



UNIVERSIDAD DE CANTABRIA
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de Santander
Doctorado en Ingeniería Civil



TESIS DOCTORAL

ESTUDIO DE MEZCLAS BITUMINOSAS: FABRICADAS CON RAP Y ESCORIA
NEGRA INCORPORANDO CERAS A UN BETÓN CON CAUCHO, Y MODIFICADAS
CON POLÍMEROS RESIDUALES POR VÍA SECA

STUDY OF BITUMINOUS MIXTURES: MANUFACTURED WITH RAP AND BLACK SLAG
ADDING WAXES TO RUBBER MODIFIED BINDER, AND MODIFIED WITH POLYMERIC
WASTE BY DRY WAY

Autor / Author

PEDRO LASTRA GONZÁLEZ

Directores / Advisors

D. MIGUEL ÁNGEL CALZADA PÉREZ

D. DANIEL CASTRO FRESNO

Santander, 2017

RESUMEN

Residuos de diferente naturaleza se han utilizado para reemplazar parte de los materiales naturales de las mezclas bituminosas, modificar sus propiedades, o mejorar el proceso de fabricación. Se ha trabajado en dos líneas de actuación:

Por un lado, la utilización de RAP y escoria negra de horno de arco eléctrico ha permitido disminuir en gran medida el consumo de áridos naturales, y la incorporación de una cera a un betún modificado con caucho reducir su temperatura de fabricación, que es uno de los mayores inconvenientes de este tipo de ligantes. Por otro lado, se han utilizado polímeros residuales con el objetivo de mejorar el comportamiento mecánico de las mezclas, y facilitar la utilización de este tipo de residuos.

El análisis reológico del comportamiento del ligante con caucho aditivado con cera nos indica que es posible reducir la temperatura de envuelta en torno a 15 °C, y fabricar mezclas a la misma temperatura que un betún convencional 50/70. También se comprobó que la cera incrementa la rigidez, reduce el ángulo de fase y la susceptibilidad térmica.

Con éstos dos betunes (sin cera y con cera) se diseñaron los tres tipos de mezcla que recoge el PG-3: un hormigón bituminoso, una mezcla discontinua (tipo B), y una mezcla porosa, incorporando más de un 80% de áridos reciclados. Las tres mezclas cumplieron las especificaciones de la normativa española para cualquier zona climática y categoría de tráfico pesado, tanto para las fabricadas a 170 °C con el betún con caucho, como las aditivadas con cera fabricadas a 155 °C.

El estudio dinámico permitió concluir que las mezclas con cera tienen una tendencia a aumentar su módulo y reducir su resistencia a fatiga. Sin embargo, su efecto es mayor cuanto menor es el porcentaje de huecos, la cera tuvo una mayor incidencia en el hormigón bituminoso, y su impacto se fue minimizando en las mezclas BBTM y porosa.

El uso de los polímeros residuales para modificar un hormigón bituminoso mostró grandes diferencias en función del polímero empleado. El polietileno, el polipropileno y el caucho incrementaron considerablemente la resistencia frente a las deformaciones plásticas, siendo el poliestireno el único que la disminuyó, y aunque todos los polímeros aumentaban el módulo dinámico de la mezcla de referencia, los tres primeros lo hacían de manera similar, mientras el poliestireno producía un incremento mucho más pequeño. No hubo diferencias significativas en la resistencia a fatiga entre ninguno de los polímeros plásticos y la mezcla de referencia, siendo el caucho con el que se obtuvo el mejor resultado. Tampoco hubo diferencias en la energía de compactación, aunque exceptuando el polietileno, todos mostraron una tendencia a incrementarla.

Donde se produjeron las mayores diferencias entre las mezclas fue en sus propiedades superficiales. La incorporación de los polímeros residuales plásticos (polietileno, polipropileno y poliestireno), redujo el coeficiente de resistencia al deslizamiento, mientras el caucho mostró un comportamiento similar a la mezcla de referencia. La adherencia entre capas fue desigual en función del método de ensayo, si bien frente a cargas estáticas no hay grandes diferencias entre las mezclas modificadas, un análisis dinámico mostró que los polímeros plásticos, especialmente el polietileno, reducen considerablemente la adherencia, mientras que el caucho la aumenta.

Los resultados muestran que el caucho mejora las propiedades mecánicas y superficiales de la mezcla de referencia. Respecto a los polímeros plásticos, el polietileno y el polipropileno mejoran el comportamiento mecánico, aunque el primero reduce la adherencia entre capas y el segundo la resistencia al deslizamiento. El poliestireno es el polímero que presenta peor comportamiento mecánico.

ABSTRACT

Different types of wastes have been used to replace part of the natural aggregates of the bituminous mixtures, modify their properties, or improve the manufacturing process. It has dealt with two lines of research:

On the one hand, the use of RAP and black slag of electric arc furnace has allowed to considerably reduce the consumption of natural aggregates, and the incorporation of a wax to a rubber modified bitumen has reduced its manufacturing temperature, what is one of the major disadvantages of this type of binder. On the other hand, polymeric wastes have been used with the aim to improve the mechanical behaviour of the mixtures, and support the recycling of this type of waste.

The rheological analysis of rubber modified bitumen with the wax has shown that is possible to reduce 15 °C the mixing temperature and manufacture the mixture at the same temperature than a conventional 50/70 penetration grade bitumen. It was also confirmed that the wax increases the stiffness of the bitumen, and decreases its phase angle and thermal susceptibility.

The three mixtures included in the Spanish specifications: an asphalt concrete, a very thin asphalt concrete (type B), and a porous asphalt, were designed with the two bitumen (with and without wax) and incorporated more than 80 % of recycled aggregates. The three mixtures fulfil the Spanish requirements for any climatic zone and heavy traffic level, both for the mixtures manufactured at 170 °C with rubber modified bitumen, and for the mixtures manufactured at 155 °C with the same binder but with the wax.

The dynamic assessment of the mixtures led to conclude that the mixtures with wax have a trend to increase stiffness and reduce resistance to fatigue. Nevertheless, the effect of the wax is higher when the percentage of voids is lower. The impact of the wax in the performance of the mixtures was higher in the asphalt concrete while it was lower for the very thin asphalt concrete and the porous asphalt.

The use of polymeric wastes to modify an asphalt concrete showed big differences in function of the polymer employed. The polyethylene, polypropylene and rubber from end-of-life tires increased the resistance against plastic deformation, while the polystyrene was the only that decreased it. All the polymers increased the stiffness of the reference mixture, although the first three did it in a similar way, and the polystyrene produced a much smaller increase. There were not significant differences in the fatigue resistance test among the mixtures modified with the residual polymers and the reference mixture, being the rubber the polymeric waste that achieved the best performance. There were not significant

differences in the compaction energy either, although all the polymers showed a trend to increase it, except the polyethylene.

The bigger differences among the mixtures were produced in relation with their surface properties. The addition of plastic polymeric wastes (polyethylene, polypropylene and polystyrene) decreased the skid resistance, while the rubber presented a similar performance than the reference mixture. The adherence between layers was unequal depending on the test used, against static loads there were not great differences among the modified mixtures, but a dynamic analysis demonstrated that the plastic polymers, specially the polyethylene, decrease considerably the adherence; while the rubber increases it.

The results concluded that the rubber from end-of-life tires improves the mechanical and surface properties of the reference mixture. In relation with the plastic polymers, the polyethylene and polypropylene improve the mechanical performance, but the first decreases the adherence between layers and the second the skid resistance. The polystyrene is the polymer with worst mechanical behaviour.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a mis directores el esfuerzo y la dedicación que me han otorgado, porque sin ellos no hubiera podido realizar esta tesis.

Quiero expresar mi gratitud más sincera a todo el Grupo de Investigación de la Tecnología de la Construcción (GITECO), por su apoyo, confianza, y hacerme todo más fácil, desde los más veteranos a los últimos en llegar. De la misma manera quiero extender el agradecimiento al Grupo de Caminos de Santander (GCS), por el trabajo que me han dedicado.

Quiero también resaltar la ayuda que me han aportado los técnicos de laboratorio de GITECO, GCS, y el Laboratorio de Geosintéticos de la Universidad de Cantabria (LAGUC), porque su trabajo forma parte de esta tesis.

En segundo lugar, quiero dar las gracias a Chuchi Prieto por su generosa colaboración, así como al departamento de materiales, y en concreto al Laboratorio de la División de Ciencia e Ingeniería de los Materiales (LADICIM), por su predisposición a ayudarnos siempre que pueden.

Por último, destacar que la realización de esta tesis ha sido posible gracias al programa *Life+* de la Union Europea, que ha financiado los dos proyectos que la han dado forma: *POLYMIX, Polymer wastes in asphalt mixes: a way to increase sustainability of roads infrastructures* (LIFE10 ENV/ES/000516), y *GREENROAD, Fostering green public procurement in road construction through the validation of high-performance asphalt eco-mixtures* (LIFE11 ENV/ES/623).

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	17
1.1. Marco del trabajo y Antecedentes.....	19
1.2. Objetivo.....	19
2. ESTADO DE LA TÉCNICA.....	23
2.1. Mezclas bituminosas en caliente	25
2.1.1. Introducción.....	25
2.1.2. Mezclas calientes para capas de rodadura: AC, PA y BBTM.....	25
2.2. Sostenibilidad ambiental en la construcción de carreteras	28
2.2.1. Materiales reciclados	29
2.2.2. Aditivos del ligante.....	50
3. CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES.....	57
3.1. Áridos naturales.....	59
3.2. Áridos alternativos	59
3.2.1. Árido siderúrgico: escoria negra de horno de arco eléctrico	59
3.2.2. Material fresado.....	63
3.3. Polímeros residuales	66
3.4. Ligantes y aditivos.....	70
3.4.1. Betún convencional 50/70.....	70
3.4.2. Betún modificado con caucho	70
3.4.3. Aditivos del ligante.....	70
4. METODOLOGÍA.....	73
4.1. Diseño de mezclas bituminosas con áridos alternativos y aditivos para reducir la temperatura de fabricación	75

4.1.1. Análisis de la viscosidad y caracterización reológica.....	76
4.1.2. Dosificación de las mezclas a temperatura convencional.....	76
4.1.3. Caracterización de la mezcla a temperatura reducida incorporando la cera seleccionada	77
4.2. Dosificación de las mezclas con polímeros residuales incorporados por vía seca	78
4.3. Caracterización experimental de los ligantes y mezclas	80
4.3.1. Análisis de la viscosidad.....	80
4.3.2. Análisis reológico: módulo complejo de corte y ángulo de fase.....	82
4.3.3. Huecos en mezcla	84
4.3.4. Adhesividad árido – ligante	84
4.3.5. Estudio de la resistencia a las deformaciones plásticas.....	85
4.3.6. Resistencia a la abrasión de la mezclas bituminosas porosas en seco	86
4.3.7. Resistencia a la abrasión de las mezclas bituminosas porosas en húmedo	86
4.3.8. Medida de la rigidez	86
4.3.9. Comportamiento a fatiga	88
4.3.10. Evaluación de la energía de compactación	88
4.3.11. Estudio de la resistencia al deslizamiento.....	89
4.3.12. Evaluación de la adherencia entre capas mediante ensayo de corte directo	91
4.3.13. Evaluación de la adherencia entre capas mediante ensayo dinámico a cortante	92
5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN	95
5.1. Comportamiento de las mezclas bituminosas con áridos alternativos y betón con caucho modificado con ceras	98
5.1.1. Análisis de la viscosidad.....	98
5.1.2. Análisis reológico: módulo complejo de corte y ángulo de fase.....	105

5.1.3. Comportamiento mecánico de las mezclas	112
5.1.4. Estudio de la energía de compactación	117
5.1.5. Comportamiento dinámico de las mezclas.....	124
5.2. Estudio de mezclas fabricadas con polímeros residuales incorporados por vía seca	133
5.2.1. Dosificación inicial de la mezcla.....	134
5.2.2. Comportamiento frente a deformaciones plásticas.....	135
5.2.3. Rigidez de las mezclas modificadas con polímeros	137
5.2.4. Resistencia a fatiga de las mezclas modificadas con polímeros.....	141
5.2.5. Análisis de la trabajabilidad de las mezclas	143
5.2.6. Estudio de la resistencia al deslizamiento	144
5.2.7. Evaluación de la adherencia entre capas en mezclas fabricadas con polímeros	146
6. TRAMOS EXPERIMENTALES	155
6.1. Sustitución de la fracción gruesa y fina por áridos alternativos con betún modificado con caucho a temperatura reducida	157
6.2. Puesta en obra de los hormigones bituminosos modificados con polímeros residuales	161
7. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN	165
7.1. Conclusiones	167
7.1.1. Particulares	167
7.1.2. Generales	170
7.2. Futuras líneas de investigación	170
8. EXTENDED ABSTRACT.....	173
8.1. Introduction.....	175
8.1.1. Framework.....	175

8.1.2. Aim.....	176
8.2. STATE OF THE ART	177
8.2.1. Hot asphalt mixtures for surface layer	177
8.2.2. Environmental sustainability in roads	179
8.3. MATERIALS CHARACTERIZATION.....	190
8.3.1. Natural aggregates	191
8.3.2. Alternative aggregates.....	191
8.3.3. Polymeric waste.....	194
8.3.4. Binders and additives	197
8.4. METHODOLOGY.....	198
8.4.1. Use of alternative aggregates in the coarse and fine fraction with a rubber modified bitumen at reduced temperature	199
8.4.2. Dosage of polymeric waste by dry way	201
8.5. RESULTS AND DISCUSSION.....	204
8.5.1. Bituminous mixtures with alternative aggregates and rubber modified bitumen at reduced temperature	204
8.5.2. Use of polymeric waste by dry way.....	227
8.6. EXPERIMENTAL STRETCHES.....	250
8.6.1. Pilot road of mixtures with alternative aggregates and rubber modified bitumen at reduced temperature	250
8.6.2. Pilot road of mixtures with alternative aggregates and rubber modified bitumen at reduced temperature	252
8.7. CONCLUSIONS AND FUTURE RESEARCH	253
8.7.1. Particular conclusions.....	253
8.7.2. General conclusions.....	256
8.7.3. Future research.....	257

9. REFERENCIAS	259
9.1. Referencias	261
I. ANEJO ESTADÍSTICO.....	271
Anejo I. Análisis de los ensayos mecánicos de dosificación de las mezclas con áridos alternativos y betún modificado con caucho a temperatura reducida.....	273
Anejo II. Análisis de los ensayos dinámicos de las mezclas con áridos alternativos y betún modificado con caucho a temperatura reducida	292
Anejo III. Análisis de los ensayos de las mezclas modificadas con polímeros residuales	303

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Sección de una carretera	26
Figura 2. Centro del huso granulométrico de las mezclas empleadas	27
Figura 3. Costes asociados a la construcción de una mezcla bituminosa (10)	29
Figura 4. Esquema de horno de arco eléctrico (12).....	30
Figura 5. Reciclado in situ (28).....	37
Figura 6. Tipo de tratamiento de residuos plásticos en cada estado europeo (45)	41
Figura 7. Tasa de plásticos que van a vertedero en Europa (45).....	42
Figura 8. Tasa de reciclado de NFU en Europa (47).....	43
Figura 9. Gestión de neumáticos fuera de uso en los países de Europa (47)	44
Figura 10. Incendio del vertedero de Seseña en Mayo de 2016 (Fuente: ABC)	45
Figura 11. Consumo de combustible en función de la temperatura de fabricación (9)	51
Figura 12. Viscosidad ideal de un betún + aditivo	53
Figura 13. Influencia del contenido de cera amida sintética en la viscosidad (82)	54
Figura 14. Carga de la escoria para su transporte a la zona de tratamiento (cortesía de CODEFER).....	60
Figura 15. Transporte de la escoria a la zona de tratamiento (cortesía de CODEFER).....	60
Figura 16. Hidratación de la escoria en piscina (cortesía de CODEFER)	61
Figura 17. Acopio final por tamaños (cortesía de CODEFER).....	61
Figura 18. Escoria negra dividida en tres tamaños: 16/8, 8/4 y 4/2.....	63
Figura 19. Material fresado que pasa por el tamiz de 16 mm.....	64
Figura 20. Granulometría del RAP suministrado y del mismo sin betún residual	65
Figura 21. Granulometría de los polímeros residuales.....	68
Figura 22. Ensayo DSC de los polímeros plásticos. De arriba a abajo: PE, PP y PS	69
Figura 23. Aditivos. Izquierda: Cera Fischer - Tropsch. Derecha: Cera amida de ácido graso	71
Figura 24. Proceso de fabricación de la mezcla con polímeros.....	79
Figura 25. Viscosímetro Brookfield.....	81
Figura 26. Baño de aceite y homogenizador IKA	81

Figura 27. Reómetro DHR1 de TA Instruments.....	83
Figura 28. Máquina INFRATEST del ensayo de pista	85
Figura 29. Dispositivo del ensayo de rigidez por flexión en 4 puntos.....	87
Figura 30. Máquina giratoria ICT250 de Controls	88
Figura 31. Ensayo de fricción con el péndulo TRRL en laboratorio	90
Figura 32. Equipo de lijado y muestra de papel de lija utilizados para el desgaste de las mezclas.	90
Figura 33. Probeta antes y después del proceso lijado.....	91
Figura 34. Ensayo LCB de adherencia estática	91
Figura 35. Ensayo de adherencia dinámico a cortante	93
Figura 36. Amplitud del movimiento para el ciclo 160.000 de una probeta AC22 NFU.....	94
Figura 37. Ensayo de viscosidad con viscosímetro rotacional.....	99
Figura 38. Obtención de la temperatura de equiviscosidad al incorporar la cera amida de ácido graso	100
Figura 39. Ensayo de viscosidad con el reómetro	101
Figura 40. Detalle de la temperatura reducida de fabricación	103
Figura 41. Viscosidad de los diferentes betunes a temperaturas de servicio de la carretera	104
Figura 42. Influencia de la frecuencia y la temperatura en el módulo de los betunes	107
Figura 43. Influencia de la frecuencia y la temperatura en el ángulo de fase de los betunes	108
Figura 44. Curvas maestras del betún de referencia y con cera amida de ácido graso	110
Figura 45. Diagrama de Black del betún PMB 45/80 – 60C, y del mismo betún al añadir la cera	110
Figura 46. Tan (δ) para cada tipo de betún.....	111
Figura 47. Variación del número de huecos en función del número de giros de las mezclas AC	118
Figura 48. Energía requerida para alcanzar un contenido de huecos en función de la temperatura de las mezclas AC.....	119
Figura 49. Variación del número de huecos en función de los giros de las mezclas BBTM	120
Figura 50. Energía requerida para alcanzar un contenido de huecos en función de la temperatura de las mezclas BBTM.....	121
Figura 51. Variación del número de huecos en función de los giros de las mezclas PA	122
Figura 52. Energía requerida para alcanzar un contenido de huecos en función de la temperatura de las mezclas PA.....	123
Figura 53. Leyes de fatiga de las mezclas AC	126

Figura 54. Leyes de fatiga de las mezclas BBTM.....	128
Figura 55. Variación del módulo dinámico de las mezclas bituminosas.....	131
Figura 56. Relación entre los módulos del betún y de la mezcla.....	132
Figura 57. Efecto cohesivo del PE y PP sobre los áridos	136
Figura 58. Curvas maestras correspondientes a cada polímero.....	139
Figura 59. Influencia de los polímeros en el ángulo de fase.....	140
Figura 60. Diagrama de Black correspondiente a cada polímero.....	141
Figura 61. Influencia de los polímeros en la resistencia a fatiga	142
Figura 62. Líneas de energía de compactación en función de los huecos de los diferentes polímeros	144
Figura 63. Resistencia al deslizamiento	145
Figura 64. Adherencia entre capas frente a esfuerzo cortante mediante método LCB	147
Figura 65. Influencia del riego y temperatura en la resistencia a cortante de la mezcla AC22 REF y AC22 PP.	148
Figura 66. Ciclos hasta deslizamiento de la probeta central	150
Figura 67. Curvas desplazamiento vertical - Ciclos para la mezcla AC22 (Arriba) y AC16 (abajo).....	152
Figura 68. Evolución de la amplitud en función de los ciclos para una probeta AC22 NFU	153
Figura 69. Parámetro χ de cada tipo de mezcla.....	153
Figura 70. Esquema del tramo experimental de las mezclas con escoria y material fresado	158
Figura 71. Puesta en obra de la mezcla AC16.....	159
Figura 72. Arriba y abajo: tramo experimental de la mezcla AC16 S.....	159
Figura 73. Arriba y abajo: puesta en obra y tramo experimental de la mezcla PA16	160
Figura 74. Tramo experimental de la mezcla BBTM 11 B.....	160
Figura 75. Esquema del tramo experimental de las mezclas modificadas con polímeros residuales	161
Figura 76. De arriba a abajo: acopio de polímeros y dosificador de planta asfáltica	162
Figura 77. Arriba y abajo: tramo de pruebas.....	163

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Ensayo de lixiviados. Valores máximos admisibles y resultado de la escoria de GSW (11)	31
Tabla 2. Porcentaje de escoria de acería en EE.UU. en función de su uso (21)	34
Tabla 3. Tolerancias sobre la fórmula de trabajo del material bituminoso a reciclar	38
Tabla 4. Clasificación de las mezclas bituminosas en función de su temperatura de fabricación (27)	50
Tabla 5. Temperaturas óptimas de mezcla y de compactación	54
Tabla 6. Caracterización de los áridos naturales	59
Tabla 7. Caracterización de la escoria negra de arco eléctrico.....	62
Tabla 8. Caracterización del material fresado	65
Tabla 9. Tipos de polímeros seleccionados. De arriba abajo: PE, PP, PS y Caucho	67
Tabla 10. Densidad de los polímeros seleccionados(89).....	68
Tabla 11. Porcentaje de huecos para mezclas AC	84
Tabla 12. Porcentaje de huecos para mezclas BBTM B y PA	84
Tabla 13. Especificaciones del ensayo de Sensibilidad al agua según el PG-3.....	84
Tabla 14. Valores exigidos para las deformaciones plásticas del PG-3 en hormigones bituminosos.....	85
Tabla 15. Valores exigidos para las deformaciones plásticas del PG-3 en mezclas discontinuas.....	85
Tabla 16. PG-3: Especificaciones de la pérdida de partículas del PG-3	86
Tabla 17. Valores exigibles del cántabro en húmedo (PG-3 del año 2004).....	86
Tabla 18. Viscosidad del betún de referencia y de cada tipo de cera	99
Tabla 19. Energía de activación y ajuste de la viscosidad para cada betún	102
Tabla 20. Módulo complejo y ángulo de fase del betún PMB 45/80 – 60 C.....	105
Tabla 21. Módulo complejo y ángulo de fase del betún PMB 45/80 – 60 C modificado con la cera	106
Tabla 22. Parámetros de las curvas maestras	109
Tabla 23. Dosificación final de cada tipo de mezcla	113
Tabla 24. Propiedades mecánicas de la mezcla AC 16 S a temperatura convencional y reducida.....	114
Tabla 25. P-valores de los ensayos mecánicos de la mezcla AC 16 S	114
Tabla 26. Propiedades mecánicas de la mezcla BBTM 11 B a temperatura convencional y reducida	115

