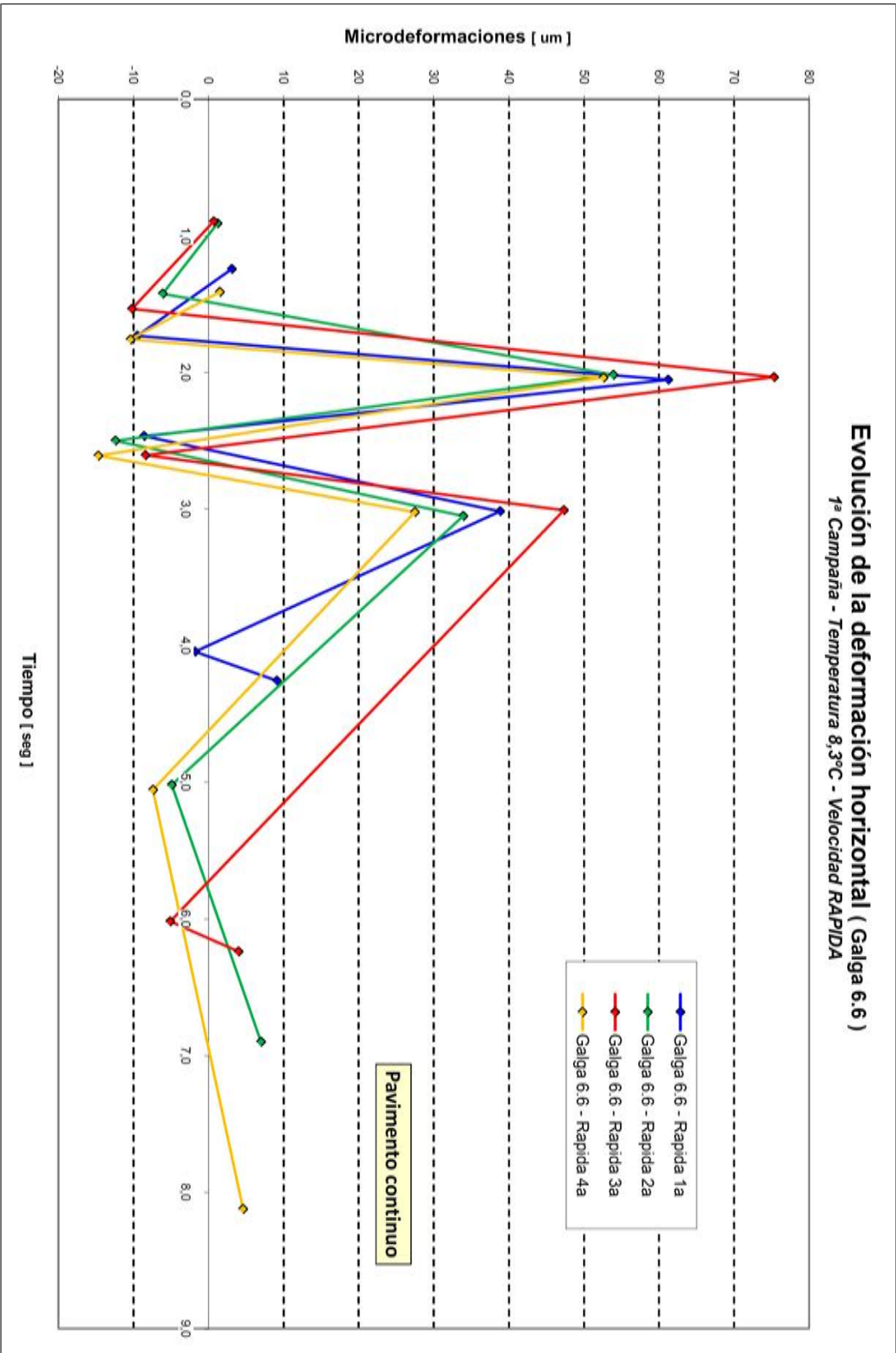


Figura A.13.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.6. Velocidad ALTA. Temperatura 8,3°C

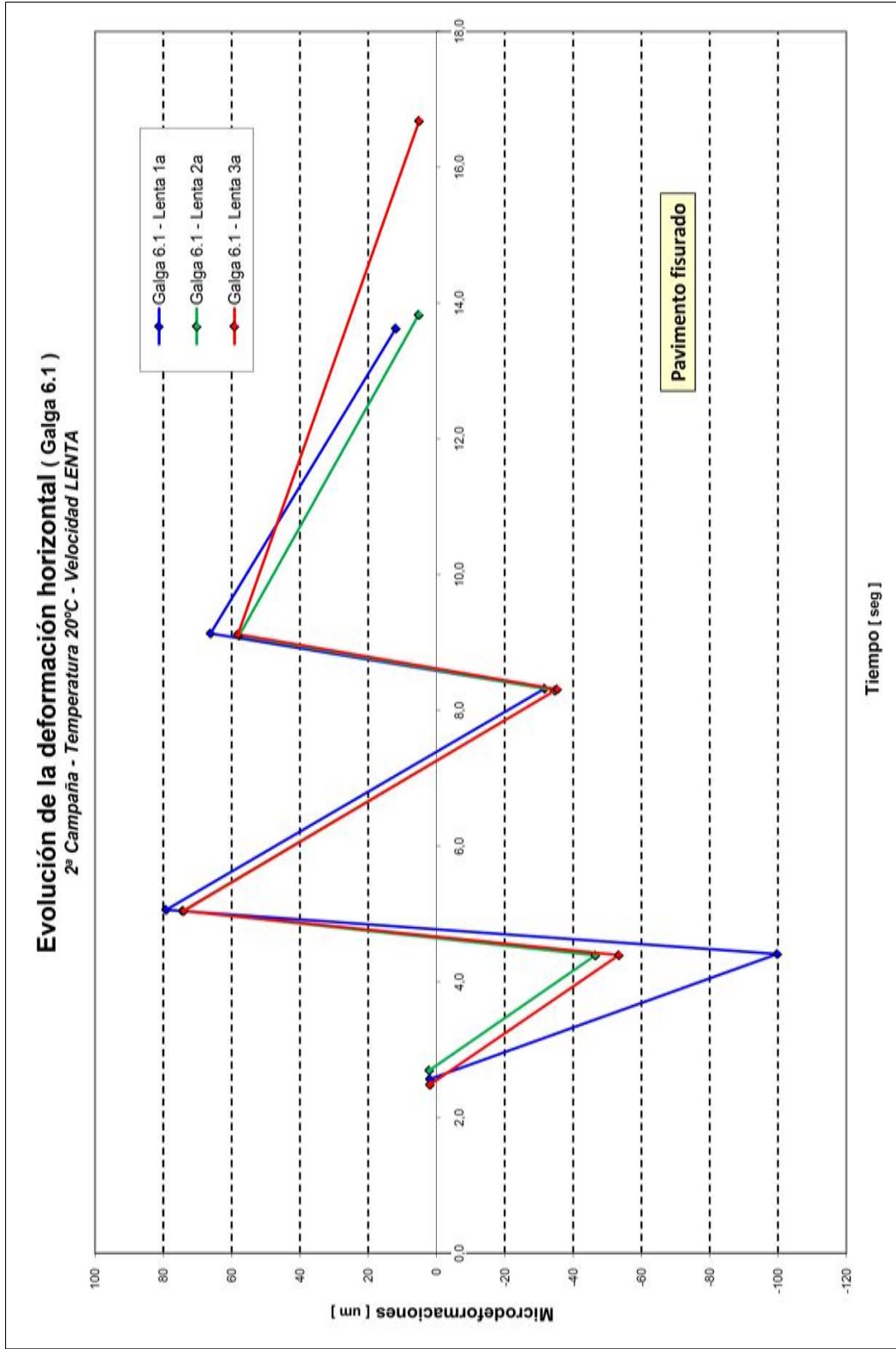


Figura A.14.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.1. Velocidad BAJA. Temperatura 20.0°C

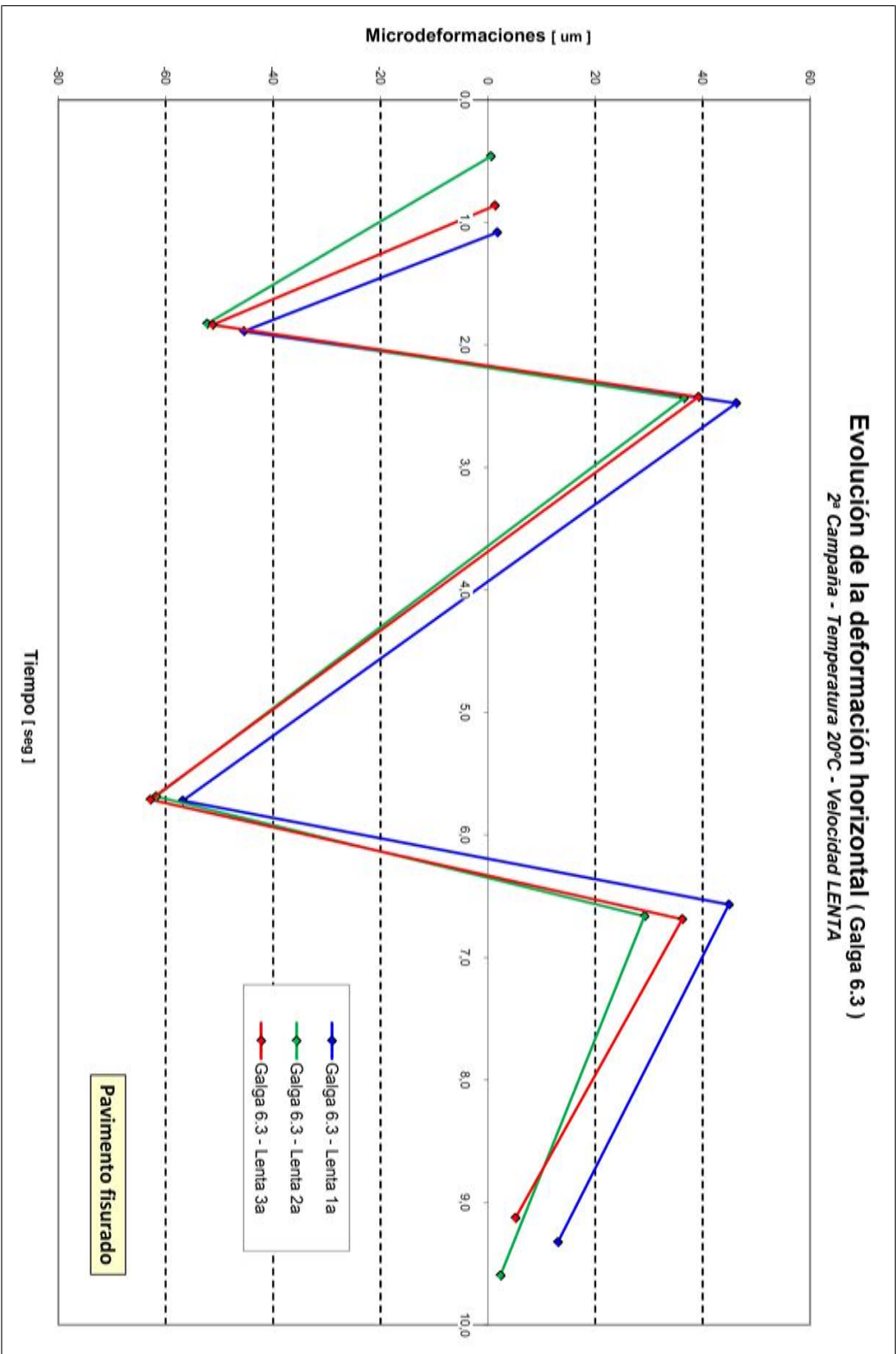


Figura A.15.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.3. Velocidad BAJA. Temperatura 20.0°C

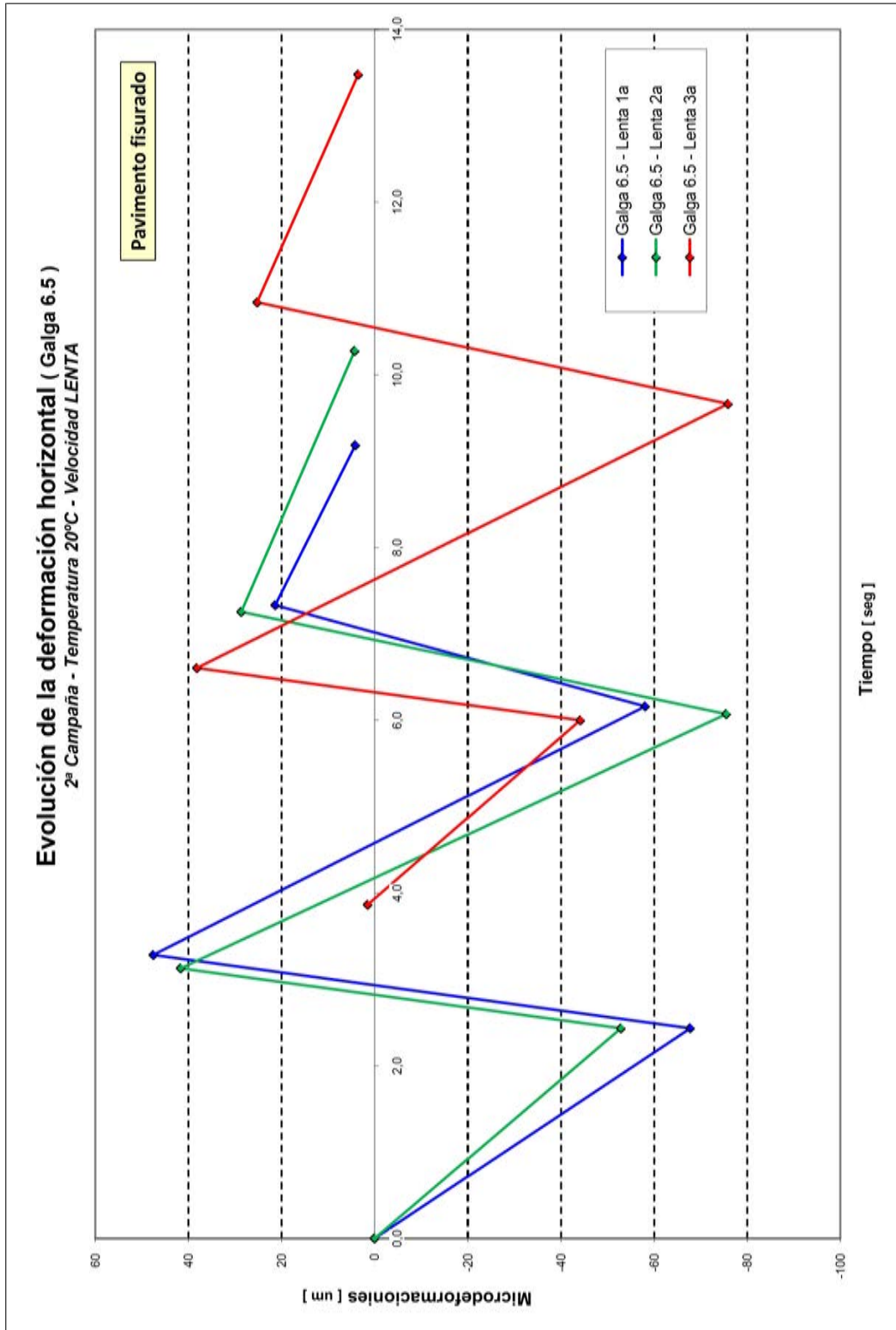


Figura A.16.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.5. Velocidad BAJA. Temperatura 20.0°C