Tabla 27. P-valores de los ensayos mecánicos de la mezcla BBTM 11 B	115
Tabla 28. Propiedades mecánicas de la mezcla PA 16 a temperatura convencional y reducida	116
Tabla 29. P-valores de los ensayos mecánicos de la mezcla PA 16	117
Tabla 30. Parámetros de compactibilidad de las mezclas AC	118
Tabla 31. Energía en función del porcentaje de huecos de las mezclas AC para la densidad Marshall.....	120
Tabla 32. Parámetros de compactibilidad de las mezclas BBTM 11B	121
Tabla 33. Energía requerida en función del porcentaje de huecos de las mezclas BBTM	122
Tabla 34. Parámetros de compactibilidad de las mezclas PA	122
Tabla 35. Energía en función del porcentaje de huecos de las mezclas PA para la densidad Marshall.....	123
Tabla 36. Ensayo de rigidez de las mezclas AC fabricadas sin aditivo y con aditivo.....	125
Tabla 37. Resistencia a fatiga de las mezclas AC.....	126
Tabla 38. Ensayo de rigidez de las mezclas BBTM fabricadas sin aditivo y con aditivo	127
Tabla 39. Resistencia a fatiga de las mezclas BBTM.....	127
Tabla 40. Ensayo de rigidez de las mezclas PA fabricadas sin aditivo y con aditivo.....	129
Tabla 41. Resistencia a fatiga de la mezcla PA fabricada a temperatura reducida.....	130
Tabla 42. Coeficientes de correlación de la rigidez entre los betunes y las mezclas	131
Tabla 43. Parámetros de la regresión entre el módulo de la mezcla, del betún, los huecos y la frecuencia.	132
Tabla 44. Matriz de correlación de variables para las mezclas bituminosas sin cera	133
Tabla 45. Matriz de correlación de variables para las mezclas bituminosas con cera.....	133
Tabla 46. Hormigones bituminosos ensayados.....	134
Tabla 47. Características de las mezclas AC empleadas.....	134
Tabla 48. Ensayo de rodadura sobre hormigones modificados con polímeros	135
Tabla 49. P-valor del ensayo de rodadura.....	135
Tabla 50. Módulo dinámico y ángulo de fase	137
Tabla 51. P-valor del módulo dinámico para cada tipo de mezcla.....	138
Tabla 52. Parámetros de las curvas maestras de cada tipo de mezcla	138
Tabla 53. P-valor del ángulo de fase	140
Tabla 54. Parámetros del diagrama de Black y coeficientes de correlación	141
Tabla 55. Leyes de fatiga, módulo inicial y deformación característica.....	142

Tabla 56. Energía requerida para alcanzar un 5 % de huecos	143
Tabla 57. P-valor del coeficiente de deslizamiento	145
Tabla 58. P-valor del ensayo de adherencia estática	147
Tabla 59. P-valores para hormigones del mismo tipo y diferente tamaño máximo	148
Tabla 60. P-valores de la resistencia a cortante de las mezclas AC22 REF y AC22 PP	149
Tabla 61. P-valores en relación a la temperatura de la superficie y uso de emulsión	149
Tabla 62. P-valores del análisis de resultados del ensayo de adherencia dinámica.....	150
Tabla 63. P-valores comparando la mezcla AC16 REF con las AC22 con los polímeros plásticos	151

ÍNDICE DE ECUACIONES

Ecuación 1. Curva de Arrhenius.....	82
Ecuación 2. Curva maestra teórica: curva sigmoideal.....	83
Ecuación 3. Frecuencia reducida de la curva sigmoideal	83
Ecuación 4. Curva de temperatura de la curva sigmoideal	83
Ecuación 5. Curva maestra de las mezclas bituminosas en función de la frecuencia de ensayo	87
Ecuación 6. Diagrama de Black de las mezclas bituminosas en función de la frecuencia de ensayo.....	87
Ecuación 7. Ley de fatiga de las mezclas bituminosas.....	88
Ecuación 8. Variación del contenido de huecos en función de los giros.....	89
Ecuación 9. Energía de compactación requerida en función de la masa	89
Ecuación 10. Energía para hacer deslizar la probeta.....	94
Ecuación 11. Parámetro energético χ necesario para deslizar la probeta	94
Ecuación 12. Energía acumulada en función del porcentaje de huecos	119
Ecuación 13. Rigidez de la mezcla en función del módulo del betún, los huecos y la frecuencia.....	132
Ecuación 14. Relación entre la resistencia al deslizamiento y los ciclos hasta fallo, mediante ensayo dinámico	154

PEDRO LASTRA GONZÁLEZ
Tesis Doctoral

ESTUDIO DE MEZCLAS BITUMINOSAS: FABRICADAS CON RAP Y
ESCORIA NEGRA INCORPORANDO CERAS A UN BETÓN CON CAUCHO,
Y MODIFICADAS CON POLÍMEROS RESIDUALES POR VÍA SECA

1. INTRODUCCIÓN

1.1. MARCO DEL TRABAJO Y ANTECEDENTES

Esta tesis doctoral es el resultado de las actividades realizadas dentro de la línea de investigación *Construcción de nuevas estructuras de firmes*, desarrollada de forma conjunta por el Grupo de Investigación de Tecnología de la Construcción (GITECO) y el Grupo de Caminos de Santander (GCS).

La tesis doctoral se ha realizado en el marco de dos proyectos financiados por el programa *Life+* de la Unión Europea:

- POLYMIX, Polymer wastes in asphalt mixes: a way to increase sustainability of roads infrastructures (LIFE10 ENV/ES/000516): proyecto que estudia la incorporación de polímeros procedentes de residuos plásticos y neumáticos fuera de uso a la mezcla bituminosa mediante vía seca, como medida para mejorar sus características mecánicas. Este proyecto tuvo una duración de 43 meses y un presupuesto de 1.535.225 euros. Coordinado por la Universidad de Cantabria, el consorcio estaba integrado por ACCIONA Infraestructuras, el Instituto Tecnológico del Plásticos (AIMPLAS), y la Consejería de Transportes e Infraestructuras de la Comunidad de Madrid. Este proyecto fue premiado como uno de los 25 mejores por la Comisión Europea, y recibió también el premio al mejor proyecto *Life 2015* en la categoría de Medio Ambiente por los ciudadanos.
- GREENROAD, Fostering green public procurement in road construction through the validation of high-performance asphalt eco-mixtures (LIFE11 ENV/ES/623): proyecto basado en el diseño de mezclas bituminosas compuestas por subproductos industriales y material fresado, fabricadas empleando un betón modificado con caucho procedente de neumáticos fuera de uso, y ceras como aditivos para reducir la temperatura de fabricación. El proyecto tenía un presupuesto de 1.302.303 euros y una duración de 36 meses. El equipo que lo llevó a cabo estaba formado por la empresa Constructora Obras Públicas San Emeterio S.A. (COPSESA), que fue el coordinador del proyecto, la Universidad de Cantabria, y el Ayuntamiento de Santander.

1.2. OBJETIVO

La directiva europea 2008/98/EC obliga a los estados miembros a adoptar las medidas necesarias para reutilizar o reciclar, al menos, el 50% del plástico, el papel, el metal y el vidrio

de los residuos domésticos o similares antes del año 2020. En esa misma normativa aparece el concepto *end-of-waste*, que considera como un recurso, y no como un residuo, los materiales provenientes de la construcción y la demolición, algunas cenizas y escorias, la chatarra, y los neumáticos fuera de uso (1). El consumo de áridos naturales es, después del agua, la materia más consumida por el hombre (2). La necesidad de respetar el medioambiente, las nuevas normativas internacionales cada vez más restrictivas, así como una opinión pública cada vez más sensibilizada, obligan a desarrollar nuevas aplicaciones prácticas que minimicen la huella humana y mejoren la sostenibilidad ambiental. El enorme gasto de materiales y energía que conllevan las obras lineales las convierten en una herramienta prioritaria para mitigar los impactos ambientales, y acercar la obra pública al campo de la ingeniería sostenible.

El objetivo de esta tesis es evaluar técnicamente la viabilidad de reutilizar materiales alternativos en las mezclas bituminosas, facilitando el desarrollo de mezclas con propiedades modificadas, y dar un paso adelante en el empleo de pavimentos más sostenibles.

Actualmente existen diversas técnicas que tratan de mejorar la sostenibilidad de las carreteras mediante la reutilización de subproductos como la escoria, residuos como el material fresado de otras carreteras (Reclaimed asphalt pavement, RAP por sus siglas en inglés), y polímeros residuales como el caucho procedente de neumáticos fuera de uso, sin embargo, a pesar de los avances llevados a cabo, su aplicación a escala real no es la deseada en muchos países debido a diferentes razones, como el miedo a cambiar el proceso de fabricación tradicional, problemas con la legislación que no siempre está actualizada, o la inversión inicial a la que hay que hacer frente para llevar a cabo algunas de estas aplicaciones.

Esta tesis recoge el diseño de diferentes tipos de mezclas empleando materiales alternativos de una forma sencilla, para intentar demostrar que su aplicación, a escala real, actualmente no depende de factores técnicos. Estos diseños se dividen en dos líneas de actuación en función de los materiales alternativos empleados: en el primer caso, se ha analizado el comportamiento de la escoria y el material fresado de una carretera trabajando conjuntamente, como sustitutivos de las fracciones gruesa y fina en diferentes tipos de mezclas, empleando un betún modificado con caucho mediante vía húmeda. Además, se utilizó una cera para reducir la alta temperatura de fabricación que requiere este tipo de betún, ya que este incremento de temperatura respecto a los betunes convencionales 50/70 es una de sus mayores desventajas, al provocar un mayor consumo de combustible y

aumentar la cantidad de gases contaminantes emitidos. En el segundo caso, se han incorporado diferentes polímeros residuales para modificar el comportamiento de las mezclas: Polietileno (PE), Polipropileno (PP), Poliestireno (PS) y caucho de neumáticos fuera de uso (NFU), éstos se han añadido por vía seca dado que es el proceso más sencillo y fácil de reproducir en cualquier planta asfáltica.

2. ESTADO DE LA TÉCNICA

2.1. MEZCLAS BITUMINOSAS EN CALIENTE

2.1.1. INTRODUCCIÓN

Las mezclas bituminosas están formadas por un ligante hidrocarbonado que forma una película homogénea que rodea los áridos. En función del tipo de ligante que utilizemos, y de los materiales, cantidades y tamaños que empleemos como áridos, el firme presentará unas propiedades u otras.

La capa de rodadura es la más singular de una carretera, debe por tanto cumplir unas especificaciones que serán determinantes para el buen comportamiento del pavimento, buscando un equilibrio entre propiedades que en ocasiones son contrapuestas.

El presente trabajo se ha realizado con mezclas bituminosas en caliente que son las más generalizadas y cubren prácticamente todo el abanico de usos, utilizando los tres tipos más significativos recogidos en la normativa española: hormigón bituminoso (AC), mezclas porosas o drenantes (PA) y mezclas discontinuas (BBTM).

En el año 2014 España fue el séptimo país productor de mezclas bituminosas calientes de la Europa de 28 países con 14,5 millones de toneladas, un 34 % menos respecto del año 2008, lo que supone una de las producciones más bajas de los últimos 10 años debido a la crisis. De ellas, el 66 % son para capa de rodadura, de las cuales un 52 % correspondieron a un hormigón bituminoso (AC) y un 4,3 % a mezclas discontinuas (BBTM), mientras el porcentaje de mezclas porosas (PA) se encuentra alejado de estas dos, con valores menores del 1 % (el 9 % restante de mezclas de rodadura corresponden a mezclas semicalientes). En definitiva, estos tres tipos de mezclas suponen más del 56 % de la producción anual de mezclas bituminosas en caliente, superando los 8 millones de toneladas anuales(3).

2.1.2. MEZCLAS CALIENTES PARA CAPAS DE RODADURA: AC, PA Y BBTM

Las mezclas para capa de rodadura (Figura 1), son las que habitualmente utilizan los materiales de mayor calidad, y proporcionan características tales como la fricción, la regularidad superficial, los niveles de ruido al paso de los vehículos, y la resistencia frente a las deformaciones plásticas (4).

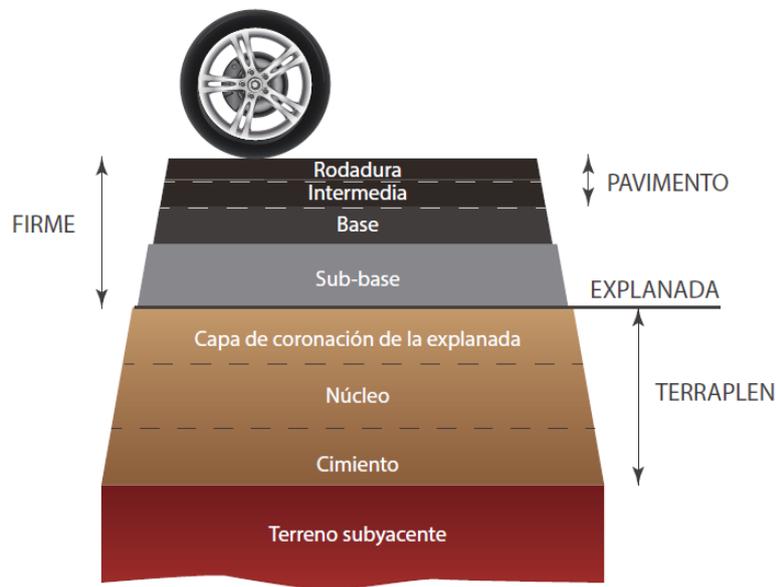


Figura 1. Sección de una carretera

Las mezclas calientes se caracterizan por tener una temperatura de fabricación que suele oscilar entre los 140 °C y los 180 °C, mientras la de compactación ronda entre los 120 °C y 140 °C. El factor determinante es el tipo de betún empleado.

Las características más relevantes de las mezclas empleadas en España son las siguientes:

- **Hormigón Bituminoso (AC)**

Son mezclas cerradas, que en el caso de ser empleadas en capa de rodadura tienen un tamaño máximo de áridos de 16 mm o 22 mm, con un porcentaje de huecos entre el 4 % y el 6 %, son por lo tanto, a efectos prácticos, mezclas impermeables. Su espesor mínimo es de 4 cm, suele oscilar entre 4 cm y 6 cm en función del tamaño máximo de árido, aunque pueden tener espesores mayores en capas de base o intermedias. Pueden utilizar tanto betún convencional como modificado, y la proporción mínima de betún en peso sobre mezcla es del 4,5 % (para mezclas con áridos cuya densidad media sea de 2,65 g/cm³).

- **Mezclas Porosas (PA)**

Su característica principal es su alto contenido de huecos (superior al 20 %), esto provoca que el agua drene por su interior impidiendo que se acumule en superficie, por lo que minimizan el riesgo de perder el control del vehículo (aquaplaning) y el espray que levantan los vehículos a su paso, mejorando significativamente las condiciones de seguridad del firme. Además, también produce una considerable reducción del ruido que produce la

rodadura de los vehículos. Suelen emplearse en zonas lluviosas no muy frías. En carreteras de alta montaña pueden producir problemas de circulación, y aunque en túneles con una longitud mayor de 1 km se deben emplear pavimentos de hormigón (5), por cuestiones de seguridad es aconsejable no utilizarlas en ningún caso (un derrame accidental de hidrocarburos provocaría que el combustible se introdujese bajo la capa porosa, multiplicando el riesgo en caso de incendio). Únicamente se utilizan como capa de rodadura, y habitualmente con betún modificado para mejorar su cohesión y minimizar la pérdida de partículas, que es el principal inconveniente de este tipo de mezclas. Tienen un espesor de entre 4 cm y 5 cm. Su proporción mínima de ligante sobre mezcla es del 4,3 % (para áridos con una densidad media de $2,65 \text{ g/cm}^3$).

- Mezclas discontinuas (BBTM B)

Su granulometría presenta una fuerte discontinuidad entre los 2 mm y los 8 mm, aportando rugosidad a la mezcla y facilitando el drenaje superficial. Igual que ocurre con las mezclas porosas, su utilización se limita a capas de rodadura y generalmente con betún modificado. De las tres tipos de mezclas son las que presentan el menor espesor: entre 2 cm y 3 cm, y su proporción mínima de ligante sobre el peso de la mezcla es la más alta: 4,75 % con áridos de $2,65 \text{ g/cm}^3$ de densidad media, en el caso de las BBTM tipo B.

En la siguiente figura se recoge el huso medio que especifica el PG-3 para cada una de las mezclas empleadas en este trabajo.

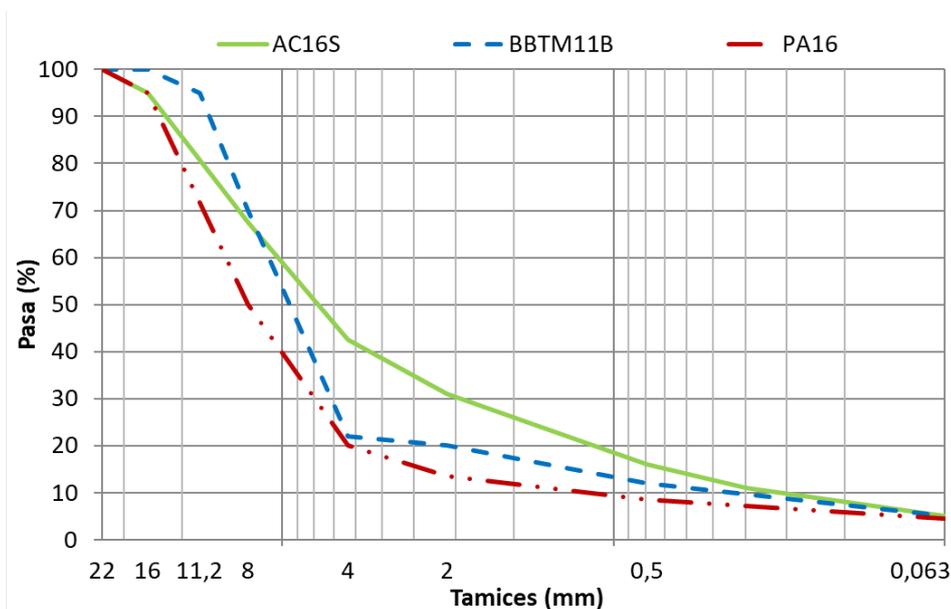


Figura 2. Centro del huso granulométrico de las mezclas empleadas

2.2. SOSTENIBILIDAD AMBIENTAL EN LA CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

Las obras lineales suponen un gran impacto ambiental, especialmente asociado al consumo de áridos naturales (2, 6) y al consumo energético (7), no obstante, por la misma razón pueden convertirse en una herramienta útil si logramos modificar los recursos consumidos por este tipo de obras. A mediados de los años 70 se realizaron los primeros estudios sobre la utilización de residuos como áridos para mezclas bituminosas de base, sin embargo, a pesar de existir investigaciones más o menos profundas en la materia, la utilización de estos materiales en la mayoría de casos no se ha generalizado debido, principalmente, a la complejidad para fabricar las mezclas o a la obtención de rendimientos peores de los esperados (8).

En este apartado se da un repaso al estado de la técnica, utilizando como guía los materiales y las técnicas que se han desarrollado en esta tesis.

Una de las alternativas para tratar de mejorar la sostenibilidad de las obras lineales es reemplazar los áridos naturales por diferentes materiales alternativos: desde subproductos como la escoria negra de horno de arco eléctrico o el material reciclado de la propia carretera (RAP); a polímeros procedentes de residuos plásticos y de neumáticos fuera de uso para modificar las mezclas por vía seca.

Otra posibilidad es el empleo de residuos para variar las propiedades de los betunes, el mejor ejemplo son los betunes modificados con caucho por vía húmeda, que es uno de los betunes que se han utilizado en esta tesis. El Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para obras de Carreteras y Puentes (PG-3) recoge que se dé prioridad a este tipo de betún frente a los betunes convencionales, como medida para favorecer la reutilización de este subproducto y mejorar el impacto ambiental de las carreteras. Sin embargo, las altas temperaturas de fabricación que requiere (entre 165 °C y 175 °C) frenan su uso generalizado. La fabricación a altas temperaturas con el betún modificado con caucho incrementa el consumo de combustible, llegando a necesitar aproximadamente 7,5 Kg por cada tonelada de mezcla, frente a los 6 Kg de combustible por tonelada que suele consumir un betún convencional (9). Además, durante el proceso de producción a altas temperaturas se emiten elevadas cantidades de contaminantes, incluyendo materiales particulados (MP), óxidos de nitrógeno (NOx), óxidos de azufre (SOx), monóxido de carbono (CO), compuestos orgánicos volátiles (COVs), hidrocarburos aromáticos policíclicos (HAP) y dióxido de

carbono (CO₂). Para mejorar el impacto de este tipo de betunes modificados con caucho, una alternativa es emplear aditivos para reducir su viscosidad durante la etapa de fabricación, y por lo tanto, reducir su temperatura de fabricación.

Considerando el ciclo completo de una carretera, desde la extracción de los materiales hasta el final de la vida del firme, la extracción y producción de los materiales es la fase que tiene un mayor impacto ambiental. Además, los materiales suponen el mayor coste en la construcción de mezcla bituminosa (aproximadamente un 70% del coste total (10), tal y como puede verse en la Figura 3), por lo que la utilización de materiales reciclados, o la modificación de las condiciones de fabricación, supone una clara ventaja económica.

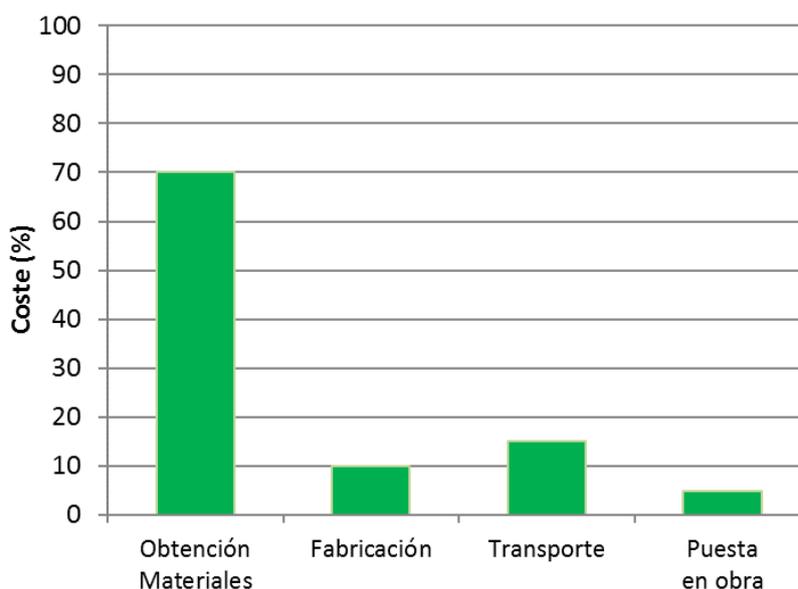


Figura 3. Costes asociados a la construcción de una mezcla bituminosa (10)

De esta manera, se exponen a continuación las principales técnicas relacionadas tanto con el empleo de materiales alternativos, como con la fabricación de mezclas a temperatura reducida empleando aditivos naturales.

2.2.1. MATERIALES RECICLADOS

Las mezclas bituminosas son una herramienta útil para reutilizar sub-productos industriales como las escorias de acería, residuos de obra como las propias carreteras fresadas, y polímeros residuales como el caucho que se emplea para modificar betunes, entre otros.

- Escoria negra de horno de arco eléctrico

En la actualidad, los altos hornos utilizados para fabricar el acero están dando paso a hornos de arco eléctrico, debido principalmente a dos razones: el tiempo de producción del acero se reduce significativamente, y disminuye considerablemente el coste de producción (11).

El horno de arco eléctrico funciona mediante electrodos conectados a la corriente eléctrica, que utilizan una corriente de baja tensión y alta intensidad para fundir la carga. En una primera etapa, dicha carga está compuesta básicamente por chatarra, que es la materia prima, junto a otros elementos que se incorporan para lograr un proceso de fusión adecuado, como materiales oxidantes, escorificantes y fundentes, agentes de hervido, etc. La escoria negra, o primaria, se produce durante esta primera fase de fusión, en la que se produce la oxidación de los elementos. Tras este proceso, se incorporan elementos desulfurantes, reductores, o recarburantes y aleantes si fuera necesario, y comienza una segunda etapa reductora en la que se produce la escoria blanca (etapa de afino), tras la cual se obtiene el acero líquido (12).

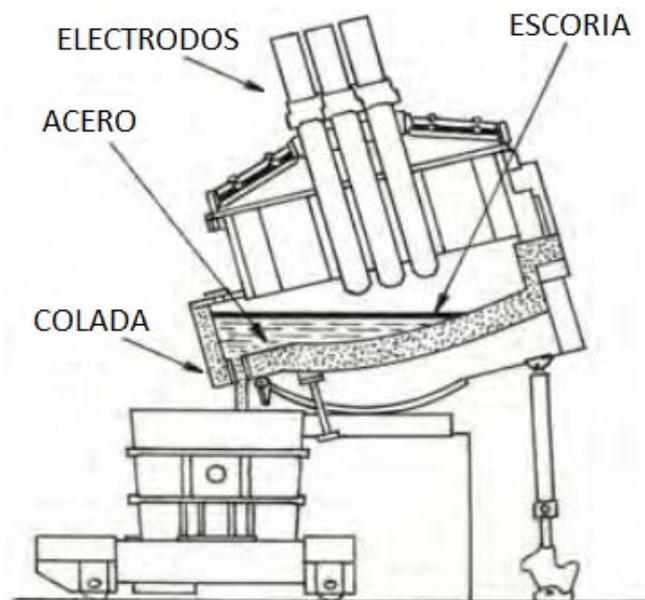


Figura 4. Esquema de horno de arco eléctrico (12)

Si consideramos que Cantabria es la quinta comunidad a nivel nacional en producción de acero, con 1.068.120 toneladas anuales (un 8,6% de la producción total anual), las toneladas de escoria negra de arco eléctrico producidas anualmente en la región oscilan entre las 140.000 (13) y las 170.000 toneladas (11), siendo todas ellas potencialmente útiles.

La valorización de la escoria en Cantabria está regida por el Decreto 104/2006, que recoge distintas clasificaciones en función de sus características, parámetros admisibles para su utilización, y condiciones de uso. En dicho decreto se define a la escoria negra como un material apto para su utilización en carreteras como capa de pavimento de mezcla bituminosa, siempre que cumpla unos parámetros medioambientales y técnicos(14). Entre los parámetros que debe cumplir para que la escoria sea valorizable, se encuentran unos niveles máximos de lixiviados, debiendo ser enviada a vertedero en caso de sobrepasarlos.

Las escorias utilizadas en este proyecto proceden de la acería Global Steel Wire (GSW), situada en las cercanías de Santander. A continuación, la Tabla 1 recoge los valores límites especificados en el Decreto 104/2006, así como el resultado del ensayo de lixiviados obtenido por dicha escoria (11):

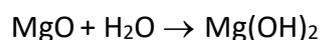
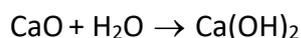
Parámetro	Decreto 104/2006	Escoria GSW
	mg/kg de materia seca	mg/kg de materia seca
Bario	20	2,21
Arsénico	0,5	< 0,1
Cadmio	0,04	< 0,04
Cobre	2	< 0,5
Cromo total	0,5	< 0,1
Mercurio	0,01	< 0,005
Níquel	0,4	< 0,1
Plomo	0,5	< 0,1
Zinc	4	< 0,5
Molibdeno	0,5	0,2
Selenio	0,1	0,1
Antimonio	0,06	< 0,01
Cloruro	800	68
Fluoruro	10	5,8
Sulfato	1.000	15
Índice de fenol	1	< 0,1
COD	500	23
STD	4.000	-
pH	-	11,42

Tabla 1. Ensayo de lixiviados. Valores máximos admisibles y resultado de la escoria de GSW (11)

La escoria de GSW cumple los valores límites especificados, por lo que es un tipo de escoria valorizable que depende de sus propiedades mecánicas para poder ser reutilizada en mezcla bituminosa.

Es significativo que en el País Vasco, donde la gestión de escorias se regula bajo el Decreto 34/2003, se diferencian los valores límites permitidos de lixiviados en función del futuro uso de la escoria en carreteras, diferenciando entre su empleo en mezclas bituminosas para capas intermedias o de base, sub-bases, explanadas y vías privadas, o bien en mezclas bituminosas para capa de rodadura, siendo considerablemente más permisibles en este último caso (15). A nivel nacional, la legislación referente al empleo de escoria se completa con el Decreto 32/2009 de Cataluña (16), en la que no diferencian entre tipos de escoria, y que coincide básicamente con el decreto aprobado por el Gobierno de Cantabria. No existe una ley a nivel estatal que regule su utilización en el conjunto del estado, siendo las tres normativas que existen en la actualidad (Cantabria, País Vasco y Cataluña), similares, y permitiendo, siempre que los niveles de lixiviados no supongan un peligro medioambiental, el empleo de la escoria negra en mezclas bituminosas.

Una de las propiedades que ha generado mayores inconvenientes para el uso de la escoria negra, aunque en muchas ocasiones era debido a su uso inadecuado al utilizarla mezclada con escoria blanca, es su expansividad. Ésta es debida principalmente al óxido de calcio y al óxido magnésico presentes en ella, ambos componentes se transforman en hidróxido al contacto con el agua, causando expansión y disgregación del material:



La hidratación del óxido de calcio es la responsable de la mayor expansividad que se produce a corto plazo, la hidratación del óxido de magnesio ocurre lentamente y se observa a más largo plazo, aunque influyen también otros procesos (17).

El PG-3 no hace referencia a la expansividad de los áridos en mezclas bituminosas, que tradicionalmente son inertes y están, al menos parcialmente, confinados. Sin embargo, en su artículo 510 sobre ahorros se refiere expresamente al uso de árido siderúrgico, limitando el valor de la expansividad del mismo al 5%, dependiendo el procedimiento de ensayo de la cantidad de óxido de magnesio (MgO) que contenga. Además, limita también la cantidad de cal libre a un valor inferior al 5%, y el Índice Granulométrico de

Envejecimiento (IGE), que depende de la hidratación del óxido de calcio, al 1 %.

Tanto en lo referente a los lixiviados como a la expansividad, tiene un papel clave la hidratación que sufra la escoria negra al salir del horno. A este respecto, existen diversos métodos de tratamiento, entre los que destacan (18):

- Analizar la escoria cuando todavía se encuentra en fase líquida, y separarla en diferentes balsas de almacenamiento en función del nivel de CaO libre que contenga. Se sugiere un valor del 4% de CaO libre como criterio de separación.
- Almacenar la escoria en pilas a la intemperie durante un periodo de tiempo, y utilizar aspersores de agua sobre las pilas para acelerar el proceso de hidratación.
- Acelerar el envejecimiento de la escoria utilizando vapor de agua.
- Tratar la escoria negra, cuando todavía está en fase líquida, en una cuchara independiente del proceso de fabricación del acero, incorporando materiales silíceos e inyectando oxígeno.

Algunas investigaciones han analizado las propiedades de la escoria negra después de haber sido hidratada por diferentes métodos (inyección de chorros de aire, aspersión de agua y enfriamiento al aire), sin embargo, no hubo diferencias significativas en las cantidades finales de CaO y MgO libre, por lo que el método para realizar la hidratación de la escoria no parece tan importante como el propio hecho de llevarla a cabo, pesando más los criterios de producción de la propia acería que el conseguir unas propiedades adecuadas de la escoria en sí (19). En cualquier caso, precisamente para evitar cualquier problema de inestabilidad, siempre deben realizarse ensayos de expansividad.

Si la escoria va a ser utilizada en mezclas bituminosas, un proceso de curado sencillo y de bajo coste, adecuado para obtener una escoria homogénea y estable en el tiempo, es el siguiente (20):

- Triturar o moler la escoria hasta el tamaño adecuado, dependiendo del uso específico que se le vaya a dar.
- Separar magnéticamente la mayor cantidad posible de partículas metálicas de hierro que pudieran contener.
- Depositar la escoria en una piscina de riego. La tendencia actual es rociar las

escorias con agua para asegurar su hidratación, durante un periodo que oscila entre los 30 y 90 días.

Si a la escoria negra se le aplica un proceso adecuado de curado tiene grandes posibilidades como árido para obras lineales, especialmente como árido para la capa de rodadura, dadas sus características físicas: presentan buena resistencia a la abrasión, fragmentación y compresión, son partículas duras con bajos coeficientes de los ángulos (17 - 25) y alto coeficiente de pulimento acelerado (0,50 – 0,60) (13).

La escoria negra de arco eléctrico es extensamente utilizada en otros países, en Estados Unidos se llegaron a vender 15,4 millones de toneladas de escoria de acero en 2011 por un valor de 257 millones de dólares. La Tabla 2 recoge las áreas en las que principalmente se ha utilizado (21):

Utilización	%
Hormigón Bituminoso	12,1
Capas de rodadura y capas de base	46,8
Material de relleno	19,3
Clinker	4,7
Otros	17,1

Tabla 2. Porcentaje de escoria de acería en EE.UU. en función de su uso (21)

En 1999 realizaron en Arabia Saudí un análisis para reutilizar en las mezclas bituminosas la escoria de las que disponían: diseñaron nueve mezclas bituminosas con un betún convencional 50/70. Las mezclas abarcaban todos los porcentajes posibles, desde una compuesta completamente por escoria a otra formada únicamente por árido calizo, entre las que se encontraban diferentes combinaciones que utilizaban la escoria en la fracción filler, en el árido fino o en el árido grueso. La mezcla que estaba formada completamente por escoria obtenía malos resultados y no era adecuada para su uso; las mezclas con parte del filler o la fracción fina sustituida tampoco daban buenos resultados, obteniendo valores Marshall mejores que los de la referencia, pero empeorando en gran medida los valores de sensibilidad al agua y módulo resiliente. Los mejores resultados los obtenían las mezclas formada por caliza en su fracción fina (filler incluido), y escoria en la fracción gruesa, demostrando el buen comportamiento de la escoria como esqueleto estructural de la mezcla, pero no así su adecuado rendimiento como matriz (22).

En el año 2010 se realizó un completo estudio con mezclas bituminosas de base con una granulometría similar a las AC22. Se ensayó una mezcla compuesta por un 51% de escoria (un 7% en su fracción fina) con dos betunes diferentes en función de su contenido de SBS (estireno-butadieno-estireno): modificación alta y modificación baja. Se realizaron ensayos de fatiga, de módulo resiliente, de sensibilidad al agua y de deformación plástica entre otros, y los resultados confirmaron que las probetas con escoria negra de arco eléctrico mejoraban en todos los campos a las de referencia, y si bien los mejores resultados fueron con el betún altamente modificado, la mayor diferencia entre probetas se producía entre las de referencia y las compuestas por escoria y betún de baja modificación, siendo más influyente la escoria como árido que el uso de un betún modificado(23).

En el año 2012 se llevó a la práctica un proyecto en el que se comparaba el uso de la escoria sustituyendo completamente a la fracción fina o a la gruesa en mezclas bituminosas de rodadura SMA (Stone Mastic Asphalt). En este caso, a diferencia del realizado en Arabia Saudi el betún era modificado con SBS. Atendiendo a los resultados de estabilidad Marshall, tensión indirecta y módulo resiliente, las mezclas que contenían escoria negra en cualquiera de sus fracciones mejoraban los resultados respecto a la mezcla de referencia, pero esta mejora era especialmente significativa si la escoria era utilizada como árido grueso, logrando mejores resultados de estabilidad, resistencia frente a deformaciones plásticas, y sensibilidad al agua(24).

Estas conclusiones coinciden con múltiples ensayos realizados, en los que se demuestra que los mejores resultados se obtienen utilizando la escoria como árido grueso, fortaleciendo el esqueleto mineral de la mezcla.

En Cantabria, la escoria negra se ha aplicado en la capa de rodadura de dos carreteras interurbanas, la CA-136 que une las localidades de Puente San Miguel y Suances, y la CA-137 que es la variante de Santillana del Mar, en las que se ha estudiado su durabilidad y seguridad (11). Se ha utilizado también en la Avda. de Los Castros, una carretera urbana situada en Santander, frente a la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos, mostrando un buen comportamiento y encontrándose en la actualidad en perfecto estado.

- **Material fresado**

El material fresado de otros firmes puede reutilizarse de diferentes maneras. Tradicionalmente se ha empleado en la construcción de explanadas, al tratarse de un

material con unos áridos de buena calidad y que posé cierta capacidad aglutinante. En el año 2007, un 40% del RAP reciclado (500.000 toneladas) se utilizaba de esta manera (25). Sin embargo, en el año 2015, último del que se tienen datos, el uso del RAP en suelos se había reducido hasta un simbólico 1% (3% si incluimos otros usos en ingeniería civil), reutilizando casi 400.000 toneladas de RAP en mezclas bituminosas (26).

El empleo del RAP en mezclas bituminosas permite aprovechar todo su potencial. Las técnicas existentes para reutilizar el material fresado normalmente se dividen en función de si la nueva mezcla se fabrica in situ o en planta, y de si la fabricación se hace en frío o en caliente. Las más comunes son (27):

- Reciclado de mezclas bituminosas en caliente en planta: el material fresado se lleva a planta donde se utiliza como un material más para fabricar la mezcla. Debe ajustarse la dosificación a las proporciones adecuadas, mezclando el fresado con los áridos y el betún virgen, y en ocasiones con rejuvenecedores. Aunque la mezcla se realice en caliente, tal y como una convencional, la temperatura del fresado puede variar, aunque generalmente se introduce a temperaturas inferiores a las de los áridos convencionales, entre 100 °C y 110 °C.
- Reciclado de firmes in situ con emulsión: se realiza una mezcla homogénea del material fresado del firme (entre 6 cm y 12 cm de profundidad), con una emulsión, agua, y aditivos. Este proceso se lleva a cabo a temperatura ambiente. Esta técnica presenta claras ventajas económicas y medioambientales, sin embargo, no puede utilizarse con todos los materiales, ni soluciona problemas como las deformaciones plásticas, o aquellos relacionados con una mala calidad de la explanada.
- Reciclado semicaliente: Es una técnica intermedia entre las anteriores. El material fresado se calienta en torno a 90 °C en una planta asfáltica, y se mezcla después con una emulsión.

Por lo general, las técnicas in situ frías se utilizan para mejorar propiedades de un firme que se han visto mermadas pero cuya capacidad estructural permanece inalterada, suelen consistir en tratamientos superficiales sobre la capa de rodadura, pudiendo aportar nuevos áridos y adiciones para mejorar las cualidades del ligante.



Figura 5. Reciclado in situ (28)

Los tratamientos en planta consisten en aprovechar el material de firmes que ya han estado en servicio, para la producción de nuevas mezclas bituminosas.

En la última actualización del Pliego de prescripciones técnicas generales de obras de carreteras y puentes (PG-3) que se llevó a cabo en 2014 (29), se ha incluido por primera vez en el *Artículo 542. Mezclas bituminosas en caliente tipo hormigón bituminoso*, el uso de material fresado en cantidades superiores al 10 %, pero nunca en capa de rodadura donde su uso está prohibido, a pesar de que algunos estudios mantienen que sería beneficioso permitir su uso en dicha capa (30). Puesto que las mezclas PA y BBTM se usan en capa de rodadura, el uso de RAP está limitado a hormigones bituminosos de capa intermedia y base. Si el RAP se emplea en un porcentaje igual o menor al 15 % de la masa total de la mezcla, se deben cumplir las especificaciones habituales recogidas en el PG-3 para los hormigones bituminosos, sin considerar ningún requisito especial. Por el contrario, si se utiliza un porcentaje superior al 15 % y hasta el 60 % de la masa total de la mezcla, el hormigón bituminoso debe cumplir unas especificaciones especiales recogidas en el *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Conservación de Carreteras (PG-4)*, en el que se incluyen algunos ensayos específicos dirigidos a determinar las propiedades del RAP, a asegurar su homogeneidad, y a controlar la calidad final de la mezcla resultante. Entre los aspectos más destacados que recoge el PG-4, cabe citar las tolerancias para caracterizar la granulometría y el contenido de betún residual del RAP (Tabla 3), la posibilidad de evaluar indirectamente las propiedades de los áridos del RAP ejecutando el ensayo de inmersión-

compresión a la mezcla reciclada resultante (31), cuya resistencia conservada deberá ser como mínimo del 75 %, o la limitación que impone a la cantidad de ligante total en la mezcla reciclada resultante, que deberá ser superior al 4 % de betún total sobre árido para capas intermedias, y al 3,5 % sobre árido para capas de base. En cualquier caso, la mezcla reciclada final siempre deberá cumplir las especificaciones del Artículo 542 del PG-3.

Características	Unidad	Tolerancia	
	> 2 mm	% en masa	±5
Cernido de tamices	> 0,063 mm y ≤ 2 mm	del material	±3
	0,063 mm	a reciclar seco	±1,5
Contenido de ligante			±0,4
Penetración del ligante recuperado		0,1 mm	±4

Tabla 3. Tolerancias sobre la fórmula de trabajo del material bituminoso a reciclar

Además, la actualización del Artículo 542 también contempla la posibilidad de emplear RAP en porcentajes superiores al 60 % de la masa total de la mezcla, pero en este caso será necesario un estudio específico y la autorización expresa de la Dirección General de Carreteras.

La utilización del material procedente de firmes bituminosos demolidos o fresados permite ahorrar recursos naturales y reduce la generación de residuos. Algunos autores estiman que reutilizar entre el 25 % al 30 % de material fresado permite reducir el mismo porcentaje de áridos vírgenes, y en torno a un 1 % del contenido de ligante de la mezcla (32).

La incorporación de árido fresado a la capa de rodadura ha sido también estudiada. En el año 2013 se presentaron las conclusiones de un proyecto que sirvió de base para la utilización de material fresado como capa de rodadura en Oklahoma (USA). Dicho proyecto analizaba el comportamiento de una mezcla bituminosa HMA (Hot Mix Asphalt), de características similares a una antigua D12, con un 10 % de material fresado en la fracción fina. La dosificación de las mezclas se realizó volumétricamente. Los resultados, aunque se recomienda seguir investigando con otros áridos y diferentes ligantes, concluyeron que el RAP mejoraba la resistencia de la mezcla frente a fatiga, deformaciones plásticas y sensibilidad al agua, no obstante, mostraba una mayor fisuración debida a gradiente térmico (33).

En un estudio realizado en 2005 utilizaron material fresado precalentado a diferentes

temperaturas, analizando cómo se combinan el ligante residual procedente del RAP y el ligante virgen aportado. El proceso que siguieron fue calentar el RAP a la temperatura de mezcla durante 2 horas, 3,5 horas y 8 horas, antes de proceder al mezclado del material. Los resultados mostraron que, si el tiempo de precalentamiento del RAP es corto, el ligante residual y el virgen no son capaces de mezclarse correctamente, por el contrario, si el tiempo de calentamiento es excesivo, mantienen que el ligante del RAP se endurece y muchas de las partículas no son capaces de interactuar con el ligante virgen. Esto implica que hay una temperatura del RAP óptima para la mezcla del ligante virgen y el residual, si no, el ligante residual no llega a interactuar con el ligante virgen, actuando el material fresado únicamente como un árido, necesitando mayor energía de compactación y aumentando el porcentaje de huecos (34).

Uno de los estudios pioneros y más completos realizados con RAP en una capa de rodadura es la tesis *Diseño y caracterización mecánica de mezclas discontinuas recicladas para capas de rodadura*, que utiliza como mezcla patrón una BBTM 11 B. Se analizó el comportamiento de la mezcla con diferentes diseños: cuatro proporciones de RAP (0%, 10%, 20% y 40%), y tres de betún (4,75%, 5,25% y 5,75%). Entre las conclusiones se destaca que las mezclas cumplen las exigencias del PG-3, que la mezcla con el 10% de RAP es la que presenta mayores prestaciones para cualquiera de los contenidos de betún utilizados, y que el RAP aumenta la rigidez y la fragilidad de la mezcla (35).

En otros proyectos se está trabajando para recuperar las propiedades del ligante residual y generar un ligante de características similares al original, para ello se utiliza junto al betún virgen agentes rejuvenecedores como aceites vegetales, aceites aromáticos o betunes blandos 120/160 (36).

Aunque los porcentajes habituales de reciclado de RAP en mezcla caliente fabricada en planta rondan entre el 10 % y 30 %, y no es habitual que superen el 50 % (37), en la actualidad se está estudiando la reutilización del 100 % de material (38, 39).