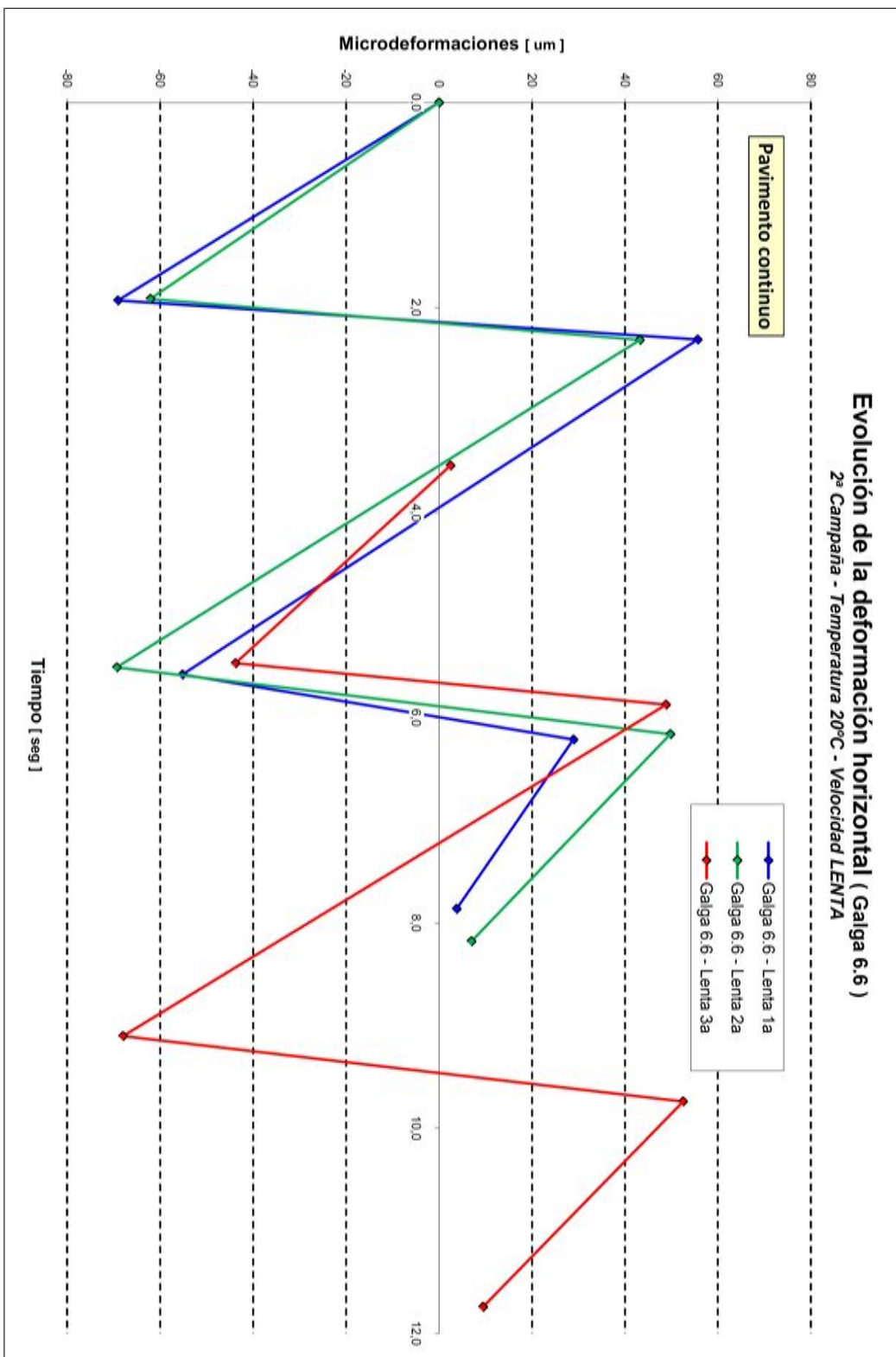


Figura A.17.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.6. Velocidad BAJA. Temperatura 20.0°C

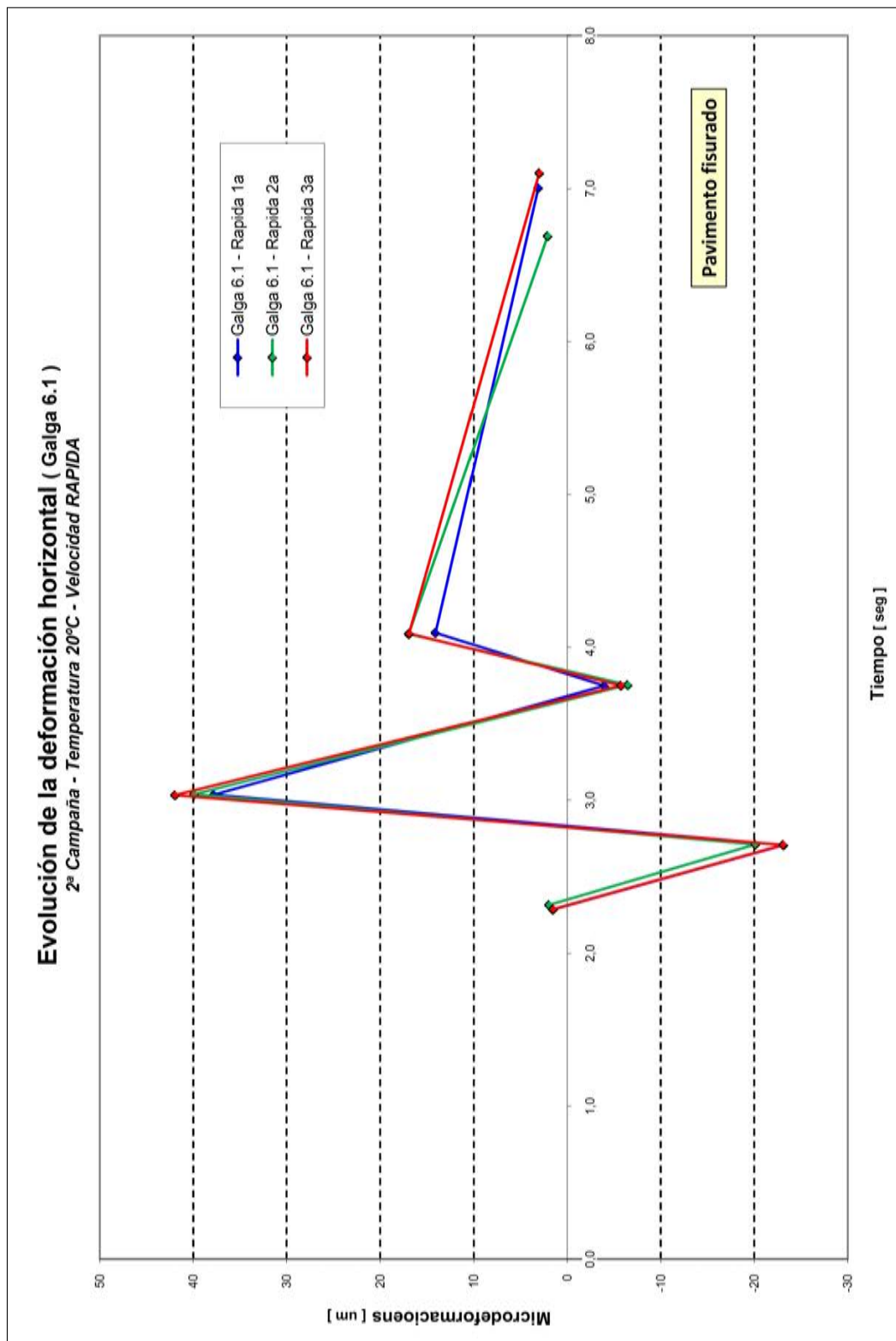


Figura A.18.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.1. Velocidad ALTA. Temperatura 20.0°C

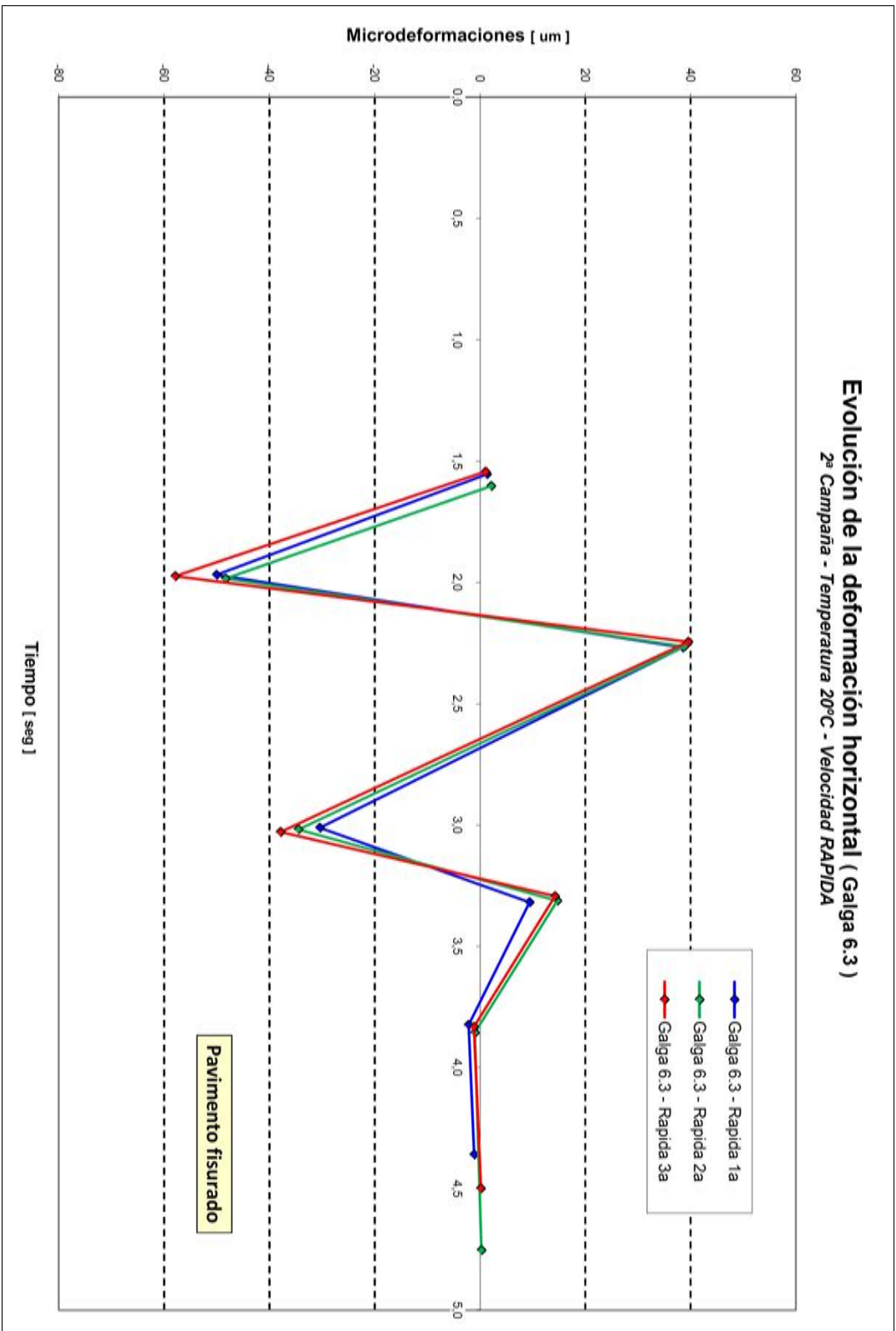


Figura A.19.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.3. Velocidad ALTA. Temperatura 20,0°C