En España, en el proyecto Fénix se realizó un estudio sobre la variabilidad de este material y su influencia en mezclas bituminosas con altas tasas de reciclado (porcentajes de material reciclado por encima del 30 %), con el objetivo de aprovechar todo el material generado en el fresado de una carretera. Se realizaron tres tramos experimentales en los que se emplearon mezclas bituminosas en capas de base e intermedia con las siguientes

características:

- A-140 en Huesca: S-20 con 60 % de RAP, y S-12 con 40 % de RAP
- Autopista A-7 en Murcia: G-20 con 50 % de RAP
- N-230 en Lérida: S-20 con 50 % de RAP

Los resultados indicaron que existe una clara variabilidad en el contenido de ligante y la granulometría de los áridos en las mezclas con RAP, no obstante, esta variabilidad es tanto menor cuanto menor es el tamaño máximo del RAP utilizado: existe menor variabilidad en las fracciones menores (0/8 mm), que en las mayores (8/25 mm), de esta forma, limitando el tamaño máximo de árido reducimos la variabilidad de la mezcla. El contenido de huecos y densidades de las mezclas recicladas mostraron una variabilidad similar a las mezclas convencionales, mientras la estabilidad Marshall tiende a aumentar a medida que se incrementa el porcentaje de RAP en la mezcla (28, 40).

Además, algunos autores han estudiado también el comportamiento de forma conjunta del RAP con la escoria negra de horno de arco eléctrico, concluyendo que su uso combinado aumenta la resistencia a fatiga y reduce las deformaciones plásticas (41, 42), o su aplicación en mezclas semicalientes, que reducen la temperatura de fabricación, siendo una alternativa destacada para alcanzar un diseño sostenible de las carreteras (43).

- **Polímeros residuales**

Las propiedades de los polímeros han motivado su uso en multitud de productos y aplicaciones. Esta proliferación supone un riesgo ambiental al final de su vida útil si no son tratados adecuadamente. Aproximadamente 25,2 millones de toneladas de residuos plásticos fueron producidos en Europa en 2012, de las cuales más del 60% eran PE, PP y PS. De toda la producción de plásticos, sólo 15,6 millones fueron recuperadas (6,6 millones de toneladas se reciclaron, mientras 8,9 millones de toneladas se utilizaron para producir energía), por lo tanto, hay 9,6 millones de toneladas de plásticos que no fueron tratadas (44). A pesar de los esfuerzos de la Unión Europea, y de la reducción continua de los plásticos que son enviados a vertedero, en el año 2014 todavía se enviaron a vertedero 8 millones de toneladas de residuos plásticos, de los 25,8 millones de toneladas que se produjeron ese año. Aunque supone una reducción de aproximadamente un 8% de los plásticos que se enviaron a vertedero, aún estamos muy lejos de una gestión eficiente con

este tipo de residuos. En España la situación empeora respecto a la Unión Europea, somos el cuarto país de Europa con mayor demanda de plásticos, con un 7,7% del total, que suponen aproximadamente una demanda de 3,8 millones de toneladas de plásticos al año, de las cuales, aproximadamente la mitad van a vertedero (Figura 6), por lo que en España son especialmente necesarias medidas que permitan dar una salida sostenible a estos residuos (45).

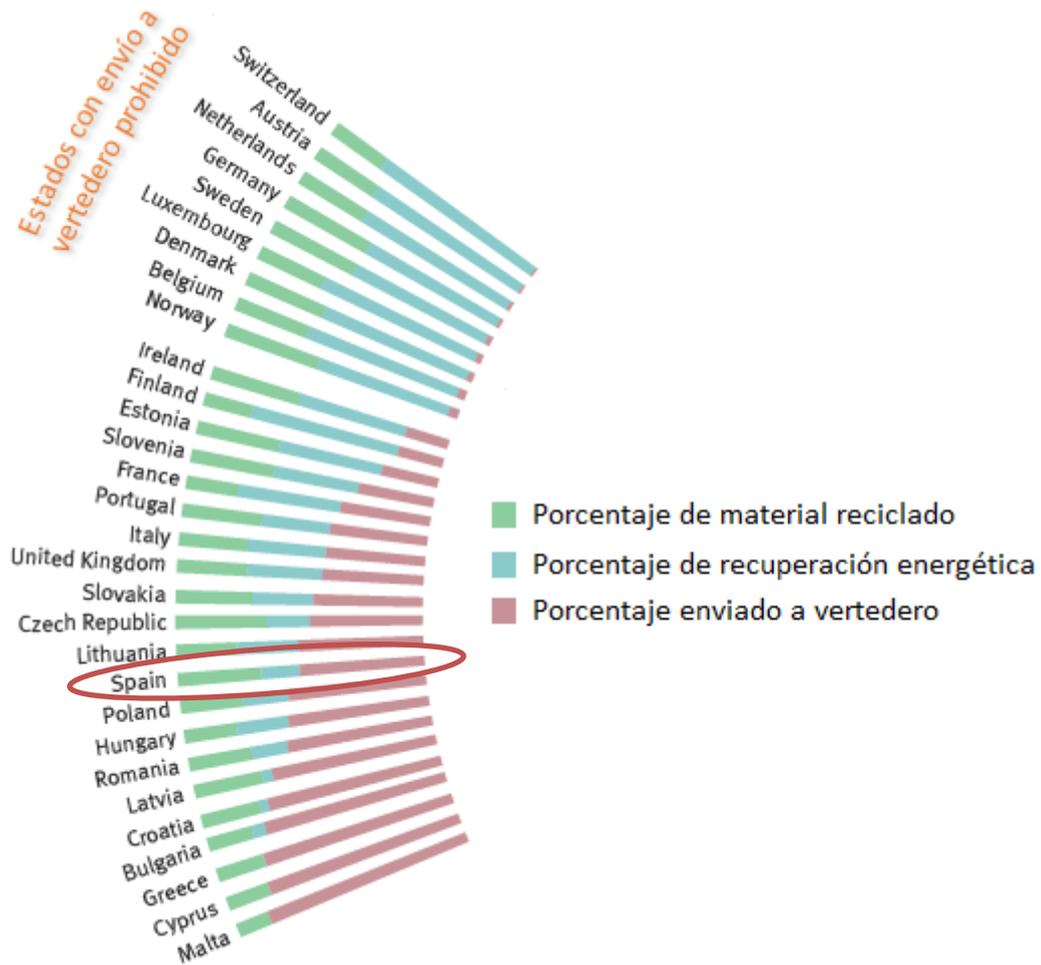


Figura 6. Tipo de tratamiento de residuos plásticos en cada estado europeo (45)

De hecho, entre las medidas que se han tomado en algunos de los países del norte de Europa, está la prohibición de enviar plásticos a vertedero (Figura 7), tal y como ocurre con el caucho procedente de neumáticos fuera de uso en otros países de Europa, como en España.

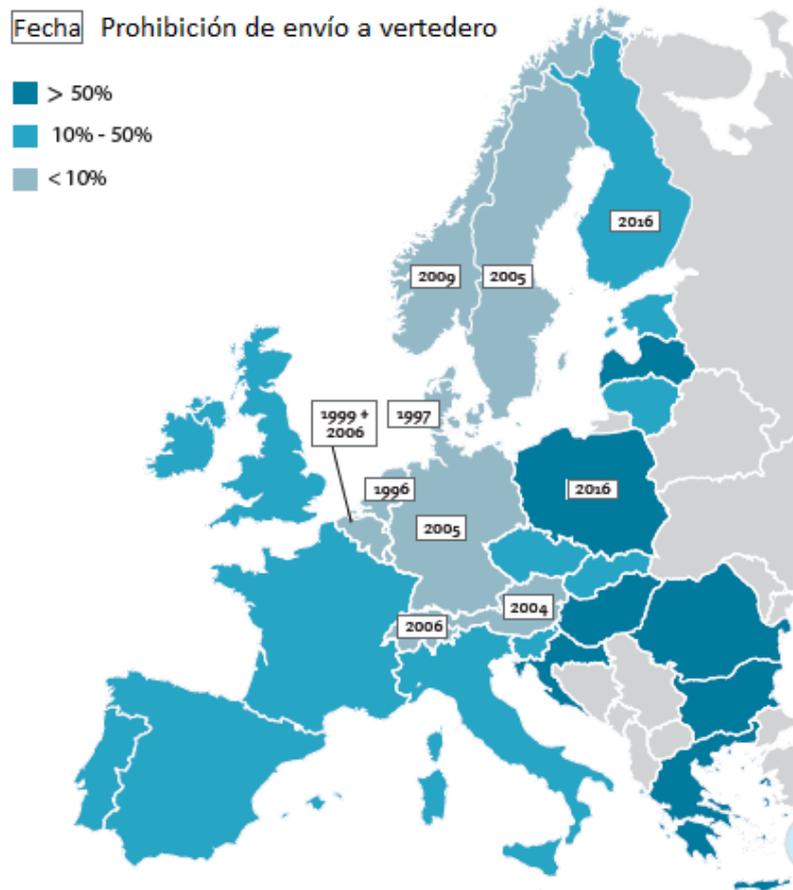


Figura 7. Tasa de plásticos que van a vertedero en Europa (45)

Las tasas de caucho reciclado procedente de neumáticos fuera de uso han aumentado considerablemente desde la entrada en vigor de la Directiva 2008/98/EC, sin embargo, la tasa de reciclaje es muy desigual entre los estados, a pesar de que en muchos de ellos se recicla aproximadamente el 100%, en el año 2012 se generaron 162.000 toneladas de neumáticos fuera de uso, que bien fueron a parar a vertedero (controlado o incontrolado), o se desconoce su destino final (46). En el año 2015 ese valor se redujo hasta las 134.000 toneladas, procedentes la mayoría de ellas de los mismos estados de la unión europea. La tasa de valorización de cada país de Europa (incluye reciclado y valorización energética), puede verse en la Figura 8 (47).

manera responsable medioambientalmente hablando. El productor es responsable de los residuos que genera el consumidor al utilizar su producto, tanto operativa como financieramente.

La legislación de cada país de Europa puede verse en la siguiente figura.

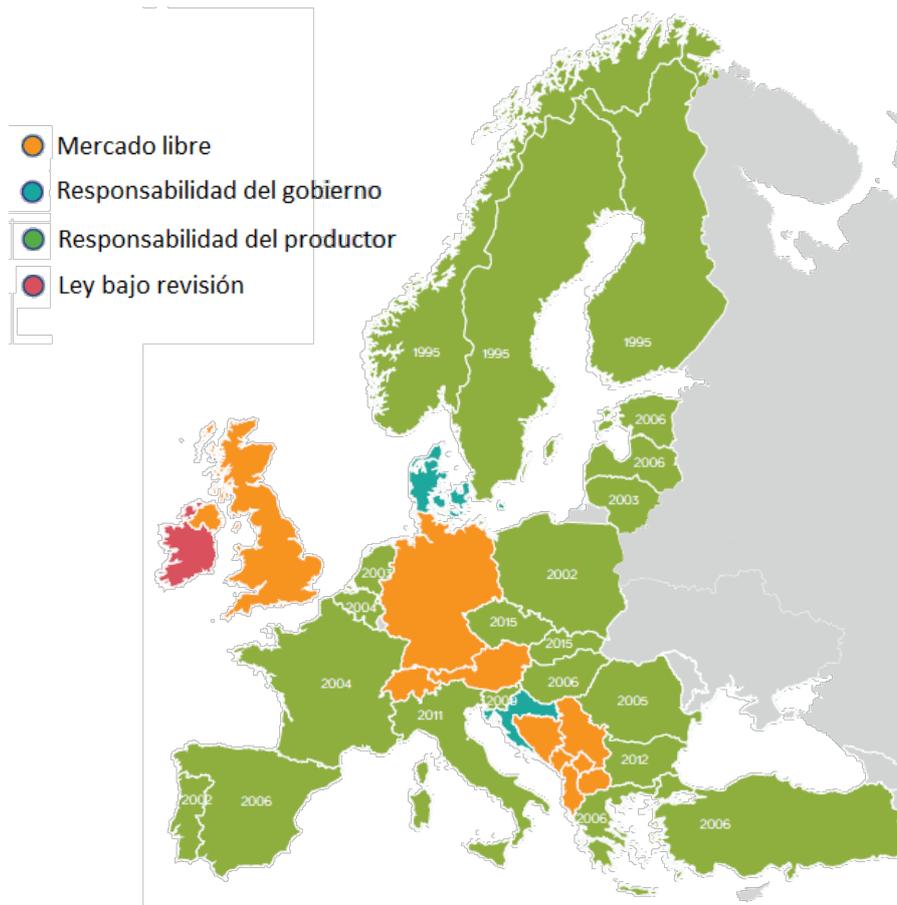


Figura 9. Gestión de neumáticos fuera de uso en los países de Europa (47)

Aunque la tasa de neumáticos revalorizados se ha incrementado muy significativamente, aún debe mejorarse tanto a nivel europeo como a nivel nacional, en el primer caso para alcanzar tasas cercanas al 100% en todos los estados, en el segundo para tener más alternativas que permitan hacer frente a su reciclado con más garantías. Además, es prioritario revalorizar un mayor porcentaje de neumáticos mediante su reciclado, en lugar de mediante su valorización energética (48, 49), que en España supuso la incineración de 124.000 toneladas de neumáticos fuera de uso, prácticamente el 50% de la tasa de neumáticos valorizada en el año 2013 (47).

A pesar de esta tasa del 100% de neumáticos fuera de uso revalorizados en España, todavía

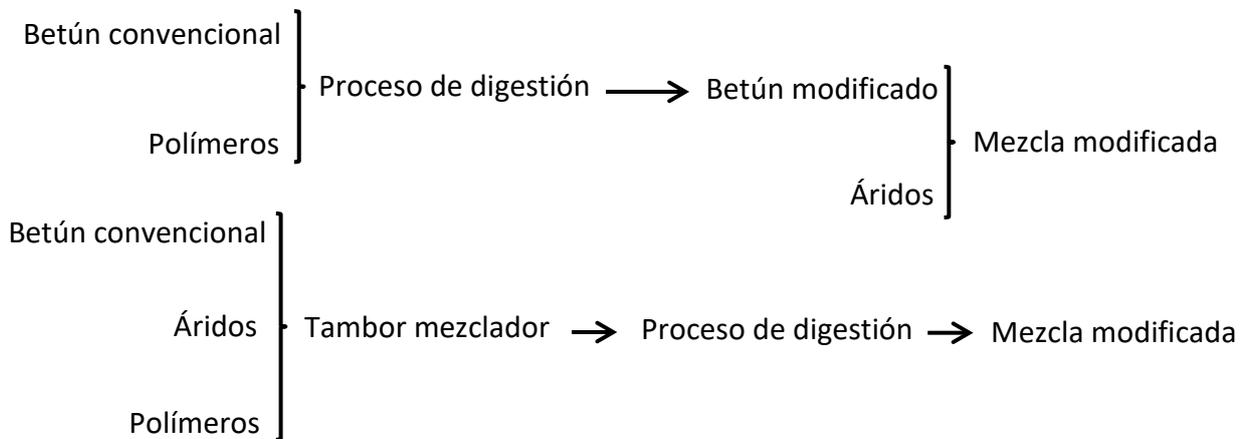
nos encontramos con vertederos ilegales, casos como el vertedero de neumáticos de Seseña, uno de los más grandes de Europa que sufrió un incendio en el año 2014 que obligó a desalojar a los vecinos de la zona y a cortar la autopista R-4 en Madrid.



Figura 10. Incendio del vertedero de Seseña en Mayo de 2016 (Fuente: ABC)

Según datos oficiales del Ministerio de agricultura, alimentación y medio ambiente, en el año 2015 ningún vertedero ilegal recibía residuos, aunque no especifica el número de vertederos ilegales que debían ser clausurados (50). En 2016, España ha sido condenada por la comisión europea por haber incumplido sus obligaciones con 30 vertederos ilegales, poniendo de manifiesto los problemas existentes para la gestión óptima de los residuos (51).

Hay dos procesos para reciclar los polímeros como aditivos en mezclas bituminosas, dependiendo de la forma en que éstos se incorporen: si se vierten directamente al betún, modificando sus propiedades antes de fabricar la mezcla, es un proceso que se conoce como vía húmeda. Si los polímeros se añaden directamente al tambor mezclador, como si se tratara de un árido más, es un método conocido como vía seca. El esquema de los dos métodos puede verse a continuación.



La reutilización de los residuos plásticos en las mezclas bituminosas no es, a pesar de que su uso todavía no se haya consolidado, un avance científico que corresponda a la última década. Entre los años 1981 y 1984 se analizó a nivel de laboratorio la posibilidad de modificar betún asfáltico con residuos plásticos procedentes de residuos sólidos urbanos (RSU), llegando a la conclusión de que las mezclas con “desechos plásticos” son estables, flexibles, y resistentes a las deformaciones plásticas (52). Sin embargo, ha sido en los últimos años, dado el alto impacto ambiental de este tipo de residuos, cuando el uso de polímeros en las mezclas bituminosas, tanto procedentes de neumáticos como de plásticos, ha experimentado un mayor desarrollo, especialmente para modificar betunes mediante vía húmeda (53, 54). Esta es la forma más habitual de su empleo y presenta claras ventajas, logrando betunes modificados que mejoran múltiples propiedades de los betunes convencionales (55). No obstante, tienen también inconvenientes: generalmente necesitan plantas de fabricación especializadas donde requieren de altas temperaturas y un proceso de especial de mezclado. El proceso es económicamente costoso y en algunos casos presentan problemas de precipitación o de compatibilidad (56, 57, 58, 59, 60).

Dentro de los polímeros analizados como material reciclado, se diferencian los procedentes de residuos plásticos y de neumáticos fuera de uso. La utilización de polímeros reciclados procedentes de residuos plásticos ha experimentado un fuerte desarrollo, pero para su uso generalizado presentan el inconveniente de la multitud de polímeros existentes, así como su rápido desarrollo, favoreciendo la aparición de otros nuevos cuando aún no se reciclan los anteriores. Además, los procesos previos de preparación son aún costosos y complejos.

La universidad de Dublín realizó un estudio en el modificaba un betún convencional con los polímeros residuales con mayor presencia en Irlanda: PE de alta, media y baja densidad, PVC, PP, PET y ABS. Los más adecuados resultaron ser el PE de alta y baja densidad (HDPE y LDPE), ya que aunque no alcanzaban el rendimiento de los betunes modificados con polímeros vírgenes, sí mejoraban las propiedades del betún convencional (61).

Siguiendo esta línea de investigación se realizaron diferentes trabajos modificando un betún 80/100 con PE procedente de bolsas de plástico de residuos domésticos, mezclando éste polímero a más de 3000 rpm, entre 160 °C y 200 °C, durante 20 minutos. Se mejoraron propiedades del betún como la resistencia frente al envejecimiento, su estabilidad, o su respuesta frente a cargas a temperaturas de servicio (62). Utilizando un proceso similar con probetas Marshall se obtenía un aumento del módulo resiliente, de la resistencia a fatiga y de la resistencia conservada en el ensayo de sensibilidad al agua (63).

En España, uno de los pocos proyectos que ha puesto en obra una mezcla bituminosa utilizando polímeros reciclados, es el que se llevó a cabo en la A-92 entre Almería y Murcia, en la que se reutilizó el PE procedente de los invernaderos para modificar un betún 80/100 que se utilizó en la capa de base de la carretera (64).

Sin embargo, a pesar de los diferentes estudios y resultados de laboratorio, la utilización de polímeros procedentes de residuos para modificar betunes no se ha generalizado dado que el proceso es aún costoso y complejo (65).

Otra alternativa para la reutilización de polímeros es su incorporación directa sobre la mezcla (vía seca). Este proceso no modifica el betún previamente, sino que incorpora las partículas plásticas en el tambor mezclador a la vez que se agregan los áridos y el betún, dotando a la mezcla bituminosa de unas propiedades especiales.

Uno de los estudios más importantes sobre la modificación de mezclas con polímeros residuales utilizando la *vía seca* es el realizado por el Ministerio de Medioambiente y Bosques de la India en el año 2008. En este país se han llegado a realizar 1200 km de carreteras entre el año 2002 y 2007 utilizando mezclas modificadas con residuos compuestos por PE, PP y PS. Incorporan una mezcla de los tres tipos de residuos (simplificando y economizando el proceso previo de preparación), en fragmentos comprendidos entre 1,2 mm y 4,2 mm. Éstos son rociados sobre los áridos calientes a 170 °C, formando una pequeña capa alrededor de ellos. Posteriormente, se añade el betún

para finalizar la mezcla (66). Los resultados han sido satisfactorios, aunque se desconoce si cumplirían los requisitos fijados por el PG-3 en España. En el año 2012 se presentó un estudio sobre este sistema de mezcla mediante *vía seca* en el que se especificaban valores Marshall comprendidos entre 1.800 Kp y 2.000 Kp, además de aumentar la resistencia frente a las deformaciones plásticas y reducir la el contenido de betún en torno a un 10 % (67).

Respecto al reciclado de neumáticos fuera de uso, su utilización para modificar mezclas bituminosas es una alternativa ampliamente conocida, tanto mediante la vía húmeda como la seca. El PG-3 indica que se debe dar prioridad a los ligantes que reutilicen este material (siempre que sea técnica y económicamente viable), para favorecer el reciclado de dicho polímero residual.

A nivel internacional, uno de los referentes para reutilizar este material en carreteras es la guía desarrollada por el departamento de transportes del estado de california *Asphalt rubber usage guide*, que recoge información sobre el diseño, uso, producción y control de pavimentos realizados con ligante modificado con caucho mediante vía húmeda. Entre las ventajas que recoge dicha guía destacan el aumento de viscosidad del ligante, el aumento de su elasticidad y resiliencia a temperaturas elevadas, y la disminución de la susceptibilidad térmica (68). Sin embargo, apenas hace referencia a la modificación de las mezclas bituminosas mediante la vía seca, lo que es significativo sobre el grado de implantación de un sistema respecto al otro.

A nivel nacional, uno de los documentos más significativos es el *Manual de empleo de caucho de NFU en mezclas bituminosas*, editado por el CEDEX. En él se especifican tres tipos de betunes modificados con caucho (69):

- Betún mejorado con caucho: con una cantidad de caucho que ronda entre el 8% y el 12% en peso del ligante. Tiene características empíricas mejores que los betunes convencionales.
- Betún modificado con caucho: el porcentaje de caucho se mueve entre el 12% y el 15% del peso del ligante. Presenta propiedades empíricas similares a los betunes modificados con polímeros.
- Betún modificado de Alta Viscosidad con Caucho: se fabrican con un porcentaje de caucho entre el 15% y el 22%.