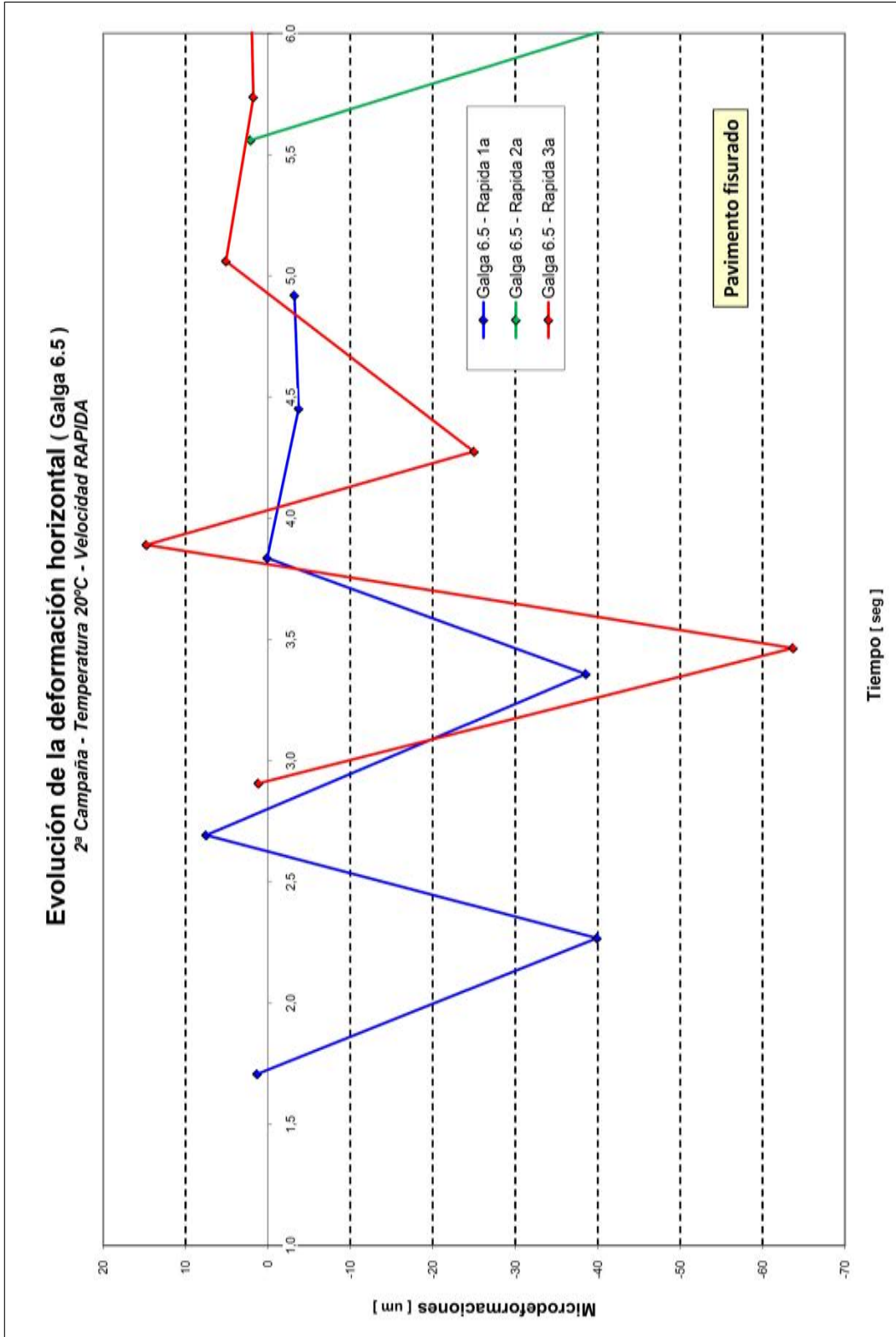


Figura A.20.- Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.5. Velocidad ALTA. Temperatura 20.0°C

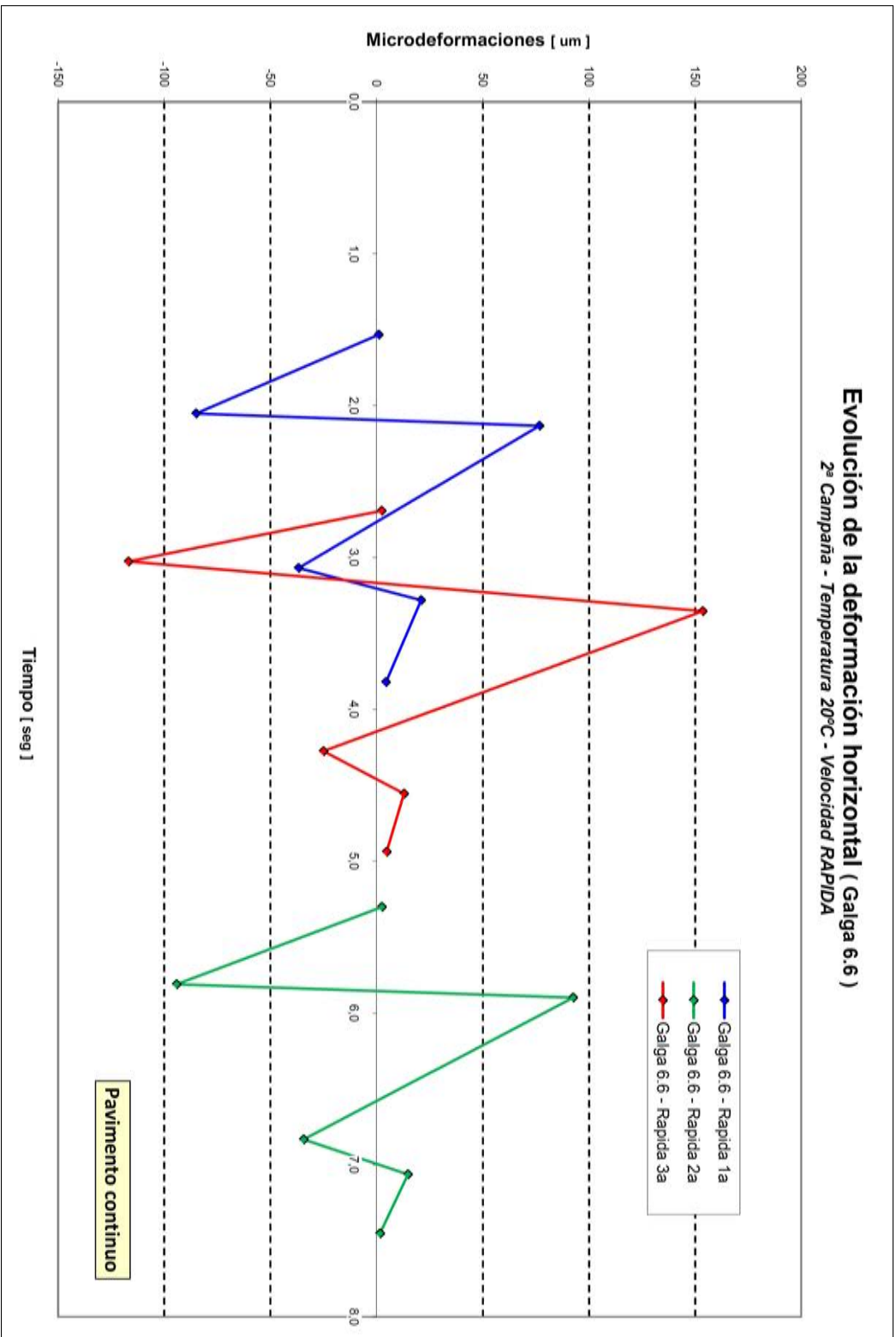


Figura A.21 - Deformación horizontal - tiempo. Galga 6.6. Velocidad ALTA. Temperatura 20,0°C

Apéndice B

Intercambiador de Diagonal

B.1. Introducción

En el apéndice B se expone la información empleada en el desarrollo del capítulo 5 de esta tesis, acerca de la simulación del proceso constructivo de una obra subterránea. En este apéndice se muestra por un lado la geometría del entorno así como las fases de actuación llevadas a cabo, y que han sido obtenidas del proyecto constructivo. Se muestran los elementos estructurales relevantes para la simulación, su ubicación y sus dimensiones.

Por otro lado, se adjuntan los resultados proporcionados por el plan de auscultación del proyecto, en cuanto asentamientos en edificios, movimientos en las estructuras existentes y desplazamientos en las pantallas.

Todo ello se ha empleado para la definición del modelo numérico y para la validación experimental de los resultados obtenidos. Los datos contenidos en este apéndice son los siguientes:

1. Descripción de la geometría del entorno subterráneo. Incluye la definición de las fases constructivas, los elementos intervinientes, sus dimensiones y los materiales empleados para la sección 4.
 - Fase 1: Estado inicial.
 - Fase 2: Ejecución de pantallas de micropilotes.
 - Fase 3: Vigas de atado y primera fase de ejecución.
 - Fase 4: Segunda fase de excavación y ejecución de colectores.
 - Fase 5: Demolición del cajón existente y excavación definitiva.
 - Fase 6: Ejecución del nuevo cajón, relleno y reurbanización de la zona.
2. Medidas experimentales obtenidas durante la ejecución de la obra, en el periodo Marzo - Noviembre 2008 El plan de auscultación considera distintos parámetros de medida, cuyos resultados se presentan aquí. El trabajo de auscultación ha sido realizado por la empresa IIC "Ingeniería de Instrumentación y Control S.A.".
 - Asentamientos en edificios adyacentes a la zona de actuación
 - Convergencias en el túnel existente. Sección C41
 - Convergencias en el túnel existente. Sección C42

- Convergencias en el túnel existente. Sección C43
- Convergencias en el túnel existente. Sección C44
- Movimientos horizontales en pantallas. Inclínómetro S41
- Movimientos horizontales en pantallas. Inclínómetro S43
- Movimientos horizontales en pantallas. Inclínómetro S44
- Movimientos horizontales en pantallas. Inclínómetro S45
- Movimientos horizontales en pantallas. Inclínómetro S46

La información aquí descrita ha sido facilitada por la empresa CTP S.L. cuya aportación el autor agradece encarecidamente.

Geometría y fases constructivas

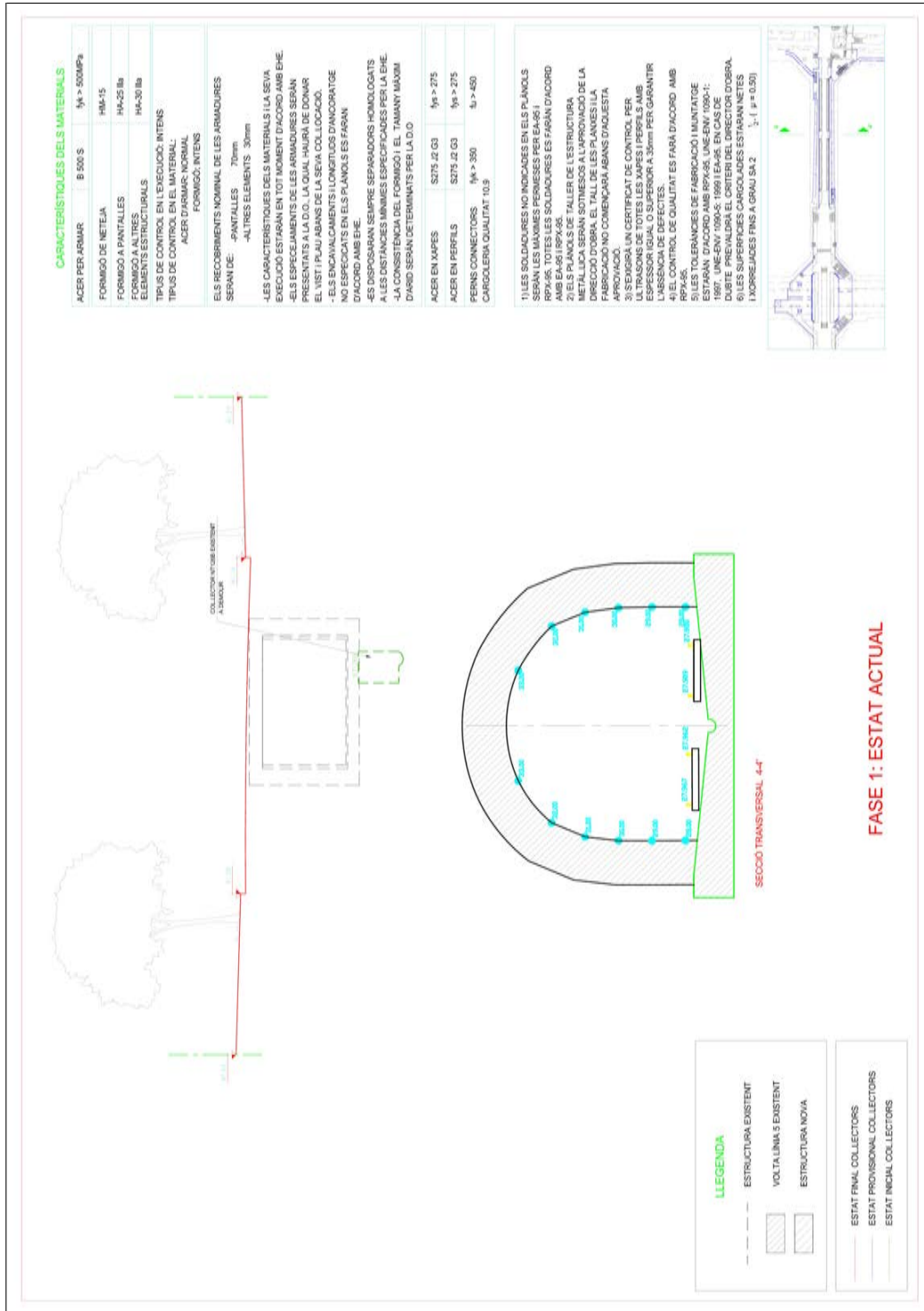


Figura B.1.- Proceso constructivo - Fase 1: Estado inicial

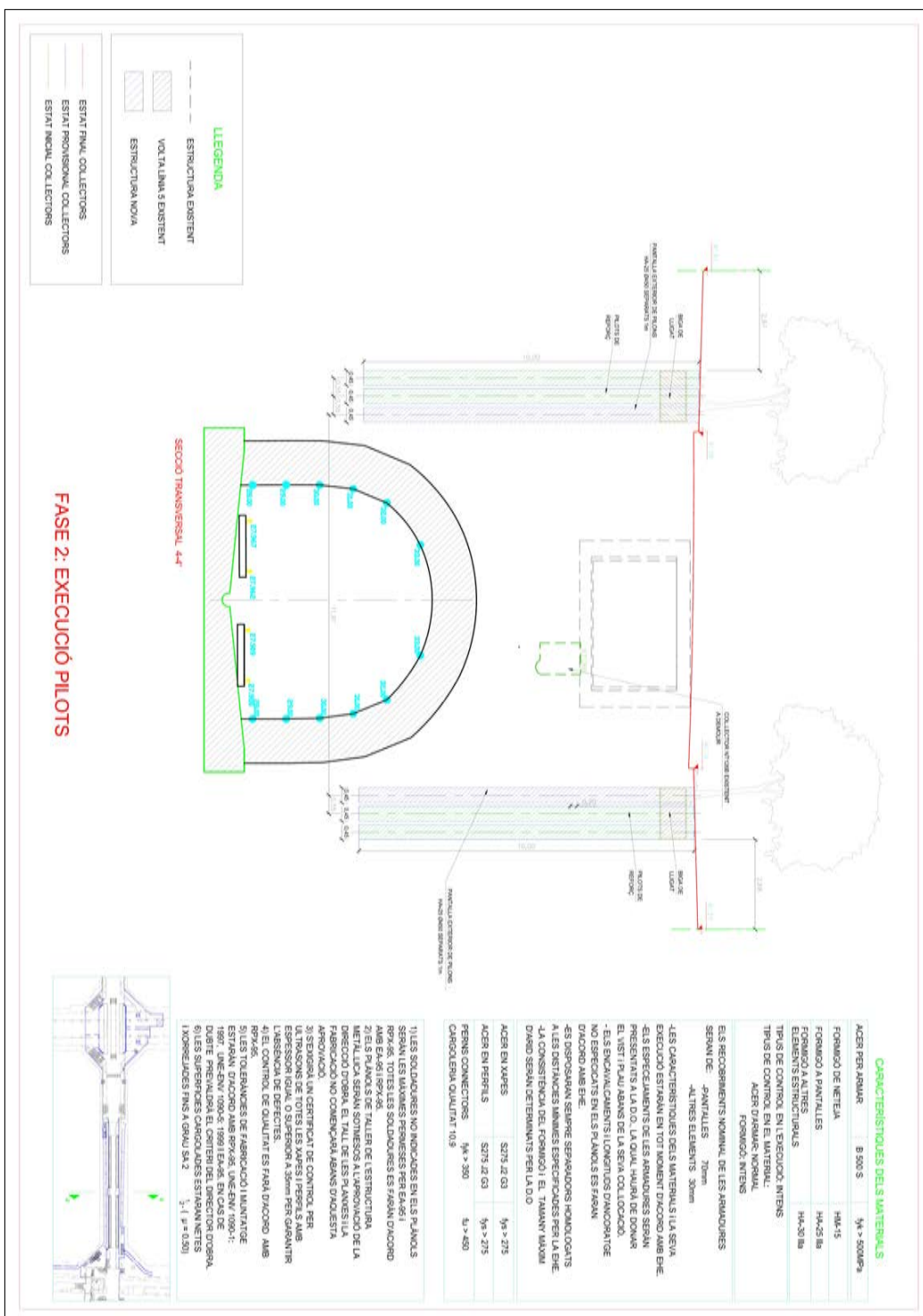


Figura B.2.- Proceso constructivo - Fase 2: Ejecución de micropilotes

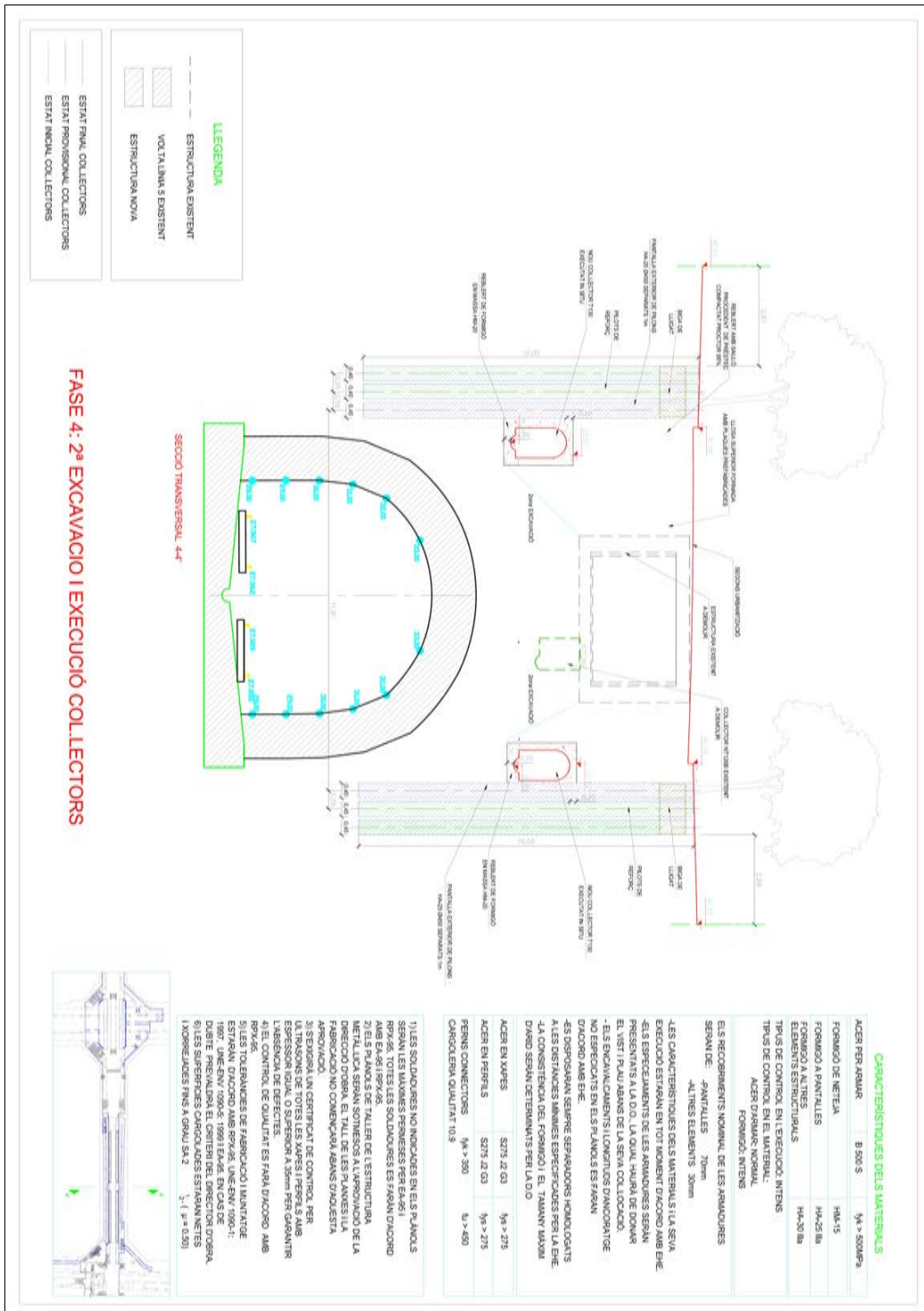


Figura B.4.- Proceso constructivo - Fase 4: Excavación y colocación de colectores