Además de las ventajas presentadas en la *Asphalt rubber usage guide* citada anteriormente, el betún modificado con caucho (vía húmeda), permite obtener mezclas más flexibles y con mayor resistencia a los esfuerzos de tensión repetidos, reduciendo el agrietamiento tanto por fatiga como por reflexión, además de incrementar la resistencia frente al envejecimiento de las mezclas convencionales (69, 70).

No obstante, a pesar de las ventajas del betún modificado con caucho procedente de NFU ya mencionadas, también existen dificultades que limitan su utilización, como sus condiciones especiales de fabricación: altas temperaturas de mezclado y largos tiempos de digestión para que interactúen el caucho y el betún (58, 71), sus elevadas viscosidades implican altas temperaturas de fabricación (56), y pueden presentar problemas de sedimentación, por lo que suelen requerir sistemas de agitación en las cisternas de almacenamiento, de hecho, los betunes con mayor contenido de caucho sólo pueden ser fabricados in situ (69, 72).

Respecto a las mezclas modificadas por vía seca, el *Manual de empleo de caucho de NFU en mezclas bituminosas* las define como “una mezcla bituminosa modificada con polvo de caucho”, con la que se pueden conseguir ventajas similares “aunque en menor grado”. Otras ventajas alternativas que menciona respecto a este sistema es que son mezclas más baratas que las que se obtienen modificando el betún, y que su tecnología es accesible a todas las plantas de fabricación, no sólo a aquellas que producen ligantes modificados, por lo que además, es posible trabajar con el caucho de cada zona, sin tener que realizar su transporte (69, 72).

En la vía seca, a pesar de no realizarse una digestión del caucho como en la vía húmeda, sí se produce una reacción del caucho y del betún de la mezcla una vez que se incorporan al tambor mezclador, se produce un proceso de *maceración*, por lo que también se requiere de un tiempo de interacción entre ambos antes de compactar la mezcla. Una de las maneras de controlar este parámetro en el proceso de vía seca, es reducir el tamaño de la fracción granulométrica del caucho empleado (normalmente menor de 0,6 mm) y limitar la cantidad de caucho al 1 % sobre el peso de los áridos (73). De esta manera conseguimos aproximar el tiempo de digestión al necesario para el transporte hasta el punto de obra. En cualquier caso, este periodo nunca será inferior a 30 minutos desde fabricación, además, es recomendable continuar con la compactación de la mezcla hasta que esta alcance los 80 °C, para asegurarnos de que no se van a producir modificaciones en el pavimento

debidas a una reacción incompleta del caucho (74).

También ha habido casos en los que se han analizado conjuntamente el caucho procedente de NFU y polímeros plásticos residuales. En el año 2007 se ensayó una mezcla bituminosa para capa de rodadura cuyo betún fue modificado de diferentes maneras: con caucho de NFU que se incorporó en un 0,1 % sobre betún; con PE de baja densidad obtenido a partir de bolsas de plástico, que se incorporó en forma de tiras (4 cm x 1 cm) en un porcentaje del 0,7 % sobre betún; y con el caucho y el mismo tipo PE de forma conjunta, vertiendo un 75 % del primero y un 25 % del segundo. Concluyeron que las menores deformaciones plásticas y el módulo dinámico más alto se obtenían modificando el betún únicamente con el Polietileno, mientras que la adición de caucho empeoraba el comportamiento plástico de la mezcla de referencia (75).

2.2.2. ADITIVOS DEL LIGANTE

La temperatura de fabricación de una mezcla caliente debe ser lo suficientemente alta como para asegurar una buena envuelta y trabajabilidad, pero sin llegar a presentar problemas de escurrimiento, envejecimiento, o endurecimiento del betún (76). Actualmente, la industria de construcción de firmes trata de producir de una manera más eficaz y sostenible. Entre los objetivos se encuentra el ahorro energético y la reducción en las emisiones de gases, que están directamente relacionados con la temperatura de fabricación de una mezcla bituminosa.

En la Tabla 4 se presentan los distintos tipos de mezclas en función de su temperatura de fabricación y el ligante utilizado (27):

Mezcla bituminosa	Tª de fabricación (°C)	Tª puesta en obra (°C)	Ligante
Calientes	150 – 180	120 – 150	Betún
Semicalientes	120 – 140	100 – 120	Betún + Aditivos / Espumado
Baja energía*	100	60 – 80	Betún
Templadas	40 – 100	Tª ambiente	Emulsión
Frías	Tª ambiente	Tª ambiente	Emulsión

*Una parte de los áridos no se calienta por encima de los 100 °C

Tabla 4. Clasificación de las mezclas bituminosas en función de su temperatura de fabricación (27)

La importancia de reducir la temperatura de fabricación radica en que la emisión de gases tiene una correlación exponencial con ella. Sobre probetas de 100 g de diferentes tipos de betún se midió la emisión de gases (compuestos hidrocarbonados poliaromáticos) a diferentes temperaturas. Por debajo de 80 °C las emisiones eran virtualmente nulas, a 150 °C rondaban 1 mg/h, a 180 °C oscilaban entre 2,2 mg/h y 42,6 mg/h (dependiendo del tipo de betún), alcanzando su máximo nivel a 250 °C (77). La reducción de gases emitidos a la atmósfera al fabricar mezclas semicalientes en lugar de una mezcla caliente convencional, oscila entre un 30% y 40% en el caso de CO₂ y SO₂, entre un 10 % y un 30 % de CO, y sobre un 50 % para los compuestos orgánicos volátiles (COV), mientras la reducción de combustible varía entre un 11 % y un 35 % (78). En la Figura 11 se puede ver un esquema con el consumo de combustible en función de la temperatura de fabricación de cada tipo de mezcla.

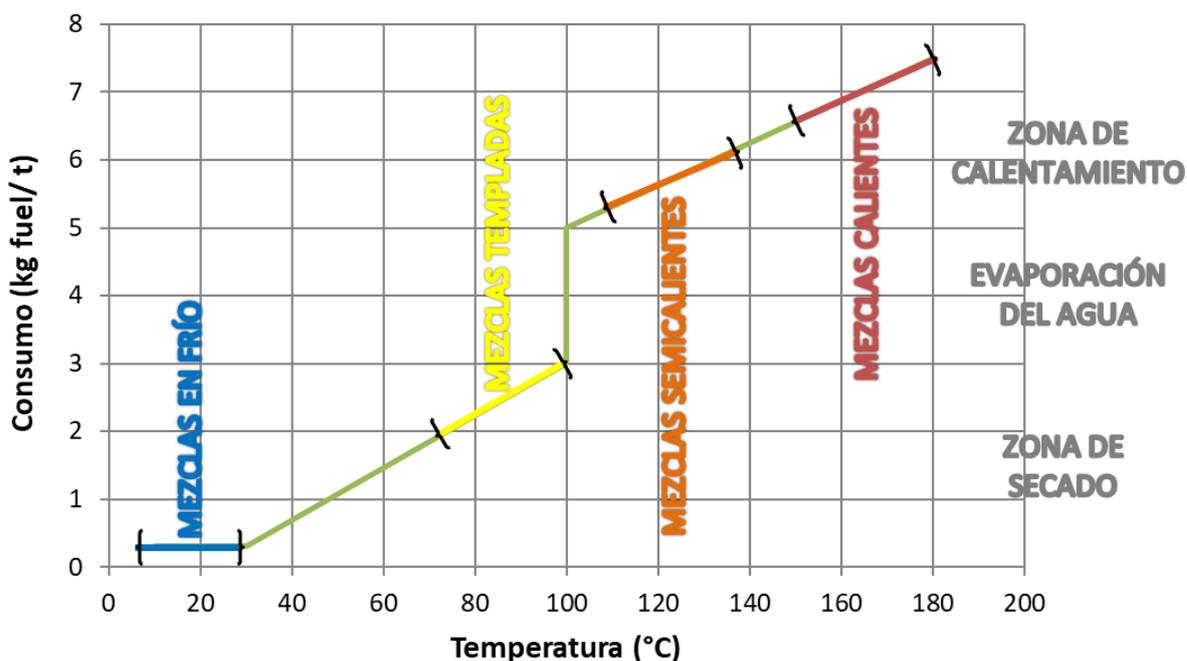


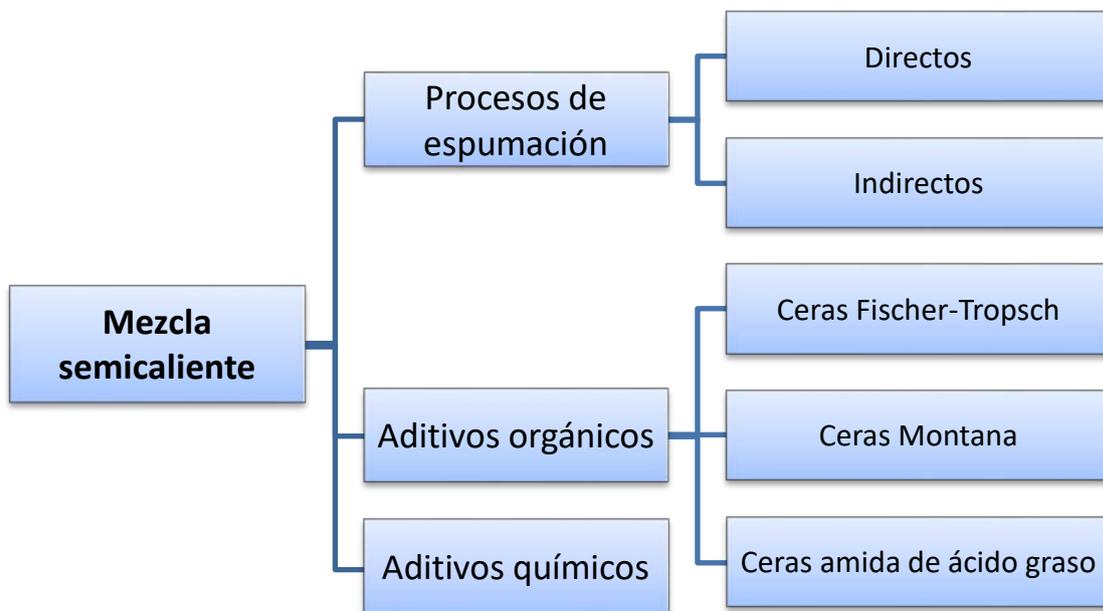
Figura 11. Consumo de combustible en función de la temperatura de fabricación (9)

Por lo tanto, reducir la temperatura de fabricación implica un menor impacto ambiental y un ahorro económico (siempre que se mantengan las propiedades mecánicas).

Las mezclas semicalientes son una de las alternativas mejor valoradas ya que mantienen un comportamiento similar a las mezclas calientes, reduciendo su temperatura de fabricación (30). Estas mezclas presentan una serie de ventajas respecto de las mezclas calientes convencionales, entre las que destacan la reducción en la emisión de gases, la

reducción del consumo de combustible, mayores distancias planta-extendido, requieren menores energías de compactación, y además reducen la exposición de los trabajadores a los humos e hidrocarburos policíclicos aromáticos (79). El PG-3 indica que para que una mezcla se considere semicaliente, debe disminuir la temperatura de mezclado al menos 40 °C respecto a la mezcla caliente equivalente. En España se fabricaron 140.000 toneladas de mezcla semicaliente en 2015 (considerando como tales a las mezclas fabricadas entre 100 °C y 150 °C), además, en esa cantidad se incluyen 4.100 toneladas de mezcla bituminosa reciclada (26).

Para conseguir estas reducciones de temperatura se pueden utilizar diferentes tecnologías (80):



El efecto de estas tecnologías suele ser el mismo: reducir la viscosidad del betún para mejorar la trabajabilidad de la mezcla a una menor temperatura de fabricación (30).

Uno de los métodos para conseguir mezclas semicalientes es mediante el uso de aditivos orgánicos (ceras) que se incorporan en el betún en la fase de fabricación, y modifican su viscosidad. Sin embargo, además de lograr que el aditivo disminuya la viscosidad del betún a la temperatura de fabricación, debe permitir que a temperaturas de utilización mantenga su capacidad resistente (Figura 12).

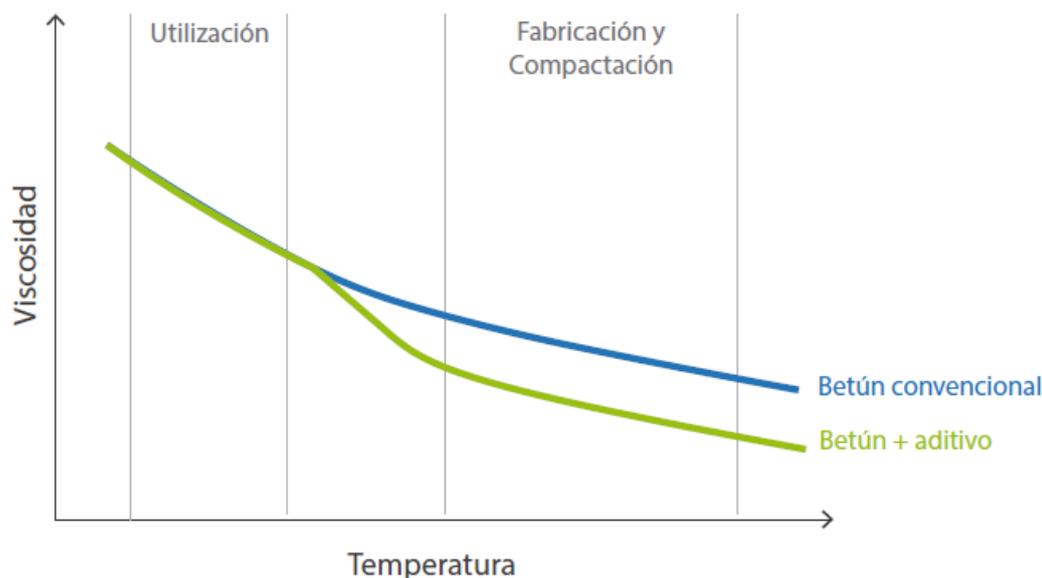


Figura 12. Viscosidad ideal de un betún + aditivo

Estas ceras reducen la viscosidad a temperaturas superiores a su temperatura de fusión, pero por debajo de ésta se solidifican en pequeñas partículas uniformemente distribuidas, incrementando la rigidez del betún (80). Esto coincide con algunos estudios que concluyen que la incorporación de ceras puede tener efectos negativos sobre el betún en función de su composición, reblandeciéndolo a altas temperaturas de servicio y aumentando su fisuración a bajas temperaturas. Posteriormente los resultados sobre las mezclas bituminosas son menos evidentes que los obtenidos sobre el betún (81).

Un proyecto realizado en 2009 con cinco tipos de ceras y un betún convencional 50/70 demostró que las propiedades de los betunes modificados obtenidos estaban relacionadas con las propiedades de las ceras utilizadas, y dependían fuertemente de la temperatura. Entre las ceras empleadas se ensayaron una cera amida sintética y una cera Fischer-Tropsch, como las utilizadas en esta tesis. La influencia de las ceras fue más significativa por debajo de su punto de fusión, en esta región la cera amida produjo un incremento significativo de la viscosidad como puede verse en la Figura 13, mientras por encima del punto de fusión la viscosidad disminuía de forma mucho menos acentuada (82). Estas ceras suelen formar cristales durante el enfriamiento, aumentando la rigidez y reduciendo el grado de penetración (83).

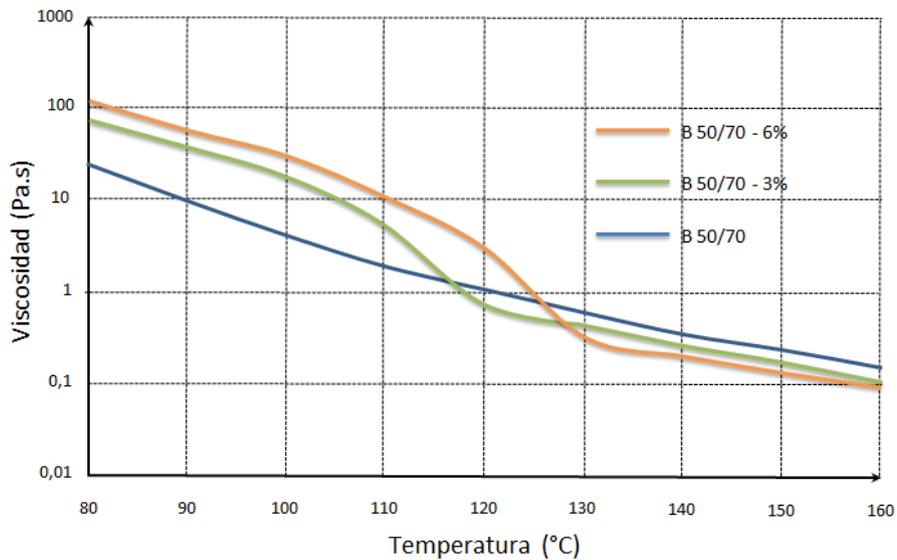


Figura 13. Influencia del contenido de cera amida sintética en la viscosidad (82)

Con la cera amida se obtuvo el mejor rendimiento a altas temperaturas de servicio. En la Tabla 5 se presentan las reducciones de temperatura producidas tanto en el caso de la cera amida como de la cera Fischer-Tropsch, la reducción en ambos casos fue pequeña(82).

Betún	T ^a Mezcla (°C)	T ^a Compactación (°C)	ΔT ^a Mezcla	ΔT ^a Compactación
50/70	156,8	146,5	-	-
3% F.T.	152,3	141,5	4,5	5,0
6% F.T.	149,2	138,1	7,6	8,4
3% Amida	150,4	140,1	6,4	6,4
6% Amida	146,1	133,9	10,7	12,6

Tabla 5. Temperaturas óptimas de mezcla y de compactación

Otro proyecto desarrollado con un betún 60/70 analizó la reducción de la viscosidad con una cera Fischer-Tropsch y una cera amida de ácido graso. La primera aumentó la rigidez del betún y disminuyó su ángulo de fase, dotándolo de un comportamiento más elástico a bajas temperaturas. También aumentó su viscosidad por debajo de su temperatura de fusión (100 °C – 120 °C), disminuyéndola respecto al betún original para temperaturas superiores a dicho valor. La cera Amida de ácido graso dotó al betún original de la mayor rigidez, y tuvo un comportamiento viscoso similar a la cera Fischer-Tropsch, aunque en este caso la caída de la viscosidad se produjo a una temperatura mayor, dado que el punto de fusión de esta cera está en torno a los 130 °C – 140 °C (84).

No obstante, el empleo mayoritario de las ceras se ha realizado con betunes

convencionales para fabricar mezclas semicalientes, la utilización de dichos aditivos con betunes modificados es mucho más reducida. En la actualidad, se están desarrollando nuevos productos comerciales para intentar reducir la viscosidad de los betunes modificados con caucho, de manera que mantengan sus propiedades, pero puedan fabricarse y ponerse en obra más fácilmente y a menor temperatura. En el año 2009 Ditecpesa desarrolló un betún con un contenido de entre el 10% y el 15% de caucho procedente de neumáticos fuera de uso, al que añadió una serie de aditivos para mejorar la estabilidad del ligante y ceras sintéticas para disminuir la viscosidad hasta aproximarse a la de un betún convencional 40/50 (85).

Otros estudios se han llevado a cabo con aditivos comerciales utilizados habitualmente sobre betunes convencionales, ensayándolos con betunes modificados y diferentes porcentajes de caucho. Los resultados mostraron que el comportamiento de los aditivos varía en función del porcentaje de caucho que contenga el betún. Las mezclas aditivadas con la cera Fischer-Tropsch aumentan el módulo complejo y se comportan de manera más elástica a medida que aumenta el porcentaje de caucho, este comportamiento se mantiene siempre que la temperatura de la mezcla esté por debajo de su punto de fusión. Además, también para todos los porcentajes de caucho, fue la que mejor se comportó frente al envejecimiento en comparación con los otros dos aditivos químicos: RH y Advera (86).

En 2013 se presentó un estudio en el que se utiliza, entre otros, una cera Fischer-Tropsch (Sasobit) y una cera Amida de ácido graso (Licomont BS 100) como aditivos de un betún convencional 50/70 al que se le incorpora un 15% de caucho. La cera de ácido graso resultó la más eficaz para reducir la viscosidad. Se utilizaron porcentajes de aditivo sobre betún del 2% y el 4%, y los resultados demostraron que la disminución de la viscosidad que se producía era menor que sobre betunes convencionales puros, y que a mayor contenido de aditivo, mayor es la temperatura de reblandecimiento y menor el índice de penetración (87).

También se ha analizado el comportamiento de las ceras cuando la mezcla incluye RAP. En un proyecto realizado en 2016 con un betún convencional 60/70, con un 1,5% y 3% de cera Fischer-Tropsch (Sasobit), y con diferentes porcentajes de RAP, se concluyó que el uso combinado de estos materiales mejoraba la compactibilidad, aumentaba la temperatura de reblandecimiento, e incrementaba la resistencia frente a las deformaciones plásticas (88).

3. CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES

En este capítulo se presentan las propiedades principales de cada uno de los materiales empleados en esta tesis, así como su procedencia. Los ensayos que se llevaron a cabo sobre cada uno de ellos dependieron de su función. Los materiales utilizados varían en función del proyecto llevado a cabo, de esta manera, en el Greenroad se utilizó la escoria negra de arco eléctrico y el RAP, empleando únicamente caliza como árido natural en la fracción fina. Además, las mezclas se diseñaron con un betún con caucho que fue aditivado con ceras para reducir su temperatura de fabricación. En el proyecto Polymix se emplearon los polímeros residuales para modificar las mezclas, utilizando un betún convencional 50/70 y estando compuesta la fracción granulométrica por árido natural (caliza y pórfido).

A continuación, se exponen las características principales de cada material.

3.1. ÁRIDOS NATURALES

Los áridos naturales empleados han sido caliza en la fracción fina (en los dos proyectos) y árido porfídico en la fracción gruesa (en el proyecto Polymix, puesto que en el Greenroad se utilizó íntegramente escoria negra de arco eléctrico).