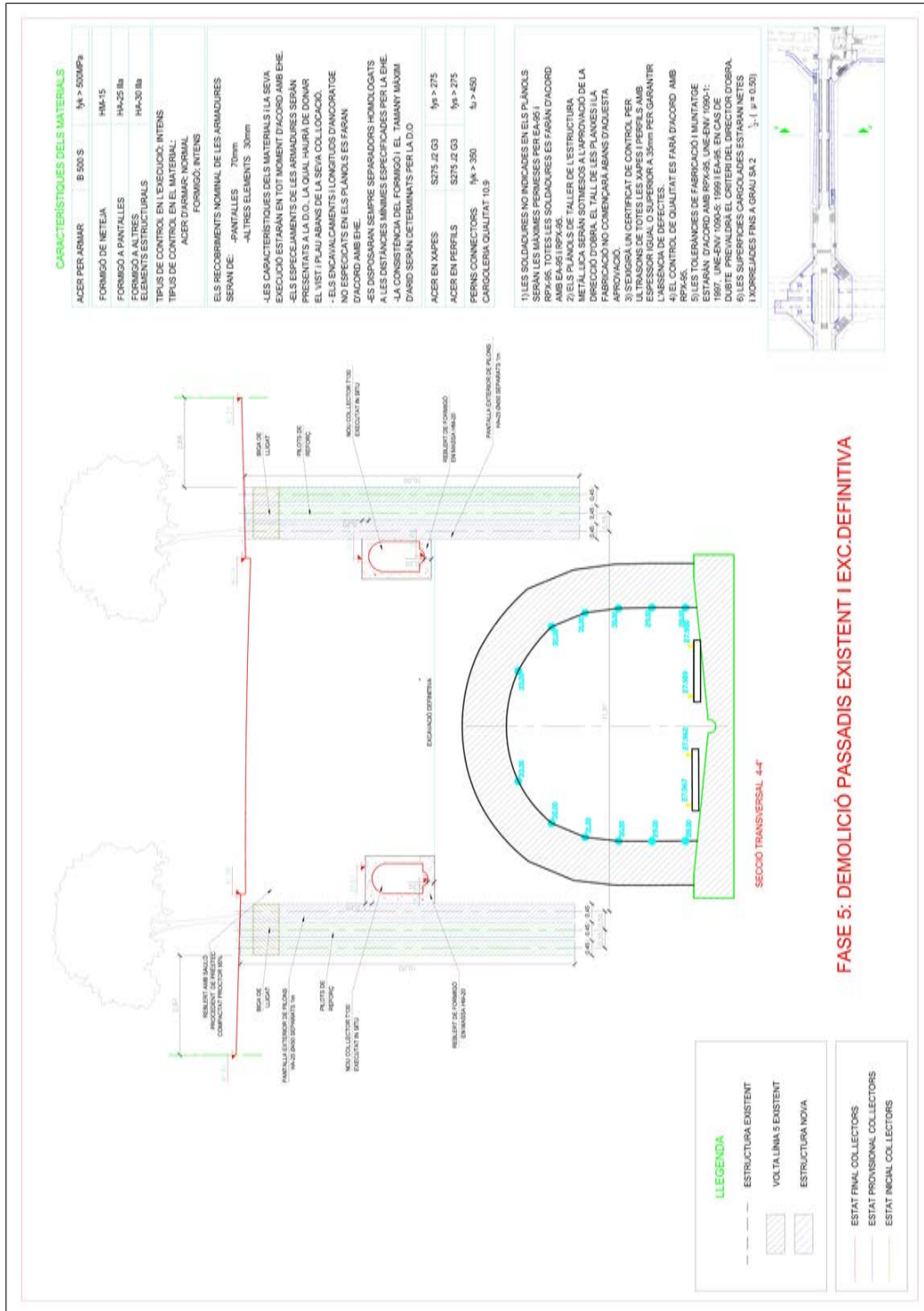


Figura B.5.- Proceso constructivo - Fase 5: Demolición del túnel existente

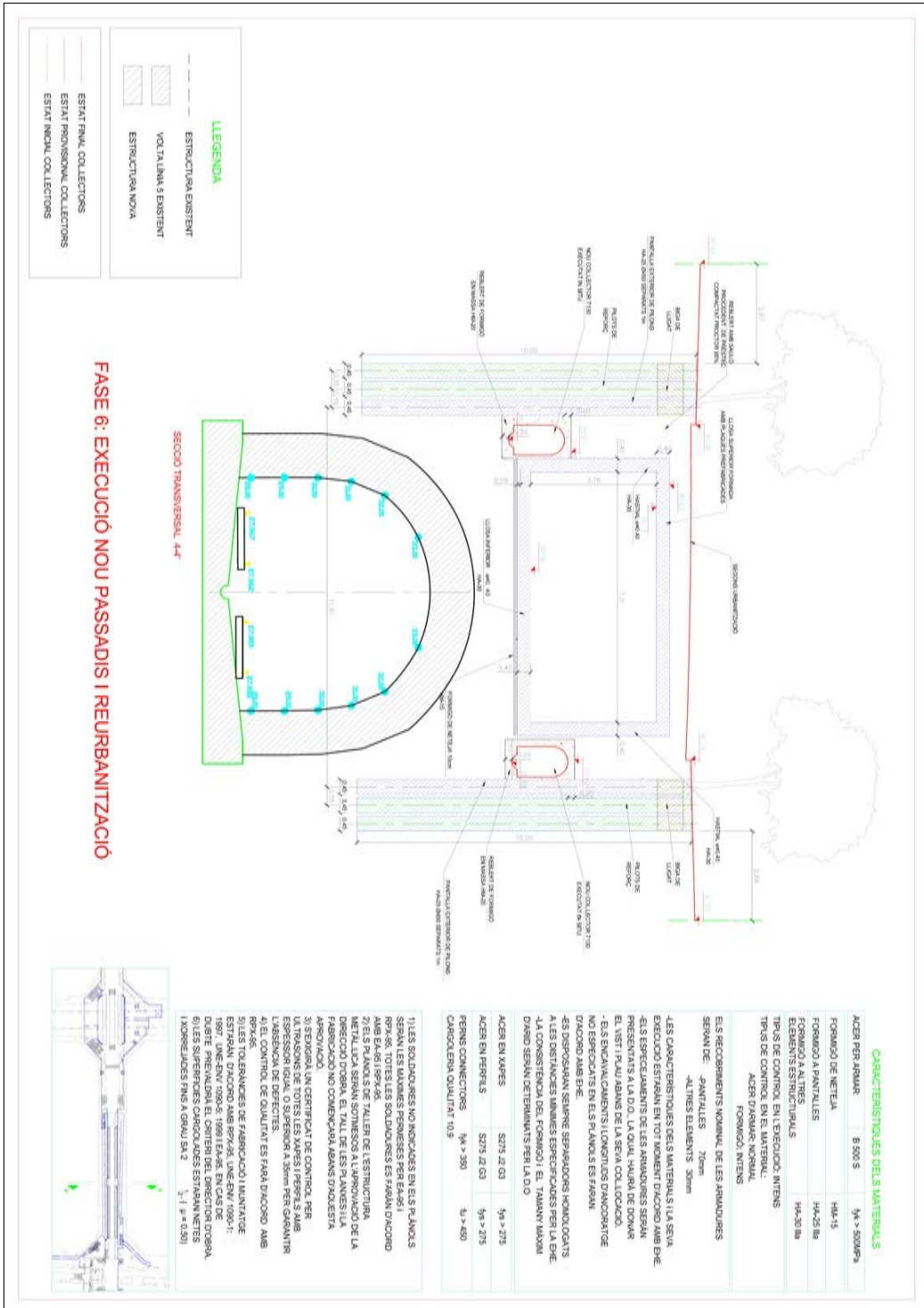


Figura B.6.- Proceso constructivo - Fase 6: Ejecución del nuevo túnel

Medidas de auscultación

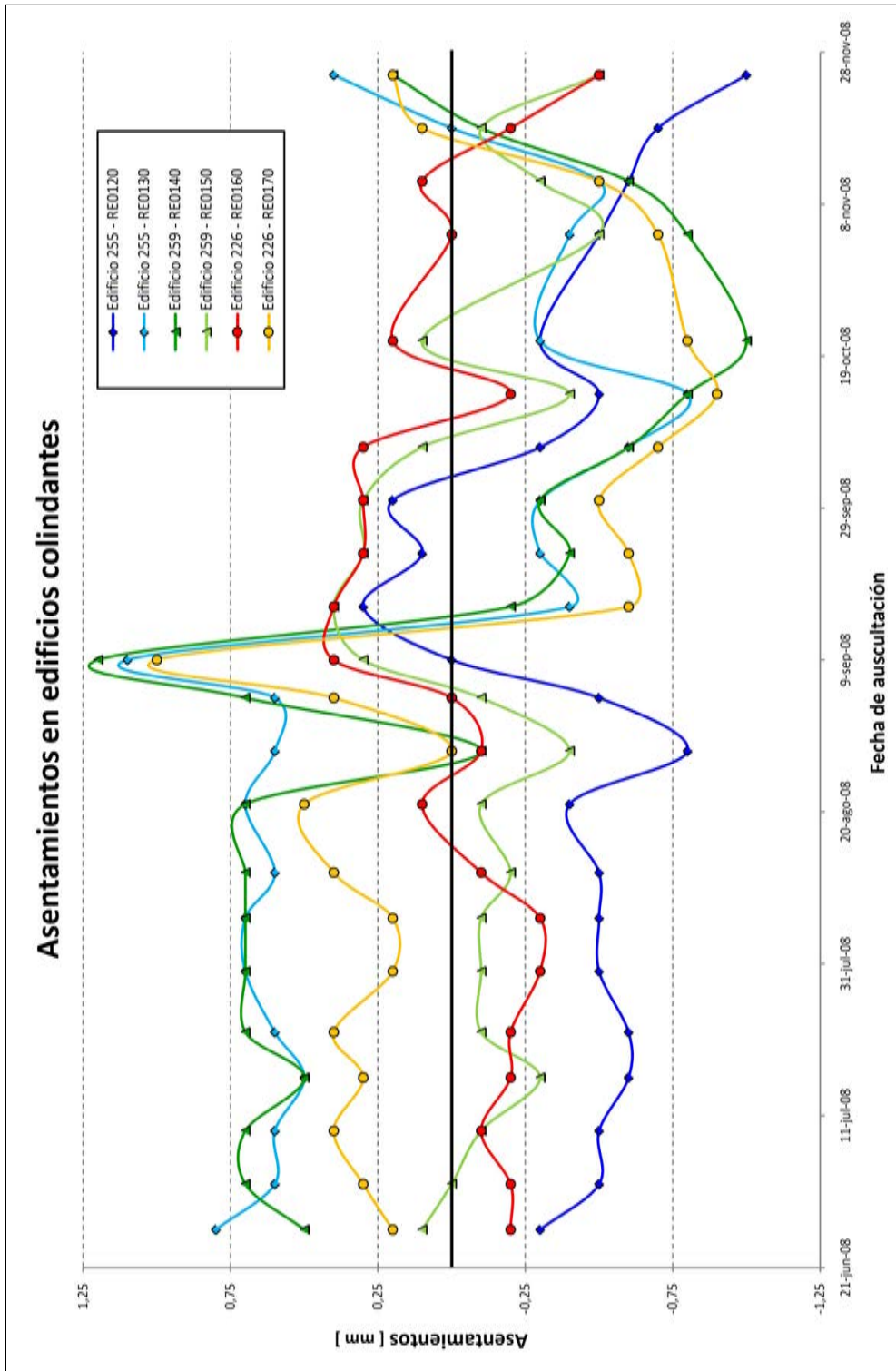


Figura B.7.- Asentamientos verticales en edificios colindantes

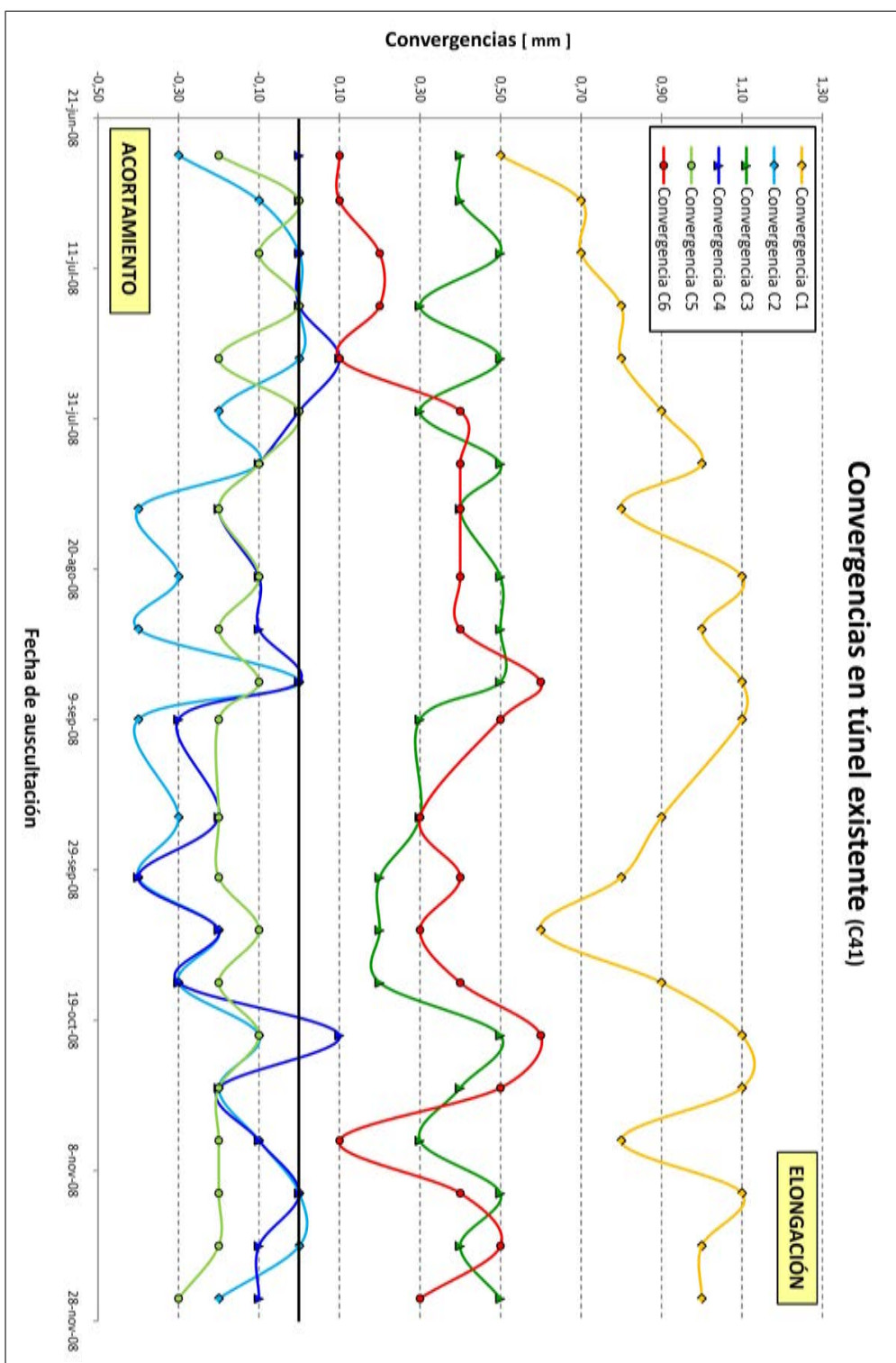


Figura B.8.- Convergencias en túnel. Sección C41

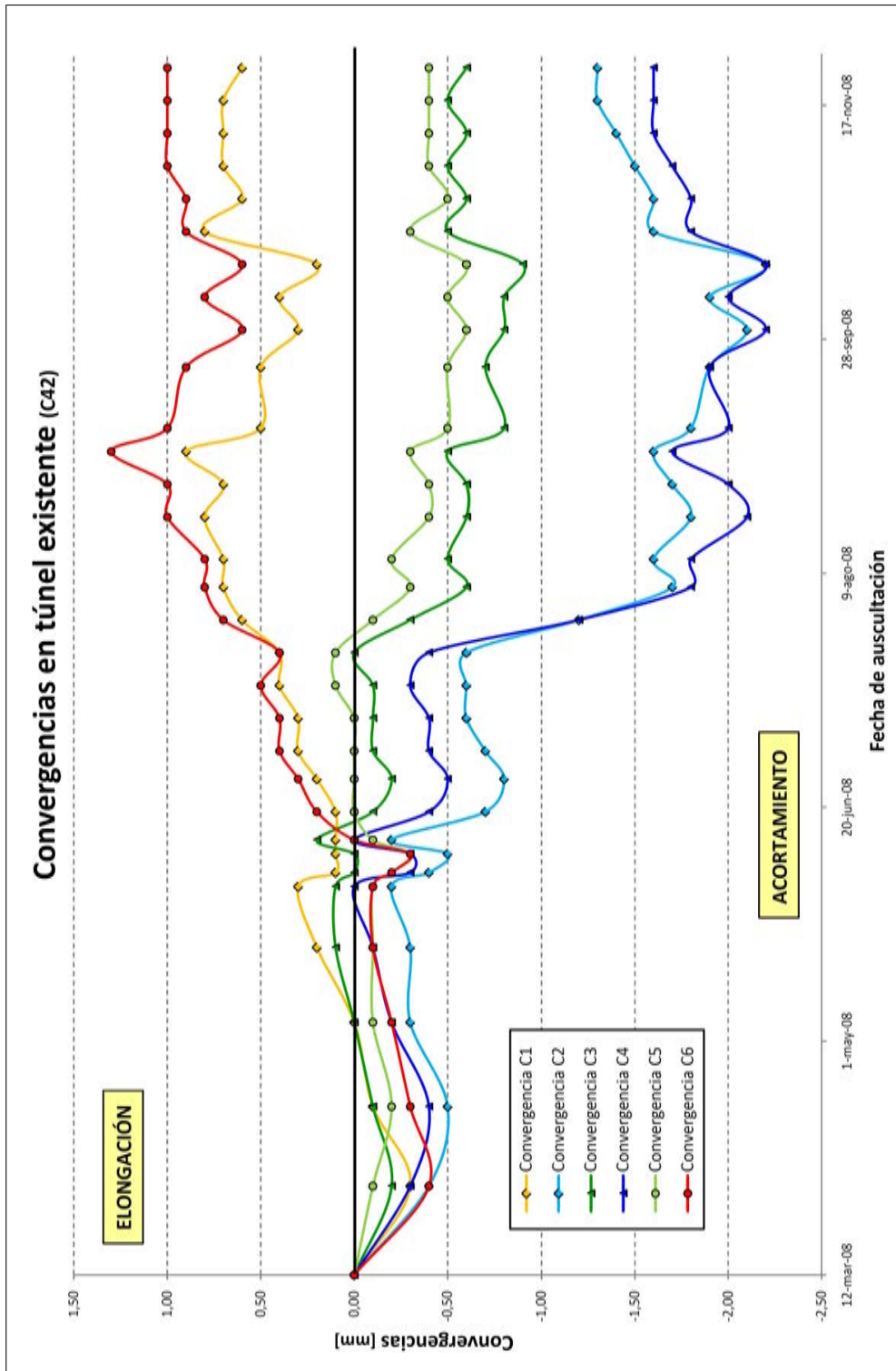


Figura B.9.- Convergencias en túnel. Sección C41

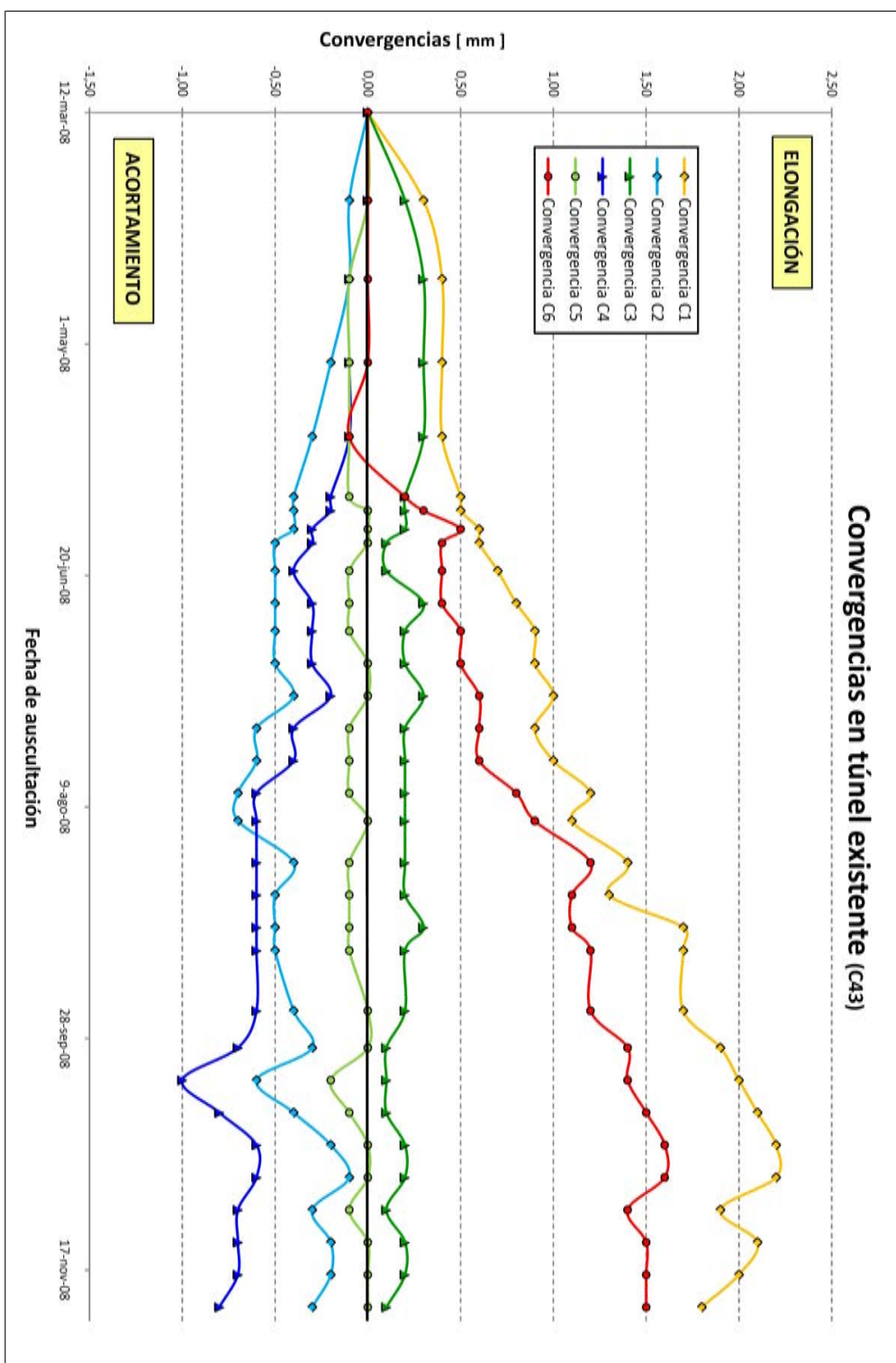


Figura B.10.- Convergencias en túnel. Sección C41

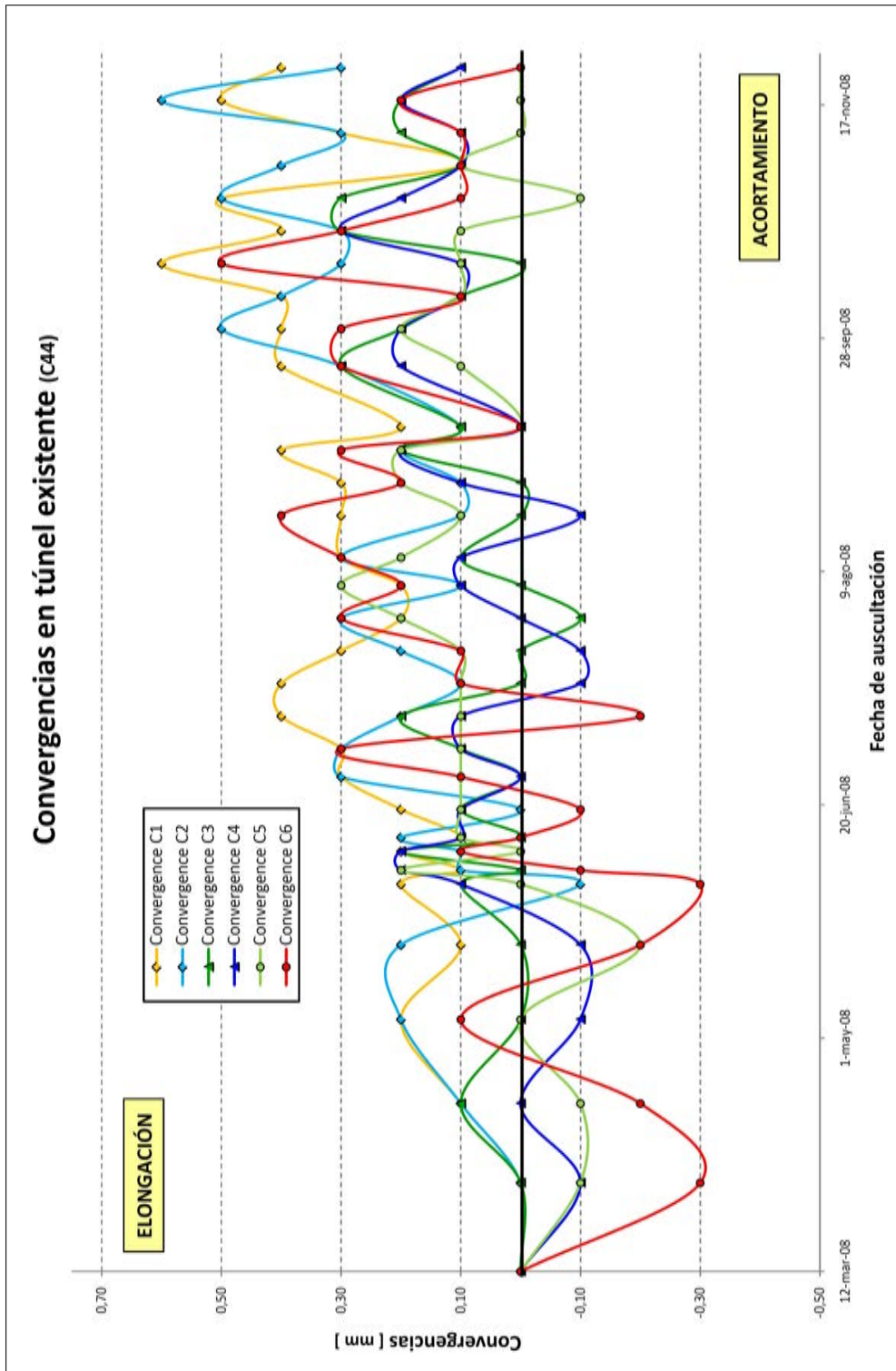


Figura B.1.1.- Convergencias en túnel. Sección C41

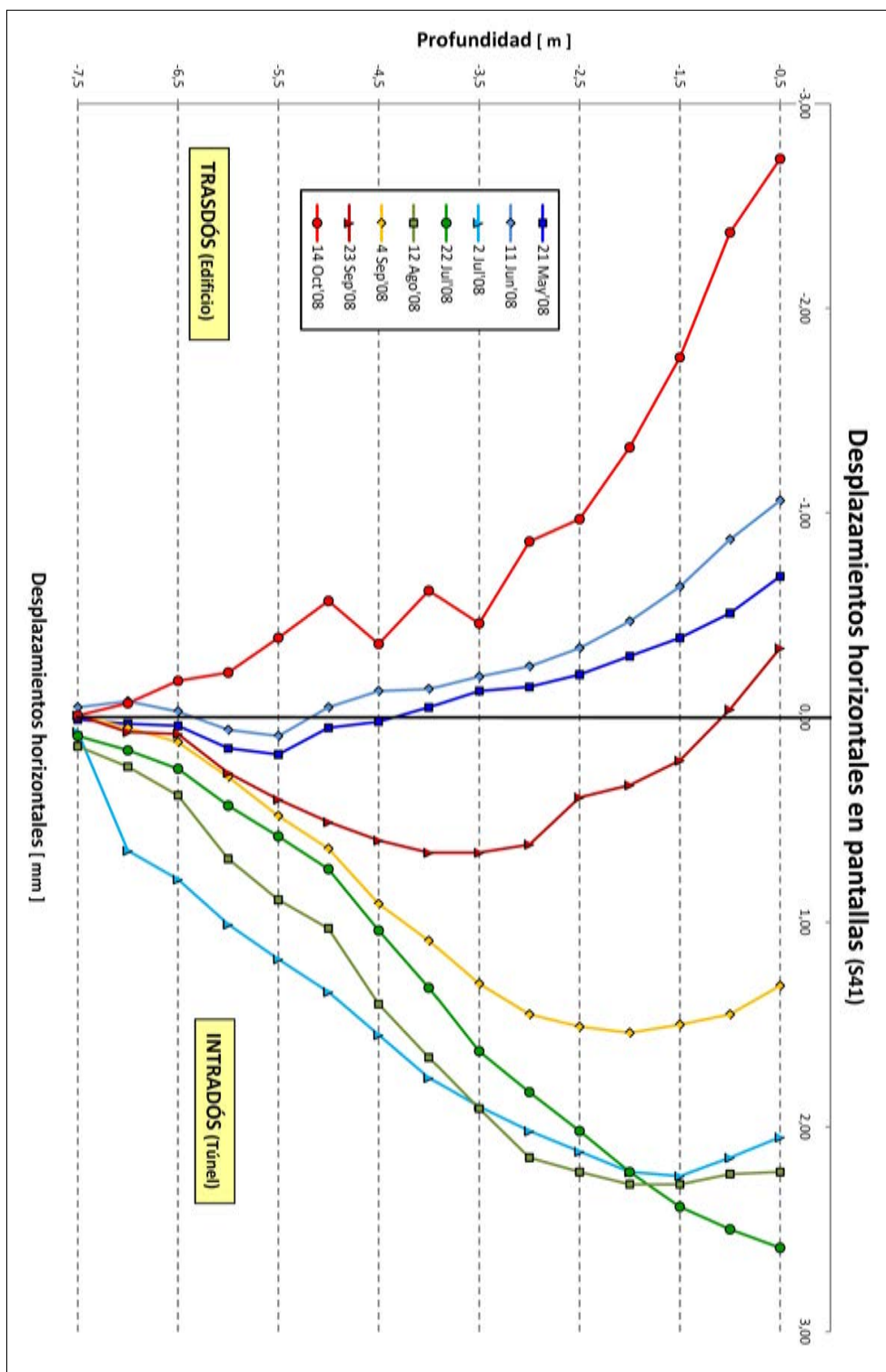


Figura B.12.- Desplazamientos horizontales en pantallas. Inclínómetro S41

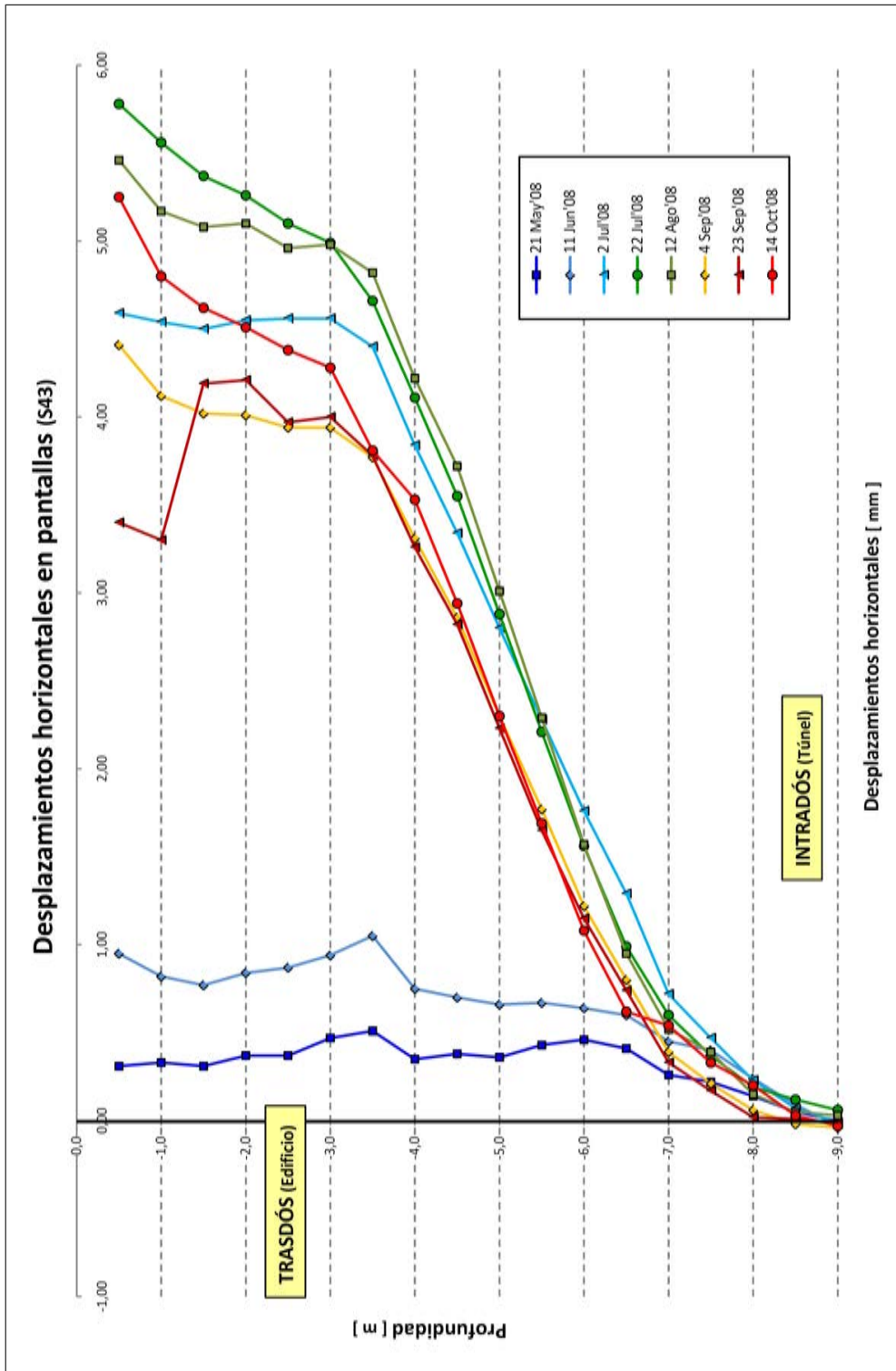


Figura B.13.- Desplazamientos horizontales en pantallas. Inclinómetro S43

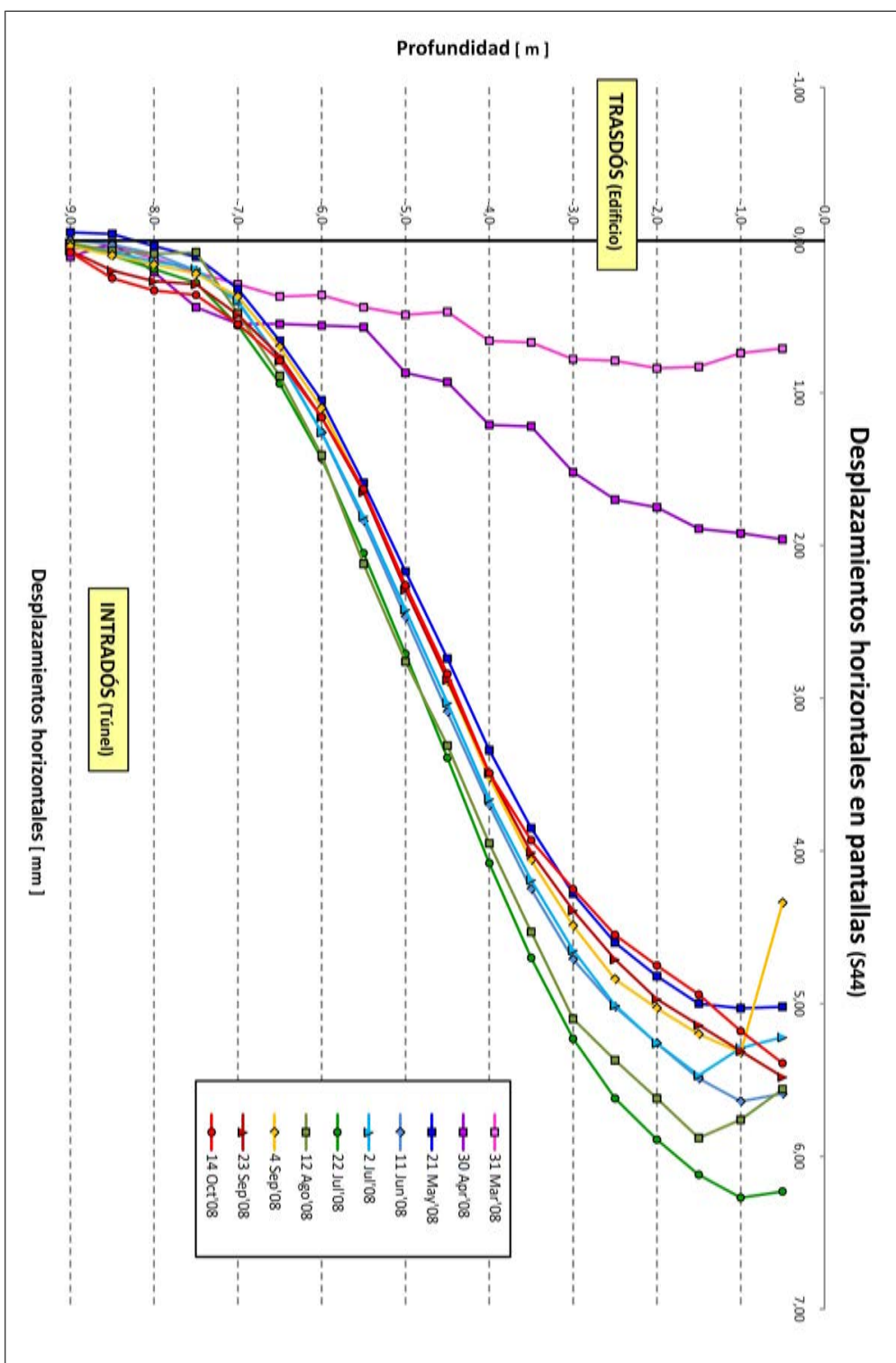


Figura B.1.4.- Desplazamientos horizontales en pantallas. Inclínómetro S44

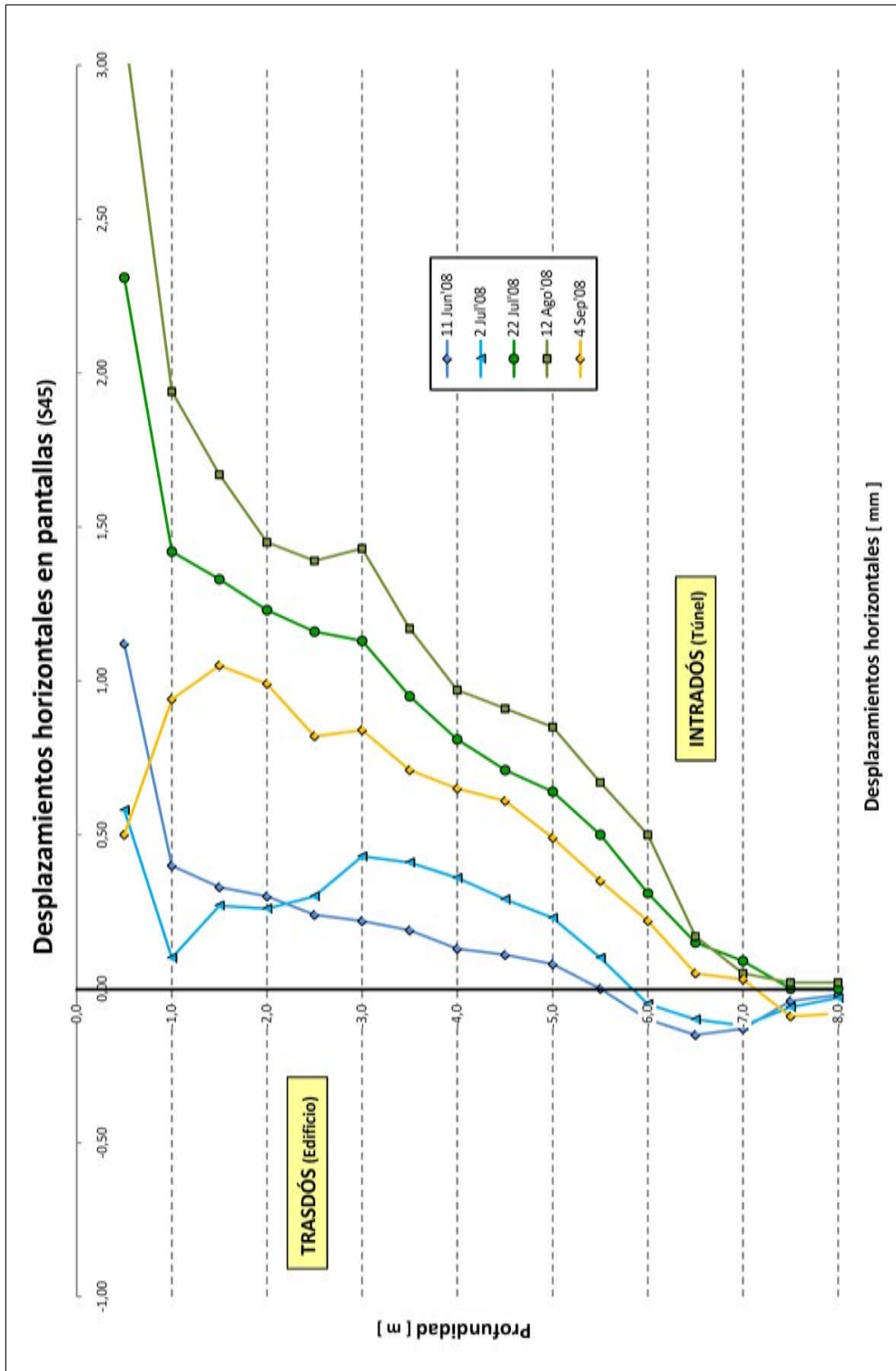


Figura B.15.- Desplazamientos horizontales en pantallas. Inclínómetro S45

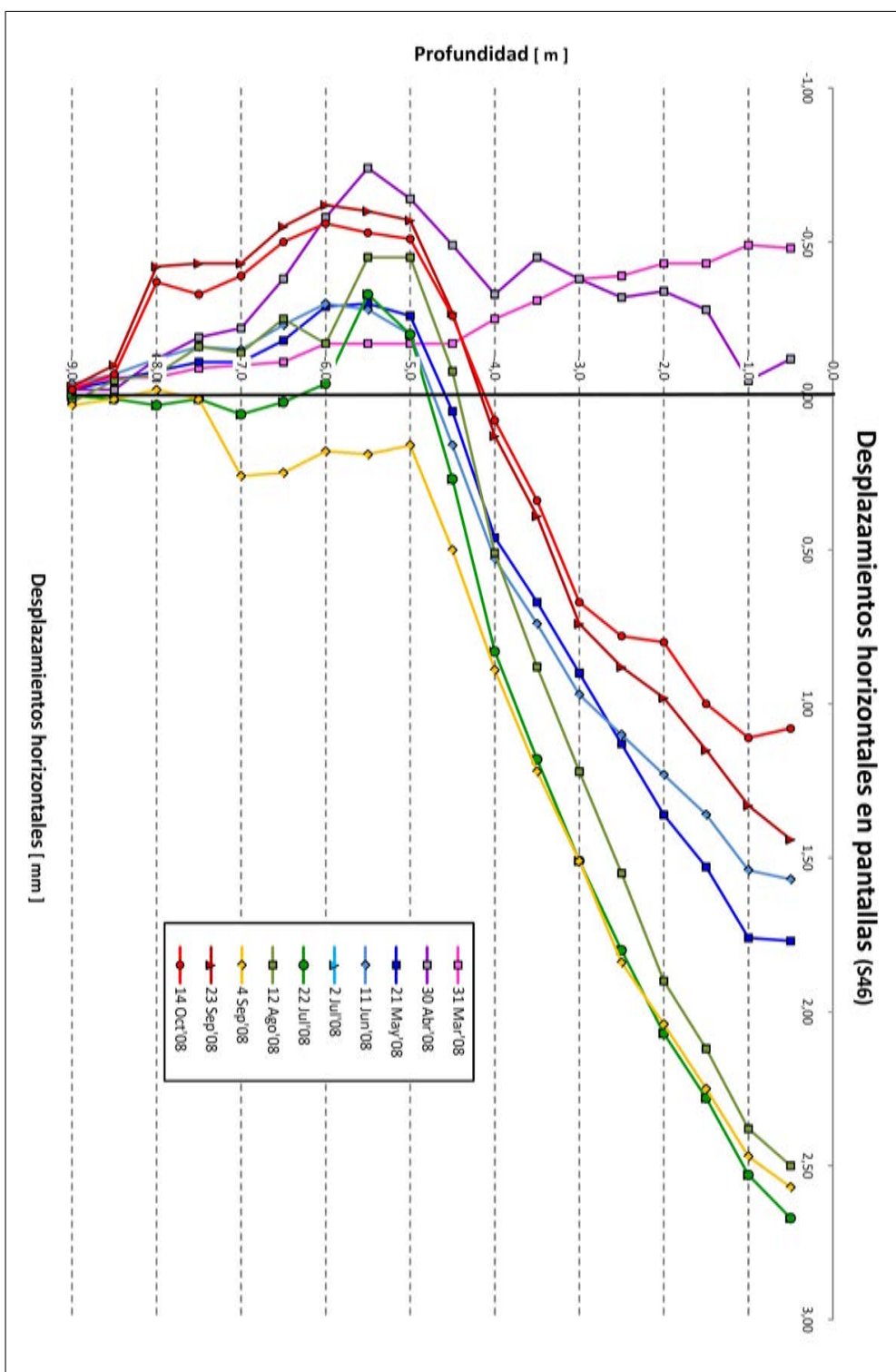


Figura B.16.- Desplazamientos horizontales en pantallas. Inclinómetro S46

Bibliografía

- [1] Ensayo de fatiga nlt 350/90.
- [2] Ensayo de pista de laboratorio nlt 173/84.
- [3] Ensayo inmersión-compresión nlt 162.
- [4] Ensayo marshall nlt 159/86.
- [5] Ensayo próctor normal nlt 107/58 y próctor modificado nlt 108/58.
- [6] Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de conservación de carreteras artículo 20. reciclado in situ con emulsión de capas bituminosas, 2001.
- [7] Eurocódigo 2 une env 1992-1-1: 1993 eurocódigo 2 proyectos de estructuras de hormigón., 2004.
- [8] Código técnico de edificación - cte documento relativo a la seguridad estructural de cimentación, 2006.
- [9] Instrucción de hormigón estructural ehe-08, 2008.
- [10] Asphalt in figures. european asphalt pavement association (eapa), 2010.
- [11] Gid. the personal pre and postprocessor. versión 9.2.9, 2010.
- [12] G.D. Airey, Nur Izzi Y., and Shaw M. Modelling the linear viscoelastic rheological properties of bituminous binders. *Construction and Building Materials*, 25 (5):ps. 2171–2189, 2011.
- [13] E. Alonso, A. Gens, and A. Lloret. Precompression design for secondary settlement reduction. *Géotechnique* 50, 6:ps. 645–656, 2000.
- [14] M. Arroyo. Movimientos de edificios inducidos por excavaciones. criterios de daño y gestión del riesgo. jornada tcnica paymacotas. Technical report, Universitat Politècnica de Catalunya, 2008.
- [15] H.D. Benedetto, B. Delaporte, and C. Sauzéat. Three dimensional linear behaviour of bituminous materials: experiments and modelling. *International Journal in Geomechanics*, 03/04:ps. 149–157, 2007.
- [16] J. Bonet and R.D. Wood. *Nonlinear continuum mechanics for finite element analysis*. Cambridge University Press, 1997.