Sus características se muestran en la siguiente tabla:

Ensayo	Resultado	Norma
• Pórfido		
Índice de Lajas	24	UNE-EN 933-3
Los Ángeles	14	UNE-EN 1097-2
Densidad (g/cm ³)	2,774	UNE-EN 1097-6
• Caliza		
Densidad (g/cm ³)	2,725	UNE-EN 1097-6
Equivalente de arena	78	UNE-EN 933-8
• Filler calizo		
Densidad (g/cm ³)	2,700	UNE-EN 1097-6

Tabla 6. Caracterización de los áridos naturales

3.2. ÁRIDOS ALTERNATIVOS

3.2.1. ÁRIDO SIDERÚRGICO: ESCORIA NEGRA DE HORNO DE ARCO ELÉCTRICO

La escoria negra de arco eléctrico utilizada en el proyecto procede de la fundición de acero

GSW, situada en las proximidades de Santander. El proceso que sufre dicha escoria hasta que alcanza su estado final, es el siguiente: se transporta desde el foso de desescoriado a una nave de enfriamiento en a la que es tratada (Figura 14 y Figura 15). Allí es enfriada bruscamente mediante aspersion y cañones de agua. Tras este enfriamiento rápido, la escoria es sumergida en una piscina (Figura 16) para continuar con su hidratación. Una vez finalizado este proceso, se eliminan los posibles restos que pudiera contener de la colada, y es cribada y homogeneizada (Figura 17) (11).



Figura 14. Carga de la escoria para su transporte a la zona de tratamiento (cortesía de CODEFER)



Figura 15. Transporte de la escoria a la zona de tratamiento (cortesía de CODEFER)



Figura 16. Hidratación de la escoria en piscina (cortesía de CODEFER)



Figura 17. Acopio final por tamaños (cortesía de CODEFER)

Entre otros ensayos, la escoria se caracterizó mecánicamente como un árido grueso para ser incorporada a la mezcla bituminosa. Se llevaron a cabo los siguientes ensayos:

- Densidad relativa y absorción (UNE-EN 1097-6): Mediante esta norma se calcula la densidad y la absorción de agua que se produce debido a su penetración en los huecos accesibles, que variará en función de la porosidad del árido.

- Coeficiente de Los Ángeles (UNE-EN 1097-2): Determina la resistencia a fragmentación de los áridos gruesos.
- Índice de Lajas (UNE-EN 933-3): Calcula el índice de lajas global a partir del porcentaje de partículas que pasa por un tamiz especial de barras respecto a la masa seca de partículas ensayada.
- Coeficiente de Pulimento Acelerado (UNE-EN 1097-8): Ensayo que intenta reflejar las condiciones que se producen en una carretera para obtener una medida de la resistencia del árido grueso frente al pulimento de los neumáticos.

En la siguiente tabla pueden verse los resultados de cada ensayo.

Ensayo	Resultado	Norma
Densidad (g/cm ³)	3,836	UNE-EN 1097-6
Absorción de agua, WA 24 (%)	1	UNE-EN 1097-6
Coeficiente de Los Ángeles	18	UNE-EN 1097-2
Índice de Lajas	2	UNE-EN 933-3
Coeficiente Pulimento Acelerado	0,59	UNE-EN 1097-8

Tabla 7. Caracterización de la escoria negra de arco eléctrico

La escoria muestra unas buenas cualidades como árido grueso para capa de rodadura, con un alto coeficiente de pulimento acelerado y bajo coeficiente de Los Ángeles, mostrando ser un árido resistente al desgaste y duro, con una forma apropiada y poco fragmentable.

Su alto peso específico es la principal diferencia respecto a los áridos que habitualmente se emplean como árido grueso, lo que obliga a dosificar las mezclas en volumen, especialmente cuando la escoria se dosifica junto a caliza u otros áridos naturales.

Además, la escoria se caracterizó con dos ensayos específicos:

- Expansividad (UNE-EN 1744-1): Ensayo para determinar la expansión de las escorias de fundición de acero.
- Lixiviados (UNE-EN 12457-4): Ensayo de conformidad para determinar los lixiviados producidos por material granular en una relación líquido-sólido de 10l/kg.

En el primer ensayo se obtuvo una expansividad comprendida entre 0,1 % y 0,2 % a las 24 h y 168 h, por lo que no se consideró un material expansivo, mostrando que el tratamiento

que se lleva a cabo en planta facilita una hidratación adecuada del material. Por lo tanto, no se valora la posibilidad de que pudiera provocar deformaciones a largo plazo al hidratarse, tal y como ha ocurrido en otras obras, especialmente cuando el material se utilizaba mezclado con la escoria blanca (altamente expansiva). En el segundo ensayo, los valores de lixiviados de cada elemento estuvieron siempre por debajo de los límites marcados por el Decreto de Valorización de escorias en la Comunidad Autónoma de Cantabria (14), por lo que tampoco se consideró que pudiera ser un material perjudicial para el medioambiente.

En la Figura 18 se muestra la escoria empleada separada por tamaños.



Figura 18. Escoria negra dividida en tres tamaños: 16/8, 8/4 y 4/2

3.2.2. MATERIAL FRESADO

El material fresado fue suministrado por una constructora de la región (Constructora de Obras Públicas San Emeterio S.A), procedente de una carretera regional próxima a Laredo. El fresado se obtuvo mediante fresadora, y antes de ser empleado fue tamizado en laboratorio por el tamaño máximo de las mezclas: 16 mm. No se utilizaron en ningún momento rejuvenecedores o cualquier otro aditivo para recuperar sus propiedades originales, ya que se consideró prioritario evaluar su reutilización mediante un método lo más sencillo y económico posible. En la siguiente figura puede verse el material fresado empleado.



Figura 19. Material fresado que pasa por el tamiz de 16 mm

Este material se incorporó como una única fracción, que abarca todo el huso granulométrico de la mezcla, desde el tamaño máximo de 16 mm a la fracción filler, por lo que se caracterizó con los ensayos habituales del árido grueso y fino, además de otros propios del material fresado. Además de los ensayos propios del árido grueso ya utilizados con la escoria, se le realizaron los siguientes:

- Composición granulométrica de los áridos recuperados (UNE-EN 12697-2): Ensayo aplicable a áridos recuperados después de la extracción del ligante para determinar su distribución granulométrica.
- Equivalente de arena (UNE-EN 933-8): Determina el porcentaje de partículas finas contaminantes de naturaleza plástica (como la arcilla u otros materiales orgánicos) adheridas a la arena.
- Contenido de ligante residual (UNE-EN 12697-1): Determinación de la cantidad de ligante soluble contenido en una muestra de mezcla bituminosa (el porcentaje de ligante insoluble es la masa que se queda adherida a los áridos tras la extracción).
- Penetración del ligante residual (UNE-EN 1426): Determinación de la consistencia que presentará el betún a temperatura ambiente.
- Punto de reblandecimiento del ligante residual (UNE-EN 1427): Ensayo de anillo y bola para determinar la temperatura de reblandecimiento de betunes.

En la Figura 20 puede observarse la granulometría del material fresado que pasa por el tamiz 16 mm, y la del árido recuperado tras lavar esta fracción con disolvente. Puede observarse como el betún residual aglutina los áridos formando partículas de mayor tamaño, por esta razón se aprecia una diferencia tan grande en el porcentaje de finos del

material fresado y de los áridos recuperados.

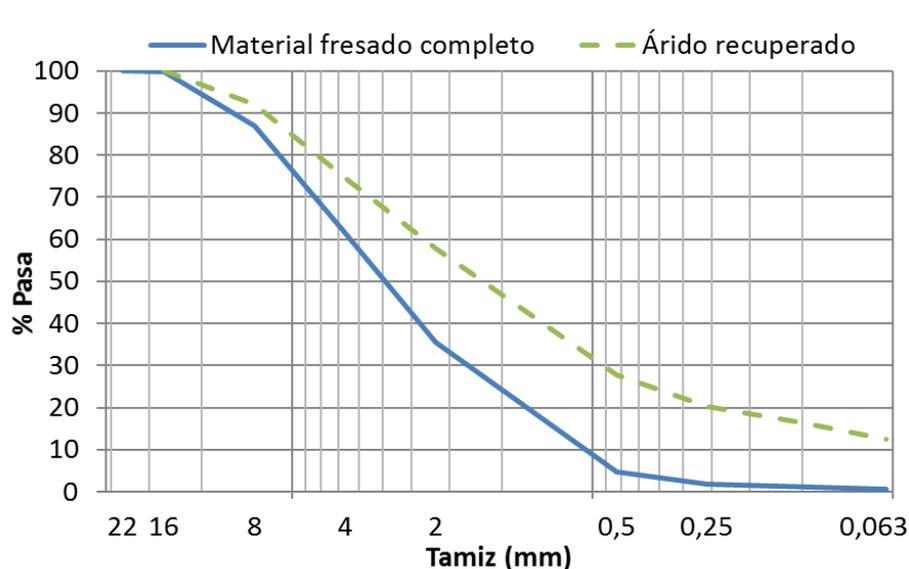


Figura 20. Granulometría del RAP suministrado y del mismo sin betún residual

La Tabla 8 recoge las principales propiedades mecánicas de este material, incluyendo los ensayos característicos de la fracción gruesa y fina, así como los propios del betún residual.

Ensayo	Resultado	Norma
Densidad (g/cm ³)	2,502	UNE-EN 1097-6
Índice de Lajas	11	UNE-EN 933-3
Coeficiente de Los Ángeles	24	UNE-EN 1097-2
Equivalente de arena	93	UNE-EN 933-8
Humedad (%)	0,3	UNE-EN 1097-6
Contenido de ligante residual (%)	4	UNE-EN 12697-1
Penetración del ligante residual (0,1 mm)	13	UNE-EN 1426
Punto de reblandecimiento del ligante residual (°C)	76,1	UNE-EN 1427

Tabla 8. Caracterización del material fresado

Las propiedades mecánicas de los áridos se calcularon directamente sobre el material fresado, no sobre los áridos lavados con disolvente. El ensayo de equivalente de arena, aunque en principio no está pensado para este tipo de materiales, se ha utilizado como método para caracterizar la limpieza del material fresado. Puesto que los finos que forman el RAP están aglutinados y rodeados por el ligante residual, este ensayo no se ha utilizado para caracterizarlos, si no que se ha mostrado como un método útil para determinar la

posible contaminación del material debido a los procesos de fresado, transporte y almacenamiento.

Puede observarse el envejecimiento que ha experimentado el betún, que se ha endurecido hasta tener propiedades más similares a las de un betún de alto módulo (15/25), con una baja penetración y una alta temperatura de reblandecimiento.

3.3. POLÍMEROS RESIDUALES

Considerando su estructura interna, el PE y el PP son dos polímeros cristalinos mientras que el PS es un polímero amorfo. Todos ellos son polímeros termoplásticos que se reblandecen cuando la temperatura supera su temperatura de fusión, o de transición vítrea en el caso del PS. Por otro lado, el caucho es un polímero amorfo y termoestable, que ha sido vulcanizado y trabaja en estado gomoso a temperaturas superiores a su temperatura de transición vítrea.

Los polímeros fueron suministrados y caracterizados por el Instituto Tecnológico del Plástico de Valencia (AIMPLAS). Se llevó a cabo una primera selección atendiendo a criterios económicos y técnicos. Dado que se requieren grandes cantidades de polímeros para poder ser utilizados en carreteras, deben tener suficiente disponibilidad, un coste limitado, y deben ser suficientemente homogéneos para mantener sus propiedades durante su uso como parte de una mezcla bituminosa.

Los polímeros finalmente seleccionados se presentan a continuación, tal y como han sido suministrados.

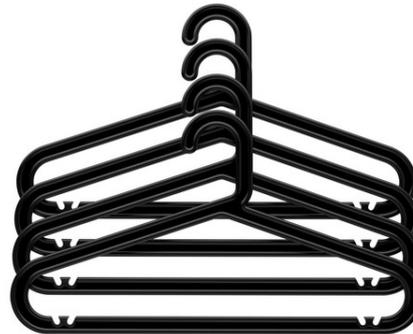
Polietileno procedente de envases (PE)



Polipropileno procedente de tapones (PP)



Poliestireno procedente de perchas (PS)



Caucho procedente de neumáticos fuera de uso (NFU)



Tabla 9. Tipos de polímeros seleccionados. De arriba abajo: PE, PP, PS y Caucho

De acuerdo a su granulometría (Figura 21), el PE es el polímero termoplástico con un menor tamaño máximo (2 mm), mientras que el PP y el PS tienen una granulometría similar, con un tamaño máximo de 6,3 mm el primero y 5,6 mm el segundo. El caucho es el menor de todos los polímeros, con un tamaño máximo de partícula de 1 mm.

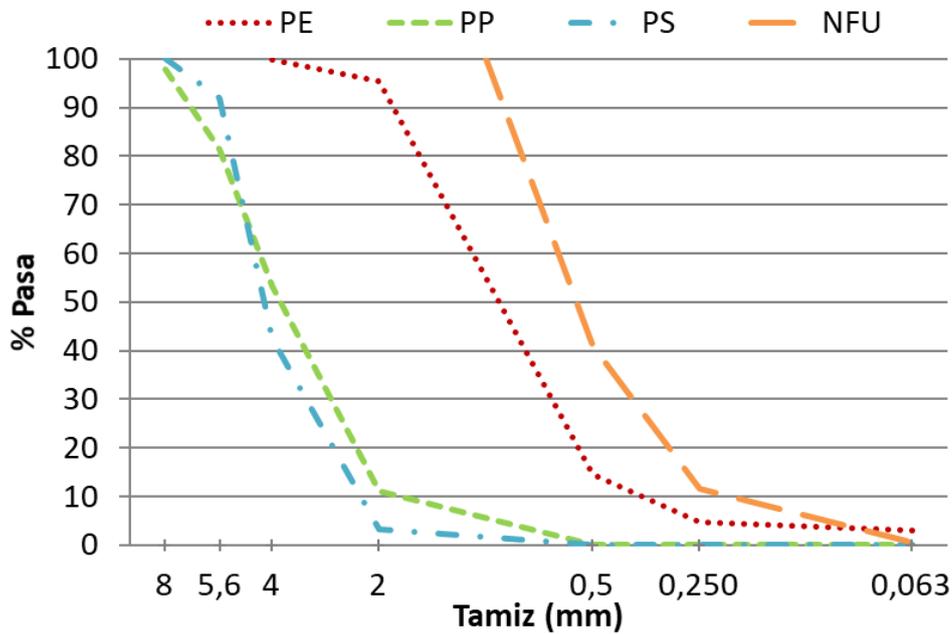


Figura 21. Granulometría de los polímeros residuales

La Tabla 10 recoge las densidades de cada polímero.

Polímero	Densidad (g/cm ³)
PE	0,90
PP	0,94
PS	1,05
NFU	1,15

Tabla 10. Densidad de los polímeros seleccionados(89)

También se llevaron a cabo ensayos de calorimetría diferencial de barrido (DSC), para caracterizar térmicamente los polímeros plásticos. En estos ensayos se aplica a los polímeros una temperatura controlada, evaluando la energía desprendida o absorbida por los mismos, de esta forma es posible conocer su composición y caracterizar su comportamiento térmico (necesario para definir las temperaturas de fabricación). Dichos ensayos pueden verse en la Figura 22.

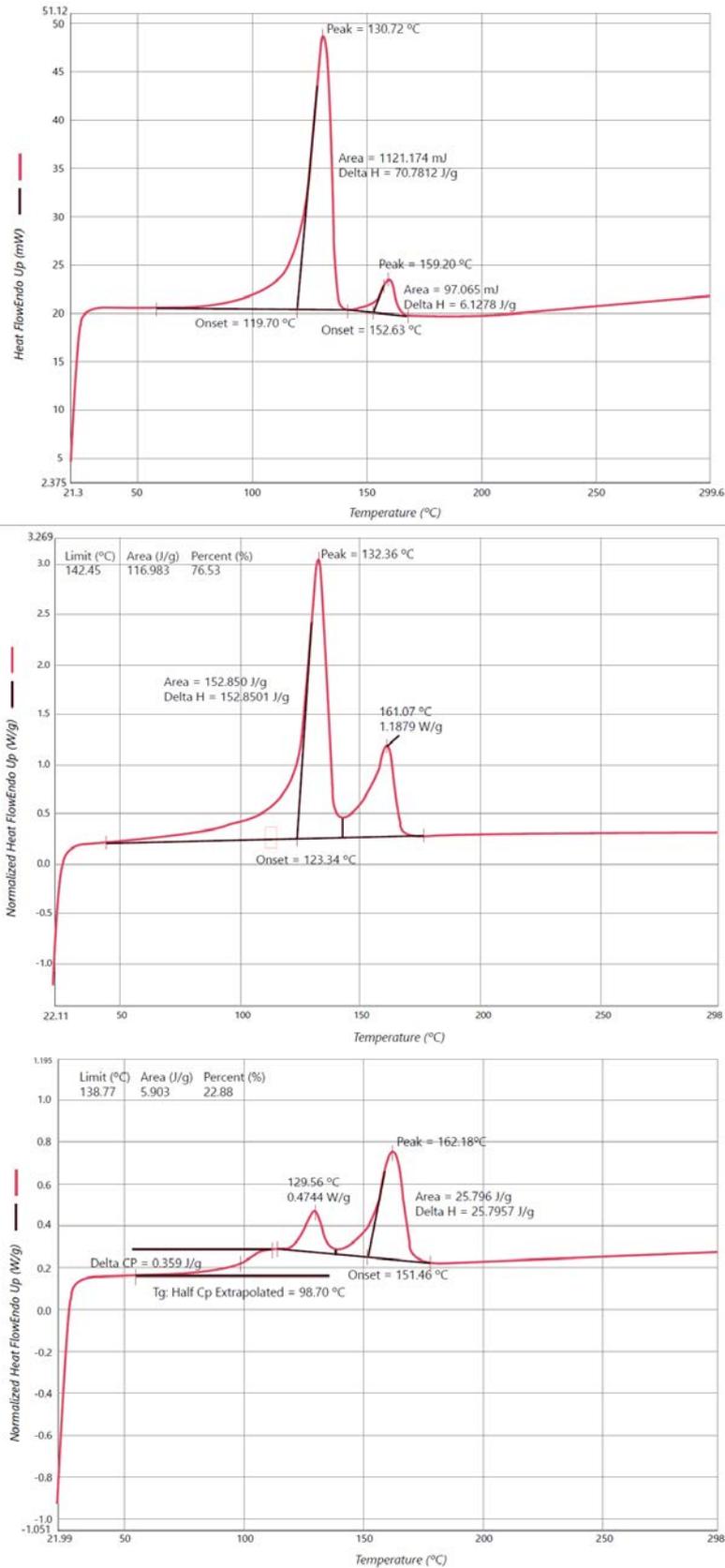


Figura 22. Ensayo DSC de los polímeros plásticos. De arriba a abajo: PE, PP y PS

La temperatura de fusión de la muestra de PE fue de 130 °C, lo que corresponde a un polietileno de alta densidad (PEAD), además el ensayo mostró que también había presentes pequeñas trazas de PP. El ensayo sobre la muestra de PP mostró que dicho material también contenía PE, con unas temperaturas de fusión de 161 °C y 132 °C respectivamente. La temperatura de transición vítrea del PS cristal fue de 98 °C, el ensayo DSC también reveló trazas de otros compuestos, con una parte de PP con una temperatura de fusión de 162 °C y una pequeña cantidad de PEAD con una temperatura de fusión de 129 °C. El ensayo DSC no se realizó sobre el caucho puesto que es un material vulcanizado y su temperatura de transición vítrea es menor que las temperaturas habituales de trabajo, por lo que no se consideró necesario.

3.4. LIGANTES Y ADITIVOS

Se presentan a continuación los betunes y los aditivos empleados. Mientras en el Polymix se utilizó un betún convencional 50/70, en el proyecto Greenroad se diseñaron las mezclas con un betún modificado con caucho, que fue aditivado con ceras con el objetivo de reducir su temperatura de fabricación.

3.4.1. BETÓN CONVENCIONAL 50/70

Para analizar el comportamiento de los diferentes polímeros se utilizó una mezcla con un betún convencional 50/70, con una densidad de 1,03 g/cm³ (UNE-EN 15326), una penetración de 56,8 dmm (UNE-EN 1426), y una temperatura de reblandecimiento de anillo y bola de 51,1 °C (UNE-EN 1427).

3.4.2. BETÓN MODIFICADO CON CAUCHO

Para estudiar las ceras en un betún modificado con caucho se utilizó un betún PMB 45/80-60 C, con una temperatura de mezcla según el proveedor (Productos Asfálticos S.A.) de entre 165 °C y 175 °C. Su densidad fue de 1,047 g/cm³ (UNE-EN 15326), con una penetración de 54 dmm (UNE-EN 1426), una temperatura de reblandecimiento de 63 °C (UNE-EN 1427), y una recuperación elástica del 58 % (UNE-EN 13398).

3.4.3. ADITIVOS DEL LIGANTE

Atendiendo a criterios económicos y de disponibilidad, se preseleccionaron dos ceras dadas

sus propiedades como reductores de viscosidad en betunes convencionales (Figura 23).

El betún modificado con caucho mejora múltiples características de un betún convencional. Estas ceras se incorporaron como aditivo al betún modificado con caucho con el objetivo de reducir su temperatura de fabricación y compactación, y evaluar en qué medida afectan a su comportamiento, a las propiedades que el caucho proporciona al betún convencional.

En el primer caso, se trata del producto Sasobit, que es una cera Fischer – Tropsch obtenida a partir del carbón, y que comercializa la empresa Sasol Wax. Esta cera se suele mezclar en porcentajes comprendidos entre el 3% y el 4% en peso sobre betún. Su incorporación permite reducir la viscosidad del betún, facilitando la fabricación de mezclas a temperaturas más reducidas (90). La temperatura de fusión del Sasobit ronda los 100 °C y es completamente soluble en el betún convencional a temperaturas superiores a los 120 °C, su utilización se ha mostrado adecuada para fabricar mezclas semi-calientes en climas fríos (91).

En el segundo caso se trata de una cera amida de ácido graso (Kemfluid), fabricada a partir de la grasa del cerdo en Zaragoza (España), por la empresa Unión Derivan. Suele emplearse en dosificaciones entre el 2% y 4% en peso sobre betún, y tiene una temperatura de fusión de aproximadamente 140 °C (92).



Figura 23. Aditivos. Izquierda: Cera Fischer - Tropsch. Derecha: Cera amida de ácido graso

Las ceras se incorporaron por vía seca por ser un proceso más sencillo que facilita su utilización sin grandes modificaciones en cualquier planta asfáltica, encajando mejor con los objetivos del proyecto.

4. METODOLOGÍA

En este apartado se expone el proceso técnico llevado a cabo para diseñar y analizar las diferentes mezclas bituminosas empleadas en esta tesis. Se recoge el método utilizado para reemplazar los áridos naturales por otros alternativos, utilizando ceras para reducir su temperatura de fabricación. También se presenta el procedimiento empleado para incorporar los polímeros residuales. Finalmente, se exponen los métodos de ensayo realizados para efectuar todas estas tareas y analizar las mezclas experimentales resultantes.

4.1. DISEÑO DE MEZCLAS BITUMINOSAS CON ÁRIDOS ALTERNATIVOS Y ADITIVOS PARA REDUCIR LA TEMPERATURA DE FABRICACIÓN

Se decidió diseñar los tres tipos de mezclas que contempla el *Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes (PG-3)*, y que son, por lo tanto, las mezclas más empleadas a nivel nacional. Concretamente, se dosificó un hormigón bituminoso (AC 16 S), una mezcla porosa (PA 16), y una mezcla discontinua (BBTM 11 B), reemplazando al menos el 80% de los áridos naturales por áridos alternativos, como son la escoria negra de horno de arco eléctrico y fresado asfáltico (RAP), empleando además un betún modificado con caucho procedente de neumáticos fuera de uso (NFU). De esta forma, se evaluó de forma conjunta algunas de las técnicas más utilizadas para reciclar subproductos industriales y residuos como parte de una mezcla bituminosa. Además, dado que el uso del caucho incrementa la viscosidad del betún, y requiere, por lo tanto, una temperatura de fabricación más alta que la utilizada cuando se emplean otros betunes, se añadieron dos ceras para reducir su temperatura de fabricación y tratar de mejorar su impacto ambiental.

El objetivo es que las mezclas diseñadas, todas de capa de rodadura, puedan ser utilizadas en cualquier situación, independientemente de la zona climática o la categoría de tráfico que deba soportar el pavimento, partiendo siempre de la idea de que su fabricación debe ser lo más sencilla posible y en condiciones, al menos similares, a las de un betún convencional.

El diseño se ha dividido en tres etapas: una primera de análisis de la viscosidad del betún modificado con caucho al incorporar las ceras, una segunda de dosificación experimental de las mezclas con los áridos reciclados en condiciones convencionales de temperatura (es decir, empleando el betún sin aditivos), y finalmente se estudió el comportamiento de las

mezclas experimentales con la misma dosificación optimizada en la fase anterior, pero a temperatura reducida (incorporando ceras al betún con caucho).

4.1.1. ANÁLISIS DE LA VISCOSIDAD Y CARACTERIZACIÓN REOLÓGICA

Inicialmente se realizó una preselección de los aditivos del ligante, considerando criterios económicos y de disponibilidad. Se seleccionaron dos ceras, una producida en España y otra que ha sido ampliamente utilizada para modificar la viscosidad de los betunes:

- Kemfluid: es una cera amida de ácido graso fabricada en Zaragoza (España), a partir de la grasa del cerdo, y que tiene una temperatura de fusión de entre 130 °C y 140 °C (92).
- Sasobit: es una cera Fischer-Tropsch. Es uno de los aditivos más empleados del mercado para modificar la viscosidad de los betunes. Tiene una temperatura de fusión de entre 90 °C y 115 °C. Se produce en Sudáfrica a partir de la gasificación del carbón (93).

En una primera etapa se evaluaron las viscosidades de los betunes con un Viscosímetro Brookfield, en el transcurso de la tesis se adquirió un reómetro DHR-1 de TA Instruments, por lo que se estudiaron de nuevo las viscosidades con este último equipo.

Para determinar las temperaturas de envuelta con cada una de las mezclas, se calculó la viscosidad del betún PMB 45/80 – 60C a la temperatura de fabricación recomendada por el proveedor. Para la cera finalmente seleccionada, se eligió como temperatura de fabricación aquella que proporcionaba la misma viscosidad que el betún de partida.

Además, para analizar la influencia de la cera en el comportamiento del betún modificado con caucho, se calculó el módulo complejo de corte y el ángulo de fase (EN 14770) antes y después de incorporarla. Partiendo de estos resultados se obtuvo la curva maestra y el diagrama de Black, y se evaluaron las propiedades reológicas de los dos betunes, independientemente de la frecuencia y la temperatura utilizadas (94, 95).

4.1.2. DOSIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS A TEMPERATURA CONVENCIONAL

En esta etapa se diseñaron las mezclas a temperatura convencional, con el betún con caucho original aportado por el proveedor, y utilizando los ensayos que marca la normativa española para cada tipo de mezcla: Determinación del contenido de huecos de las probetas

bituminosas (UNE-EN 12697 – 8), ensayo de sensibilidad al agua (UNE-EN 12697 – 12), ensayo de rodadura (UNE-EN 12697 – 22) y ensayo cántabro de pérdida de partículas (UNE-EN 12697 – 17). De esta manera se pudo analizar el comportamiento de la escoria negra y del RAP en cada mezcla, sin la influencia de la cera en el betún.

Se optó por simplificar el proceso en la mayor medida posible, obviando opciones como la utilización de rejuvenecedores. Las especificaciones de la planta asfáltica condicionaron la forma de fabricar las mezclas. Dado que la incorporación del RAP en condiciones reales se iba a producir a altas temperaturas (se añade directamente a la mitad del tambor de secado), se decidió diseñar las mezclas considerándolo un árido más, calentándolo en las mismas condiciones que el resto de áridos antes de ser introducidos a la amasadora, por lo tanto, no hubo diferencias entre el RAP, la escoria negra de horno de arco eléctrico y la caliza en el proceso de fabricación. El filler se añadió en último lugar, tras haber premezclado el resto de materiales.

Para la dosificación de las mezclas se consideró la granulometría de los áridos recuperados del RAP, es decir, tras lavarlos con disolvente. Para completar la fracción gruesa se utilizó la escoria negra, mientras que la caliza completó la fracción fina. Debido al alto peso específico de la escoria, mucho mayor que el del resto de áridos, las dosificaciones se realizaron en volumen.

Inicialmente, se seleccionaron las mezclas con las que obtuvo el mejor comportamiento mecánico, utilizando los ensayos habituales de la normativa española. Después, se llevaron a cabo ensayos dinámicos y de compactibilidad para caracterizar mejor el rendimiento de las mismas. Se determinó la rigidez de la mezcla (UNE-EN 12697 – 26), su resistencia a fatiga (UNE-EN 12697 – 24), y se obtuvo la energía de compactación a partir del ensayo de máquina giratoria (UNE-EN 12697 – 31).

4.1.3. CARACTERIZACIÓN DE LA MEZCLA A TEMPERATURA REDUCIDA INCORPORANDO LA CERA SELECCIONADA

Los mismos ensayos que se llevaron a cabo para diseñar y caracterizar las mezclas a temperatura convencional, se repitieron pero incorporando la cera seleccionada y fabricando las mezclas a la temperatura reducida obtenida en la caracterización reológica de los betunes. La cera se añadió directamente a la mezcladora (vía seca), incorporándola justo después de haber vertido el betún. De esta manera el procedimiento es similar al

utilizado en planta, donde las ceras se incorporan directamente al tambor mezclador mediante un dosificador.

Se pudo así comparar el comportamiento mecánico de las mezclas a ambas temperaturas, y determinar la influencia de la cera.

4.2. DOSIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS CON POLÍMEROS RESIDUALES INCORPORADOS POR VÍA SECA

En el diseño de mezclas modificadas con polímeros residuales que reemplazaron la fracción filler, se partió de un hormigón bituminoso de referencia AC22, diseñado para ser utilizado en capa de rodadura con un 4,8 % de betún convencional (50/70) sobre mezcla. La incorporación de los polímeros se realizó, en todos los casos, mediante vía seca. En una fase previa, no realizada en nuestro laboratorio, se determinó que la cantidad óptima a reemplazar era el 1 % del peso total de los áridos, únicamente del filler. A diferencia de otros investigadores que reemplazan otras fracciones o directamente añaden el porcentaje de polímero residual por peso (96, 97), el resto de la granulometría de la mezcla de referencia permaneció inalterada. Del peso total de los áridos se reemplazó un 1 % correspondiente al filler, por un contenido de polímero equivalente al volumen ocupado por dicho filler. Es decir, para una muestra de 1200 g, el peso de polímero sería

$$12 \text{ g} \cdot \frac{\text{Densidad polímero } \left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3}\right)}{\text{Densidad filler } \left(\frac{\text{g}}{\text{cm}^3}\right)}.$$

En total se fabricaron cuatro hormigones bituminosos modificados, que en función del polímero incorporado se han denominado: AC22 PE, modificado con Polietileno; AC22 PP, modificado con Polipropileno; AC22 PS, modificado con Poliestireno; y AC22 NFU, modificado con caucho de neumáticos fuera de uso. Además, se empleó también un hormigón bituminoso AC16 para estudiar la influencia de la textura en los ensayos de adherencia entre capas, al que se añadieron los mismos polímeros y con el mismo proceso que a la mezcla AC22.

Estos polímeros se incorporaron de manera diferente, los plásticos (PE, PP y PS) se añadieron al tambor mezclador sobre el árido grueso, antes de incorporar el árido fino y el betún, mientras que el caucho se añadió una vez que el betún se había vertido.

En la Figura 24 se recoge el proceso seguido para fabricar 10 kg de mezcla, tomando como

ejemplo la preparación de la mezcla con PP.

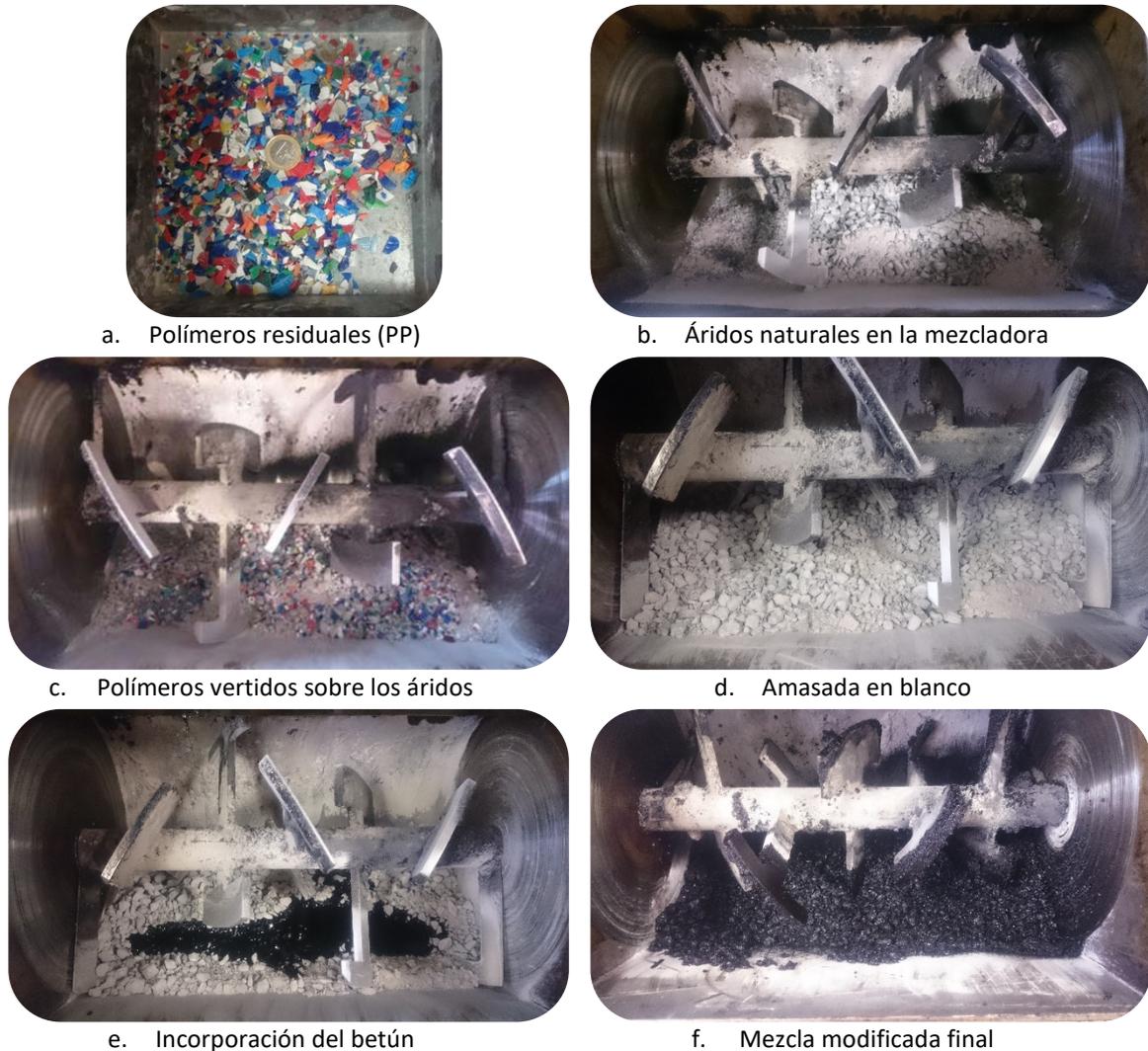


Figura 24. Proceso de fabricación de la mezcla con polímeros

De esta forma, los polímeros plásticos, inicialmente a temperatura ambiente, se reblandecen y rodean parcialmente los áridos, actuando como enlaces entre ellos y mejorando la adherencia entre los áridos y el ligante (67), mientras que el caucho tiene una baja influencia sobre los áridos mezclándose principalmente con el betún, de esta forma modifica parcialmente sus propiedades aunque se haya incorporado mediante vía seca (98), y actúa como elastómero.

Para analizar la influencia de cada tipo de polímero se realizaron diferentes ensayos, siempre en las mismas condiciones, de forma que se pudiera comparar el comportamiento de cada uno. En una primera etapa se realizaron los ensayos que especifica el PG-3: el

ensayo de huecos (UNE-EN 12697 – 8), el ensayo de sensibilidad al agua (UNE-EN 12697 – 12) para evaluar la pérdida de cohesión de las mezclas, y el ensayo de rodadura (UNE-EN 12697 – 22) para valorar la resistencia frente a las deformaciones plásticas.

En una segunda fase se analizó el comportamiento de cada mezcla en mayor profundidad, realizando ensayos dinámicos como el de módulo (UNE-EN 12697 – 26), lo que permitió evaluar la rigidez de las mezclas y obtener las *curvas maestras* y el *diagrama de Black* de cada una de ellas, el de resistencia a fatiga (UNE-EN 12697 – 24), o el ensayo de compactabilidad (UNE-EN 12697 – 31) utilizando la máquina giratoria, para comprobar si la incorporación de los polímeros modificaba la trabajabilidad de las mezclas, y si sería necesario variar el proceso de compactación de las mismas.

Además, teniendo en cuenta que los polímeros pueden llegar a modificar el coeficiente de resistencia al deslizamiento y la adherencia entre capas, se realizaron otros ensayos para evaluar estas propiedades. Se utilizó el péndulo británico del TRRL (Transport Road Research Laboratory), adaptando el método a diferentes condiciones de la superficie para evaluar la resistencia al deslizamiento, y finalmente, para evaluar la adherencia entre capas se aplicaron el ensayo de corte directo LCB (Laboratorio de Caminos de Barcelona) (99) y un ensayo dinámico a cortante de diseño propio.

4.3. CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DE LOS LIGANTES Y MEZCLAS

A continuación, se exponen los procedimientos más significativos que se realizaron sobre las mezclas bituminosas para llevar a cabo las actividades de esta tesis. Todos han sido realizados en las instalaciones de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander.

4.3.1. ANÁLISIS DE LA VISCOSIDAD

La viscosidad se analizó desde dos perspectivas diferentes, en un primer lugar para evaluar la influencia de las ceras en las condiciones de fabricación y compactabilidad de las mezclas, por lo que se calculó a temperaturas entre 100 °C y 190 °C. Después, se estudió la posible influencia que pudieran tener las ceras en el comportamiento mecánico de las mezclas, especialmente en su resistencia frente a las deformaciones plásticas, por lo que se analizó el comportamiento viscoso de las mezclas a temperaturas de uso, entre 25 °C y 75 °C.

- Condiciones de fabricación

Para obtener la viscosidad del betún se utilizó un viscosímetro Brookfield DV-1 Prime. Se empleó el huso 64 y una velocidad de 100 rpm (Figura 25). El contenedor en el que se midió la viscosidad fue un vaso Low Beaker Griffin de 600 ml.



Figura 25. Viscosímetro Brookfield

El porcentaje de cera incorporado en los dos casos fue del 3% sobre betún, porcentaje que coincidía con el recomendado por el proveedor. El proceso de mezcla entre la cera y el betún se realizó a 150 °C utilizando un homogeneizador IKA durante 5 minutos a 15.000 rpm (Figura 26).



Figura 26. Baño de aceite y homogeneizador IKA

La viscosidad de cada betún se ajustó a la ecuación de Arrhenius (Ecuación 1), donde μ (Pa·s) es la viscosidad, T es la temperatura en grados Kelvin, E_A (J/mol) es la energía de activación, R es la constante universal de los gases (8,314 J/mol · K), y A es el parámetro de ajuste de la curva(82).

Ecuación 1. Curva de Arrhenius

$$\eta = A \cdot e^{\frac{E_A}{R \cdot T}}$$

Tras incorporar a los equipos de laboratorio durante el desarrollo de esta tesis el reómetro DHR-I, se procedió a estudiar la viscosidad del betún con las ceras con este nuevo equipo, lo que proporcionó una mejor información sobre su comportamiento. La viscosidad se calculó aplicando una rampa de temperaturas con una velocidad constante de deformación de 125 s⁻¹, empleando los platos de 25 mm con una altura de muestra de 1 mm.

- **Comportamiento mecánico**

Se utilizó el reómetro para calcular la viscosidad de cada betún a temperaturas habituales de uso, y de esta forma poder evaluar la incidencia de las ceras, especialmente en la resistencia frente a las deformaciones plásticas. Esta viscosidad se obtuvo con la misma configuración empleada en el análisis reológico (Apartado 4.3.2, que se presenta a continuación), es decir, haciendo un barrido de frecuencias y temperaturas con el reómetro en modo oscilatorio, dado que no es viable estudiar las viscosidades a estas temperaturas con una configuración rotacional.

4.3.2. ANÁLISIS REOLÓGICO: MÓDULO COMPLEJO DE CORTE Y ÁNGULO DE FASE

Con este método se puede estudiar mejor las modificaciones que produce la cera seleccionada sobre el betún con caucho. El análisis reológico se llevó a cabo con un reómetro DHR-I de TA Instruments (Figura 27) de acuerdo a la normativa UNE-EN 14770.

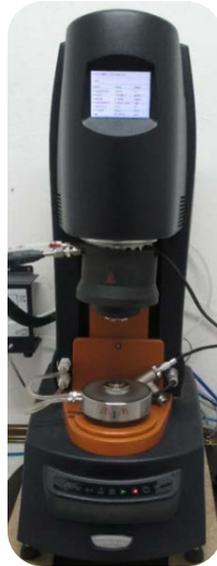


Figura 27. Reómetro DHR1 de TA Instruments

Se obtuvieron los valores del módulo complejo (G^*) y el ángulo de fase (δ) del betún de referencia PMB 45/80 – 60 C, y de este betún al incorporarle un 3 % de la cera amida de ácido graso. Dicho ensayo se realizó entre 20 °C y 75 °C de temperatura, y a unas frecuencias de entre 0,1 Hz y 10 Hz, en modo oscilatorio aplicando una deformación de 0,1 %.

Estos datos se utilizaron para obtener las *curvas maestras* de los dos betunes, para ello se ajustaron los resultados a una curva sigmoideal del tipo:

Ecuación 2. Curva maestra teórica: curva sigmoideal

$$\text{Log } G^*(\text{Pa}) = \alpha + \beta (1 / \exp(\rho - \gamma \cdot \log f_R))$$

Donde α representa la asíntota menor de la curva, β es la diferencia entre la asíntota mayor y la menor, ρ , γ son parámetros que definen la forma de la curva (la posición del punto medio y la pendiente, respectivamente) y f_R es la frecuencia reducida, que relaciona la frecuencia de ensayo y la temperatura:

Ecuación 3. Frecuencia reducida de la curva sigmoideal

$$f_R = a_T \cdot \omega(\text{rad/s})$$

Siendo a_T una curva que depende de la temperatura:

Ecuación 4. Curva de temperatura de la curva sigmoideal

$$a_T = a_1 \cdot T(^{\circ}\text{C})^2 + a_2 \cdot T(^{\circ}\text{C}) + a_3$$

Donde a_1 , a_2 , y a_3 son constantes.

Se obtuvo también el Diagrama de Black, que relaciona el ángulo de fase (δ) de cada betún en función del módulo complejo (G^*), de manera que se puede analizar la influencia de la componente elástica. Se evaluó también la susceptibilidad térmica de cada betún a partir de la curva que forma la tangente del ángulo de fase ($\tan \delta$). Este parámetro es importante porque cuanto menos varíe, menor es la susceptibilidad del betún, lo cual es importante de cara a seleccionar un material capaz de resistir deformaciones plásticas(100).

4.3.3. HUECOS EN MEZCLA

El contenido de huecos (UNE-EN 12697 – 8), determinado a partir de la densidad aparente, es el primer parámetro de diseño considerado para cada tipo de mezcla. Los valores que recoge el PG-3 se presentan en las siguientes tablas:

AC				
Tráfico	T00 y T0	T1 y T2	T3 y arcenes	T4
Huecos	4 - 6 %		3 - 5 %	

Tabla 11. Porcentaje de huecos para mezclas AC

	PA	BBTM B
Huecos	≥ 20%	≥ 12%

Tabla 12. Porcentaje de huecos para mezclas BBTM B y PA

4.3.4. ADHESIVIDAD ÁRIDO – LIGANTE

Esta propiedad se ha evaluado con el ensayo de Sensibilidad al agua (UNE-EN 12697 – 12). El objetivo de este ensayo es determinar la pérdida de cohesión de las mezclas causada por la saturación del agua. Evalúa la resistencia a tracción indirecta de probetas que han sido sumergidas en agua a 40 °C, frente a probetas del mismo tipo que han permanecido secas. Tanto secas como húmedas se rompieron a 15 °C. En la Tabla 13 se presentan los valores límites de la resistencia conservada (Indirect Tensile Strength Ratio, ITSr según su acrónimo en inglés) para cada tipo de mezcla en capa de rodadura.

Mezcla	AC	BBTM B	PA
% ITSr	≥85 %	≥90 %	≥85 %

Tabla 13. Especificaciones del ensayo de Sensibilidad al agua según el PG-3

4.3.5. ESTUDIO DE LA RESISTENCIA A LAS DEFORMACIONES PLÁSTICAS

El ensayo de rodadura (UNE-EN 12697 – 22) determina la resistencia frente a las deformaciones plásticas. Es una de las propiedades más importantes, ya que limita la vida útil de la mezcla, especialmente en climas cálidos. La susceptibilidad a deformarse se evalúa por la pendiente de la rodera que forma una rueda entre los ciclos 5.000 y 10.000 (1 ciclo = 2 pasadas). La normativa únicamente considera obligatorio este ensayo para las mezclas AC y BBTM (Tabla 14 y Tabla 15).