- [17] D.M. Burmister. The general theory of stresses and displacements in layered systems. *Journal of Applied Physics*, 16 (2):ps. 89–94, 1945.
- [18] M. Centeno. Estudio del comportamiento estructural de firmes rehabilitados con mezclas asfálticas. In *IX jornadas de conservación de carreteras*, 2004.
- [19] M. Cervera. Viscoelasticity and rate dependent continuum damage models. monograph m79. Technical report, Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE), 2003.
- [20] M. Cervera, C. Agelet, and M. Chiumenti. Comet: Coupled mechanical and thermal analysis. data input manual. cimne it 308. Technical report, Centre Internacional de Mètodes Numèrics en Enginyeria (CIMNE), 2002.
- [21] D.W. Christensen and D.A. Anderson. Interpretation of dynamic mechanical test data for paving asphalt cements. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 61:ps. 67–116, 1992.
- [22] CIMNE. Road pavement rehabilitation techniques using enhanced asphalt mixtures - paramix (grd1-2000-25168). Technical report, GROWTH Program, 2004.
- [23] CIMNE. Métodos avanzados de modelación y cálculo de obras subterráneas. Technical report, La ciudad Multidimensional (PSS-380000-2005-10) Programa PROFIT, 2009.
- [24] B.D. Coleman and M. Guertin. Thermodynamics with internal variables. *Chemistry and Physics*, 47:ps. 597–613, 1967.
- [25] G. Creus. *Viscoelasticity—basic theory and applications to concrete structures*. Springer, 1986.
- [26] D. Cubel. Simulación numérica de los procesos constructivos en obras subterráneas: Aplicación a un caso real. Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, 2010.
- [27] IIC Ingeniería de Instrumentación y control. Auscultación geotécnica. intercambiador de diagonal fmb i fgc. Technical report, GISA, Diciembre 2008.
- [28] H. Di Benedetto and F. Olard. *DBN law for the thermo-visco-elasto-plastic behavior of asphaltic concret*, chapter 9, pages ps. 245–265. McGraw-Hill, 2009.
- [29] E.J. Dickinson and H.P. Witt. The dynamic shear modulus of paving asphalts as function of frequency. *Transaction of the society of rheology*, 18 (4):ps. 591–606, 1974.
- [30] D. Duhamel, A. Chabot, P. Tamagny, and L. Harfouche. *ViscoRoute: Viscoelastic modelling for asphalt pavements*. École nationale des Ponts et Chaussées, ps. 258–259 edition, October–December 2005.
- [31] C.R. Foster and Ahlvin R.G. Stresses and deflections induced by a uniform circular load. In *Highway Research Board*, volume 33, pages ps. 467–470, 1954.
- [32] J.M. González, J. Miquel, S. Oller, and R. Miró. A viscoplastic constitutive model with strain rate for variables for asphalt mixtures numerical simulation. *Computational material science*, 38:ps. 543–560, 2007.
- [33] J.M. González, R. Miró, F. Pérez, S. Oller, and J. Miquel. A numerical-experimental method for characterizing the recycled asphalt mixes. *International journal on road materials and pavement design*, 9 (4):ps. 711–730, 2007.

- [34] D.A. Gordon, R. Behzad, and C.C. Andrew. Linear rheological behaviour of bituminous paving materials. *Journal of Transportation Engineering (ASCE)*, 16 (3):ps. 212–220, 2004.
- [35] A. Hanganu, E. Oñate, and A. Barbat. A finite element methodology for local/global damage evaluation in civil engineering structures. *Computers & Structures*, 80:ps. 1667–1687, 2002.
- [36] P.C. Hopman. The viscoelastic multilayered program veroad. *Heron*, 41 (1):ps. 71–91, 1996.
- [37] Y.H. Huang. *Pavement Analysis and design*. Prentice Hall, 1993.
- [38] C. Huet. *Étude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés*. PhD thesis, Faculté des Sciences de Paris, 1963.
- [39] R. Jongepier and B. Kuilman. Characteristics of the rheology of bitumens. volume Vol. 38, pages pps. 98–112. Association of Asphalt Paving Technology, 1969.
- [40] Y.R. Kim. *Modeling of asphalt concrete*. ASCE Press - McGraw-Hill, 2009.
- [41] A. Ledesma. *Identificación de parámetros en geotécnia. Aplicación a la excavación de túneles*. PhD thesis, Universidad Politécnica de Catalunya, 1987.
- [42] H. Levatti. Formulación e implementación tipo u-p de un modelo mecánico para el análisis de la desecación de suelos. Master's thesis, Universidad Politécnica de Catalunya, 2008.
- [43] A. Lloret and M. Girardo. Ensayos de columna resonante en muestras del pozo de trinxant. Technical report, Universidad Politécnica de Catalunya, 2010.
- [44] O. Marasteanu and D.A. Anderson. Improved model for bitumen rheological characterization. In *Eurobitume workshop on performance related properties for bituminous binder*, number No 13, 1999.
- [45] M.O. Marestanu, S. Dai, J.F. Labuz, and X. Li. Determining the low-temperature fracture toughness of asphalt mixtures. *Transportation Research Record*, 1789:ps. 191–199, 2002.
- [46] X. Martínez. *Micro-mechanical simulation of composite materials using the serie/paralell mixing theory*. PhD thesis, Technical University of Catalonia, 2008.
- [47] E. Masad, M.K. Darabi, R.K. Abu al Rub, Ch. Huang, and D. Little. A thermo-viscoelastic-viscoplastic-viscodamage constitutive model for asphaltic materials. *International Journal of Solids and Structures*, 48:ps. 191–207, 2011.
- [48] E. Masad, S. Koneru, T. Scarpas, E. Kassem, and K.R. Rajagopal. Modeling of hot-mix asphalt compaction: A thermodynamics-based compressible viscoelastic model. Technical report, Federal Highway Administration, 2010.
- [49] J.A. Mayugo. *Estudio constitutivo de materiales compuestos laminados sometidos a cargas cíclicas*. PhD thesis, Universitat Politècnica de Catalunya, 2003.
- [50] J.A. Mota. *Estudio del proceso de deformación y agrietamiento por fatiga de mezclas bituminosas sometidas a carga cíclica*. PhD thesis, Universidad Politécnica de Cataluña, 2006.
- [51] E. Oñate. *Cálculo de estructuras por el método de los elementos finitos. Análisis estático lineal*. CIMNE - Ediciones UPC, 1995.

- [52] F. Olard and H.D. Benedetto. General "2s2p1d" model and relation between the linear viscoelastic behaviours of bituminous binders and mixes. *Road Materials and Pavement Design*, 4:ps. 185–224, 2003.
- [53] S. Oller. *Dinámica no lineal*. CIMNE - Ediciones UPC, 2001.
- [54] S. Oller. *Mecánica de fractura. Un enfoque global*. CIMNE - Ediciones UPC, 2001.
- [55] S. Oller. Plcd manual. non-linear thermo mechanic finite element oriented to phd student education code <http://web.cimne.upc.edu/users/plcd/>. Technical report, Centre Internacional de Mtodes Numèrics en Enginyeria Barcelona (España), 2008.
- [56] S. Oller, O. Salomon, and E. Oñate. A continuum mechanics model for mechanical fatigue analysis. *Computational Materials Science*, 32 (2):ps. 175–195, 2005.
- [57] Sergio Oller and A. Suero. Tratamiento del fenómeno de fatiga isotérmica mediante la mecánica de medios continuos. *Revista internacional de Métodos Numéricos para el cálculo y diseño en ingeniería*, 15 (1):ps. 113–133, 1999.
- [58] J. Owen and E. Hinton. *Finite elements in plasticity. Theory and practice*. Pineridge Press Limited, 1980.
- [59] F. Pérez. Proyecto y conservación de carreteras. Technical report, Departamento de infraestructura del transporte y el territorio. Universidad Politécnica de Catalunya, 2002.
- [60] F. Pérez, R. Miró, and A. Martínez. Characterization and design of hot-recycled bituminous mixes. In *International RILEM Conference Barcelona*, pages ps 23–30, 2004.
- [61] F. Pérez, R. Miró, and A. Martínez. Evaluación de los métodos de reciclado y rehabilitación de firmes a partir del análisis de los tramos experimentales del proyecto paramix. In *XIII Congreso Iberoamericano del asfalto*, 2005.
- [62] F. Pérez, R. Miró, A. Martínez, and E. Garrote. Nuevo procedimiento de ensayo para evaluar la tenacidad de las mezclas bituminosas. *Carreteras*, 153:ps. 38–45, 2007.
- [63] F. Pérez, Miró R., and A. Martínez. Desarrollo de un nuevo procedimiento para la evaluación del comportamiento a fatiga de las mezclas bituminosas a partir de su caracterización en un ensayo a tracción. *Carreteras*, 151:ps. 6–31, 2007.
- [64] F. Pérez and M. Rodríguez. Influencia de los criterios de fallo en las leyes de fatiga utilizando el ensayo de flexotracción. In *XII Congreso Iberoamericano del asfalto*, 2003.
- [65] F. Pérez, G. Valdés, R. Miró, A. Martínez, and R. Botella. 'development of a new test procedure for evaluating cracking resistance in bituminous mixtures. *Transportation Research Record*, 2181:ps. 36–43, 2010.
- [66] F.E. Pérez. *Estudio, diseño y control de mezclas bituminosas*. Asociación española de la carretera, 2006.
- [67] A. Perez-Foguet, A. Rodriguez-Ferran, and A. Huerta. Numerical differentiation for local and global tangent operators in computational plasticity. *Computer methods in applied mechanics and engineering*, 189:ps. 277–296, 2000.
- [68] P. Perzyna. Fundamental problems in viscoplasticity. *Advances in applied mechanics*, 9 (C):ps. 243–377, 1966.

- [69] P. Perzyna. Thermodynamic theory of viscoplasticity. *Advances in applied mechanics*, 11:ps. 313–354, 1971.
- [70] A.C. Pronk. The huet-sayegh model: a simple and excellent rheological model for master curves of asphaltic mixes. In *R. Lytton symposium on mechanics of flexible pavements*, Louisiana, 2005. ASCE ps. 73–82.
- [71] R. Romero, A. Ruiz, and J.M. Gállego. Instalación de sensores en tramo de reciclado y primera toma de datos. Technical report, Centro de estudios y experimentación de obras públicas. Ministerio de Fomento, 2003.
- [72] J.G. Rots, P.Ñauta, G.M.A. Kusters, and J. Blaauwendraad. Smearred crack approach and fracture localization in concrete. *Heron*, 30 (1):48p, 1985.
- [73] H. Salama and K. Chatti. A laboratory investigation of the effect of multiple axle and truck configurations on hma mixture rutting. *Road Pavement and Materials Design*, 9 (4):ps. 589–613, 2008.
- [74] G. Sayegh. *Variation des modules de quelques bitumens purs et enrobés bitumineux*. PhD thesis, Faculté des Sciences de l’Université de Paris, 1965.
- [75] R.A Schapery. On the characterization of nonlinear viscoelastic materials. *Polymer Engineering and Science*, 9:ps. 295–310, 1969.
- [76] R.A. Schapery. Nonlinear viscoelastic and viscoplastic constitutive equations with growing damage. *International Journal of fracture*, 97:ps. 33–66, 1999.
- [77] C.W. Schwartz. Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. Technical report, Transportation Research Board National Research Council, 2004.
- [78] J. C. Simo and T.J.R. Hughes. *Computational inelasticity*. Springer, 1998.
- [79] H. L. Ter Huerne and M. F. Van Maarseveen. Simulation of hma compaction by using fem. *International journal of pavement engineering*, 9 (83):ps. 153–163, 2008.
- [80] F.C. Townsend, J.B. Anderson, and L. Rahelison. Evaluation of fem engineering excavation parameters from insitu tests. Technical report, Florida Department of Transportation, 2001.
- [81] P. Valero and A. Ribó. Estudi geotècnic del projecte: “assistència tècnica per la redacció del projecte constructiu dle nou vestibul costat carrer rosselló de l’estació de provenca dels fgc”. Technical report, GEOTEC-262 S.L., Julio 2003.
- [82] A. Vanelstraete, J. De Visscher, and L. De Bock. Selection of binders for asphalt mixes with reclaimed asphalt. In *Eurasphalt & Eurobitume Congress*, pages ps. 612–623, 2004.
- [83] M.L. Williams, R.F. Landel, and J.D. Ferry. The temperature dependence of relaxation mechanisms in amorphous polymers and other glass forming liquids. *Journal of the American Chemistry Society*, 77 (14):ps. 3701–3707, 1955.
- [84] Group Wirtgen. *HAMM 3518. Vibratory compactor. Features*, 2004.
- [85] Q. Xu and M. Solaimanian. Modelling linear viscoelastic properties of asphalt concrete by the huet-sayegh model. *International Journal of Pavement Engineering*, 10 (6):ps. 401–422, 2008.

-
- [86] M. Zeng, H.U. Bahia, H. Zhai, M.R. Anderson, and P. Turner. Rheological model of modified asphalt binders and mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol 70:pps. 403–441, 2002.
- [87] O.C. Zienkiewicz and R.L. Taylor. *El método de los elementos finitos. Volumen I: Las bases*. CIMNE, 2004.
- [88] O.C. Zienkiewicz and R.L. Taylor. *El método de los elementos finitos. Volumen II: Mecánica de sólidos*. CIMNE, 2004.