	Pendiente (mm / 10 ³ ciclos)	
Tráfico	T00 a T1	T2, T3 y arcenes
AC	0,07	0,10

Tabla 14. Valores exigidos para las deformaciones plásticas del PG-3 en hormigones bituminosos

	Pendiente (mm / 10 ³ ciclos)	
Tráfico	T00 a T2	T3, T4 y arcenes
BBTM	0,07	0,10

Tabla 15. Valores exigidos para las deformaciones plásticas del PG-3 en mezclas discontinuas

Este ensayo se llevó a cabo con una máquina INFRATEST (Figura 28), a 60 °C de temperatura y con una carga de 700 N.

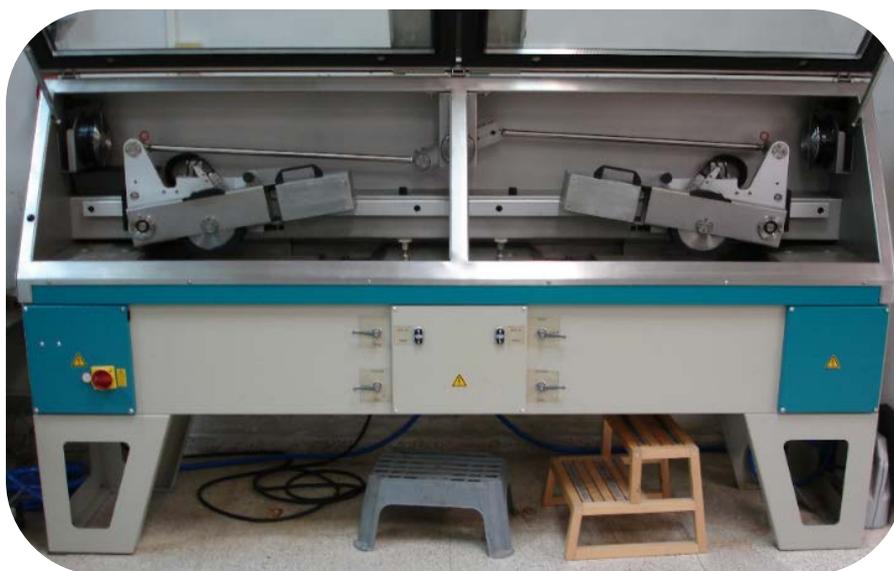


Figura 28. Máquina INFRATEST del ensayo de pista

4.3.6. RESISTENCIA A LA ABRASIÓN DE LA MEZCLAS BITUMINOSAS POROSAS EN SECO

La pérdida de partículas es uno de los principales inconvenientes de las mezclas porosas, reduciendo su vida útil en relación al resto de mezclas que recoge el PG-3. Esta propiedad se ha medido mediante el ensayo cántabro de pérdida de partículas en seco (UNE-EN 12697-17), que evalúa la resistencia de las mezclas PA frente a la disgregación. También era un ensayo requerido por la normativa española para las mezclas BBTM tipo B (abiertas, antiguas mezclas discontinuas de tipo M) hasta la actualización de la normativa del año 2008 (Tabla 16).

Tráfico	Pérdida de masa	
	T00 a T2	T3, T4 y arcenes
PA	<20 %	<25 %
BBTM	<15 %*	

*Este valor dejó de considerarse en la actualización del PG-3 del 2008

Tabla 16. PG-3: Especificaciones de la pérdida de partículas del PG-3

4.3.7. RESISTENCIA A LA ABRASIÓN DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS POROSAS EN HÚMEDO

Mediante el ensayo cántabro de pérdida de partículas en húmedo (NLT-362), se caracterizó la influencia del agua y la pérdida de cohesión que se produce en las mezclas porosas comparando la pérdida de masa de probetas mantenidas al aire frente a otras sometidas a la acción del agua. Se eliminó del PG-3 en la actualización del 2008, no obstante, se ha utilizado para determinar el porcentaje óptimo de ligante en las mezclas porosas. Los valores mínimos que se exigían con anterioridad para las mezclas porosas pueden verse en la Tabla 17.

Tráfico	Pérdida de masa	
	T00 a T1	T2 a T3
PA	<35%	<40%

Tabla 17. Valores exigibles del cántabro en húmedo (PG-3 del año 2004)

4.3.8. MEDIDA DE LA RIGIDEZ

Se utilizó el ensayo de flexión en cuatro puntos sobre probetas prismáticas (UNE-EN 12697-26. Anexo B) para medir el módulo dinámico de las mezclas, que depende directamente de la frecuencia de la carga y la temperatura del ensayo. La rigidez relaciona la carga aplicada y la deformación producida, además, determina el tiempo que transcurre entre que se

aplica la carga y la probeta comienza a deformarse, por lo que también se obtiene el ángulo de fase de la mezcla, que es una forma de evaluar su grado de elasticidad.

El ensayo se ha realizado a 20 °C con la máquina universal hidráulica Zwick Z100 (Figura 29), con una deformación constante de 50 μm/m a unas frecuencias comprendidas entre 0,1 Hz y 30 Hz.



Figura 29. Dispositivo del ensayo de rigidez por flexión en 4 puntos

Además, en el caso de las mezclas con polímeros, a partir de los resultados del ensayo se obtuvo la *curva maestra* (Ecuación 5). Esta curva evalúa la respuesta del módulo (M) a diferentes frecuencias y temperaturas. En este caso, se ajustaron los módulos en función de la frecuencia a una curva sigmoïdal por mínimos cuadrados (101, 102), de manera análoga al caso del estudio reológico del betún.

Ecuación 5. Curva maestra de las mezclas bituminosas en función de la frecuencia de ensayo

$$\text{Log } M \text{ (MPa)} = \alpha + \beta (1 / \exp (\rho - \gamma \cdot \log f \text{ (Hz)}))$$

También se estudió el comportamiento elástico de cada mezcla con el *diagrama de Black* (Ecuación 6), que relaciona los valores del ángulo de fase de las mezclas (Φ) para valores específicos del módulo dinámico (M). Este diagrama para las mezclas se calculó ajustando el ángulo de fase y el módulo dinámico a una función polinómica por mínimos cuadrados.

Ecuación 6. Diagrama de Black de las mezclas bituminosas en función de la frecuencia de ensayo

$$\Phi \text{ (}^\circ\text{)} = a + b \cdot \log M \text{ (MPa)} + c \cdot \log M \text{ (MPa)}^2$$

Donde a, b y c son constantes.

4.3.9. COMPORTAMIENTO A FATIGA

El ensayo de flexión en cuatro puntos sobre probetas prismáticas (UNE-EN 12697-24. Anexo D) evalúa la resistencia de las mezclas bituminosas frente al desfallecimiento por fatiga someténdolas a cargas cíclicas hasta rotura. Se utilizó el mismo equipo que para la determinación del módulo dinámico. El ensayo se realizó a una frecuencia de 30 Hz y una temperatura de 20 °C. Las leyes de fatiga se ajustaron utilizando la Ecuación 7.

Ecuación 7. Ley de fatiga de las mezclas bituminosas

$$\varepsilon(m/m) = a \cdot 10^{-3} \cdot N(Cycles)^b$$

Como criterio de fallo se consideró el ciclo (N) para el cual la probeta presenta la mitad de la tensión S_0 , siendo S_0 la tensión en el ciclo 100 para la deformación impuesta (ε). Esto es equivalente a que el módulo inicial de la probeta se reduzca a la mitad. Los valores a y b son constantes.

4.3.10. EVALUACIÓN DE LA ENERGÍA DE COMPACTACIÓN

La energía de compactación se calculó aplicando el ensayo de compactibilidad (UNE-EN 12697-10) con una máquina giratoria Controls ICT 76-B0251 (Figura 30). Se midió la variación de los huecos y del esfuerzo cortante en función del número de giros aplicado. Se emplearon moldes de 100 mm de diámetro, una presión de 600 KPa, una velocidad de rotación de 30 rpm y un ángulo de giro de 0,82°.



Figura 30. Máquina giratoria ICT250 de Controls

A partir de los resultados obtenidos se determinó el factor de compactibilidad K ajustando el porcentaje de huecos en función del número de giros:

Ecuación 8. Variación del contenido de huecos en función de los giros

$$H_i = H_1 - K \cdot \ln(N)$$

Donde H_i (%) es el contenido de huecos en función de cada ciclo, H_1 (%) es el contenido de huecos para un giro, K es la compactibilidad y N es el número de giros.

Además, se emplearon los valores de la altura y del cortante para calcular la energía acumulada de compactación por unidad de peso W (kJ/kp), utilizando el modelo desarrollado por *del Río*(103). De esta forma se pudo comparar la energía requerida para compactar las diferentes mezclas:

Ecuación 9. Energía de compactación requerida en función de la masa

$$\frac{W}{m} = \sum_1^N \frac{W_i}{m} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \theta \cdot A}{m} \sum_1^N h_i \cdot S_i$$

Dónde S_i (KN/m²) es el esfuerzo cortante medido en cada ciclo i , h_i (m) es la altura de la probeta en cada ciclo i , A (m²) es el área de la probeta, θ (rad) es ángulo de inclinación de la probeta cilíndrica, y N es, como en el caso anterior, el número de ciclos aplicados.

4.3.11. ESTUDIO DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

La resistencia al deslizamiento se evaluó en dos condiciones: sobre probetas de pista con la superficie inalterada, y sobre las mismas probetas pulimentadas adaptando un procedimiento propio utilizado con anterioridad (104). De esta manera, se analizó la resistencia al deslizamiento en condiciones iniciales, y tras un proceso de lijado intentando conseguir un pulimento semejante al del tráfico rodado.

La resistencia al deslizamiento se calculó con el péndulo del TRRL, tal y como se puede ver en la Figura 31.



Figura 31. Ensayo de fricción con el péndulo TRRL en laboratorio

El procedimiento de pulimento se llevó a cabo mediante el lijado superficial, y fue realizado por un único operador tratando de mantener la misma presión de contacto. El proceso consistió en realizar 30 pasadas con una lijadora en la misma dirección y sentido sobre la superficie de la probeta, utilizando un papel de pliego de lija de grano 4 (Figura 32). Tras el proceso de lijado, se limpió la superficie de la probeta con una brocha, eliminando los restos de material suelto.



Figura 32. Equipo de lijado y muestra de papel de lija utilizados para el desgaste de las mezclas.

Las probetas que se sometieron a lijado fueron las mismas que se habían evaluado previamente con el péndulo. En la siguiente figura puede observarse una de las probetas en condiciones iniciales, y tras su lijado.



Figura 33. Probeta antes y después del proceso lijado

4.3.12. EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS MEDIANTE ENSAYO DE CORTE DIRECTO

La adherencia entre capas se midió con el ensayo de corte directo LCB (Laboratorio de Caminos de Barcelona, NLT-382/08) (99), que evalúa la adherencia de dos probetas aplicando un esfuerzo cortante a velocidad constante en la junta de unión (2,5 mm/min), tal y como muestra la Figura 34.



Figura 34. Ensayo LCB de adherencia estática

Además, para estudiar la posible influencia que pudieran tener sobre la adherencia de las capas la aplicación de la emulsión y la temperatura de la superficie, se realizaron ensayos con y sin emulsión entre las probetas, y compactando las mismas a diferentes temperaturas. Este análisis se realizó únicamente con la mezcla de referencia y con uno de los polímeros (PP). El ensayo se realizó bajo las mismas condiciones, pero con probetas fabricadas de diferente manera:

- a) Con emulsión y la mezcla de la capa inferior fría (situación habitual): el ensayo se

realizó compactando la primera probeta del ensayo, y cuando esta estuvo fría, se aplicó la emulsión, una vez que ésta hubo roto se vertió la mezcla de la segunda probeta y se compactó.

- b) Sin emulsión y con la mezcla fría: se repitió el mismo proceso, pero en este caso la segunda capa de la probeta de ensayo fue compactada sobre la primera sin aplicar la emulsión, es decir, después de compactar la primera capa y de haberse enfriado, la segunda capa fue compactada directamente sobre la superficie limpia de la primera, de esta forma, se evaluó la influencia de la emulsión.
- c) Sin emulsión y con la mezcla caliente: con el objetivo de evaluar la temperatura, se repitió el último proceso compactando la segunda capa directamente sobre la primera, sin emulsión, pero además sin dejar enfriar la capa inferior. Se compactaron de manera consecutiva.

El proceso de compactación utilizado para cada capa ha sido en todos los casos el especificado en la norma NLT 161/98.

4.3.13. EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS MEDIANTE ENSAYO DINÁMICO A CORTANTE

Este ensayo se desarrolló para evaluar el efecto de los geotextiles en la resistencia al cortante de un firme (105), en esta tesis se adaptó para calcular la adherencia entre capas bajo cargas repetitivas y cortas, que son más similares a los esfuerzos que debe soportar un firme en condiciones reales. Este ensayo se llevó a cabo aplicando una carga paralela a los planos de unión de las capas, de esta forma se pudo comparar los diferentes tipos de mezclas en las mismas condiciones, y analizar su adherencia frente a una carga estática y una dinámica.

Este ensayo dinámico, desarrollado en la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de Santander, utiliza una probeta tricapa con unas medidas de 260 mm de longitud y 205 mm de anchura, y con unos espesores de 50 mm para la capa central y de 40 mm para las laterales. Las probetas tricapa se fabricaron utilizando la compactadora de segmento, que habitualmente se emplea para compactar las probetas de pista. Se fabricó una primera capa sobre la que se aplicó la emulsión, tras la rotura de ésta se vertió una segunda capa de mezcla bituminosa, compactándola directamente sobre la primera. El proceso se repitió con la tercera capa. Finalmente, esta probeta tricapa se serró a la mitad, obteniendo las

dimensiones ya indicadas.

Para la ejecución del ensayo se apoyan las capas exteriores de la probeta, mientras la central permanece suspendida. Sobre ésta se aplica una carga vertical sinusoidal con una frecuencia de 10 Hz y un valor máximo de 16 kN y mínimo de 3 kN, por lo que la probeta se encuentra siempre a compresión. El esfuerzo cortante máximo alcanzado en cada superficie de unión es de 0,15 MPa. Esta configuración se observa en la Figura 35.

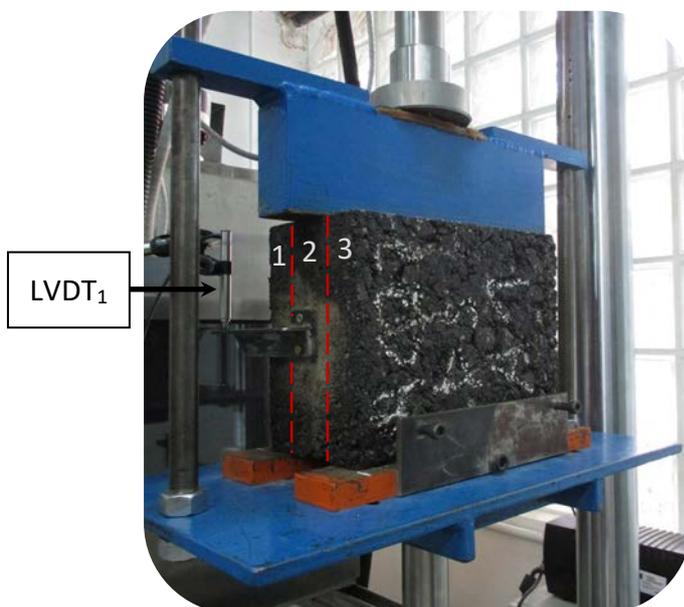


Figura 35. Ensayo de adherencia dinámico a cortante

Se consideró como hipótesis de partida que la sollicitación aplicada sobre la probeta central producía el desplazamiento de la misma, despreciando cualquier efecto de compresión o deformación. Para determinar el momento de fallo se representan las curvas del desplazamiento vertical de la probeta central en función del número de ciclos. Se tomó como desplazamiento el valor medio registrado por dos comparadores LVDT situados en el punto medio a ambos lados de la probeta central.

Como criterio de rotura se consideró el deslizamiento de la probeta central, salvo si se producía algún cambio brusco de pendiente debido a un reajuste de la probeta, considerando entonces ese ciclo como el de fallo.

Con objeto de tener un mejor conocimiento de la resistencia a cortante, se ha definido un parámetro energético χ , que está relacionado con la energía necesaria para hacer deslizar la probeta, y que nos permite comparar la influencia de los diferentes polímeros en la adherencia. Este parámetro se calculó a partir del movimiento oscilatorio de la probeta

central (Figura 36), considerando la amplitud de cada ciclo mediante la siguiente expresión:

Ecuación 10. Energía para hacer deslizar la probeta

$$\chi = \sum_1^N F \cdot 2 \cdot A_i$$

Donde F es la fuerza aplicada, A la amplitud de cada ciclo, y N el número de ciclos hasta el deslizamiento.

Dado que el registro de datos no era continuo, midiendo dos ciclos en cada toma de datos, se modificó la ecuación para tener en cuenta este proceso.

Ecuación 11. Parámetro energético χ necesario para deslizar la probeta

$$\chi = \sum_1^{N_R} F_m \cdot 2 \cdot \bar{A}_i \cdot \text{Ciclos}_i$$

Donde N_R es el número de registros hasta que se produce la rotura, F_m es la fuerza media (9,5 kN), \bar{A}_i es la amplitud media entre cada dos registros, y Ciclos_i es el número de ciclos del intervalo.

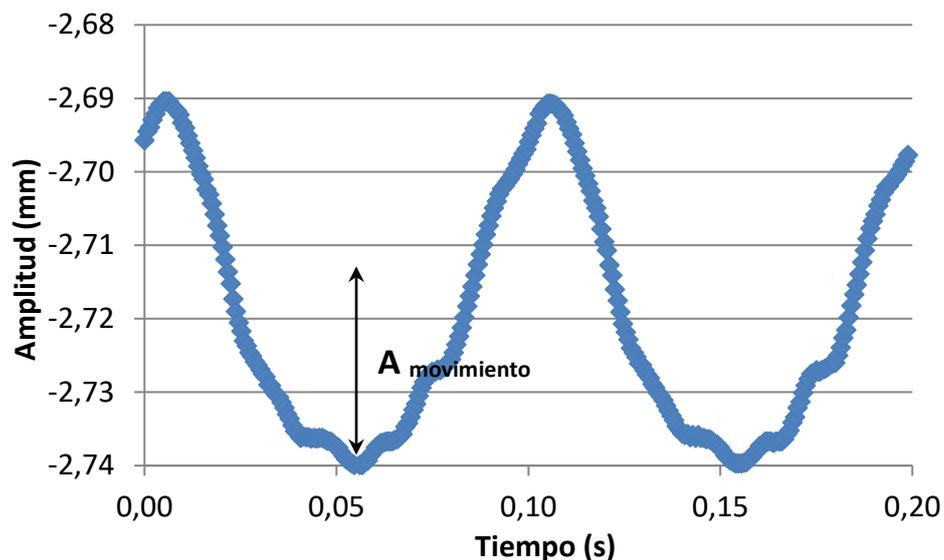


Figura 36. Amplitud del movimiento para el ciclo 160.000 de una probeta AC22 NFU

En la expresión anterior se podía haber incluido la energía correspondiente al desplazamiento vertical neto (no recuperable), pero es despreciable frente al movimiento oscilatorio de la probeta.

5. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

En este capítulo se presentan los resultados correspondientes al trabajo experimental de esta tesis. Se ha utilizado la misma estructura que en la metodología, presentando por separado los resultados vinculados al proyecto Greenroad y Polymix.

En primer lugar, en el apartado 5.1 se expone el comportamiento de los tres tipos de mezcla bituminosa (AC, PA y BBTM) diseñadas reemplazando parte de su fracción mineral por escoria negra de horno de arco eléctrico y RAP.

En la mezcla AC 16 se utilizaron todas las fracciones del RAP, excepto los tamaños superiores a 16 mm, completando la fracción gruesa con escoria, y la fina y el filler con caliza. También se estudió la posible incorporación de RAP en las mezclas PA y BBTM, pero dado que el RAP contenía un alto porcentaje de partículas finas (cuando esta fracción sólo supone un porcentaje aproximado del 15 % de los áridos en este tipo de mezclas), y no permitía reducir la cantidad de betún virgen por su forma de empleo en planta, se decidió utilizar árido calizo en la fracción fina.

Se utilizó un betún modificado con caucho (PMB 45/80 – 60C), y dado que este tipo de betunes precisan una mayor temperatura de mezcla, se incorporó una cera para reducir su viscosidad y poder fabricar a una temperatura equivalente a la de un betún convencional 50/70.

Posteriormente, en el apartado 5.2 se presentan los resultados del proyecto POLYMIX, que analiza el comportamiento de un hormigón bituminoso al que se han incorporado polímeros residuales. Los polímeros (PE, PP, PS y caucho de NFU), se incorporaron por vía seca, tal y como si fueran un árido más. El proceso consiste en reemplazar un 1 % de la masa total, correspondiente únicamente a la fracción de filler, por el volumen equivalente de polímero. Los áridos y el betún empleado (50/70), no se han modificado con respecto a la mezcla de referencia (AC 22 surf).

El análisis estadístico de los resultados de ambos proyectos se realizó con los programas IBM SPSS (Statistical Package for the Social Sciences) y Minitab Statistical Software. El método utilizado ha sido siempre análogo: se ha comprobado la normalidad y homocedasticidad de los resultados mediante los test de Shapiro-Wilk y Levene (partimos de la premisa de que los resultados son independientes). Cuando los resultados cumplieron estas propiedades, se utilizaron pruebas paramétricas para comprobar si había diferencias significativas entre las medias, como la t de Student en el caso de dos muestras, o la prueba

de Scheffe en el caso de muestras múltiples. Si las muestras no tenían una distribución normal, o no eran homocedásticas, se utilizó la prueba U de Mann – Whitney para analizar dos muestras, o la prueba de Kruskal – Wallis para muestras múltiples. El intervalo de confianza considerado ha sido siempre del 95%, por lo que el p-valor de 0,05 determina si un resultado es significativamente diferente, o no.

5.1. COMPORTAMIENTO DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS CON ÁRIDOS ALTERNATIVOS Y BETÓN CON CAUCHO MODIFICADO CON CERAS

En la primera etapa el objetivo era seleccionar un aditivo para el ligante, de forma que se redujera la temperatura de envuelta de la mezcla. Se estudió el betún modificado con caucho de referencia, al que se le incorporaron dos ceras: una cera amida de ácido graso y una cera Fischer - Tropsch. Tras estudiar el comportamiento reológico de los tres betunes (el de referencia y los dos obtenidos al incorporar las ceras), se seleccionó el betún experimental empleado en el proyecto.

En la segunda etapa se evaluaron las propiedades mecánicas y dinámicas de las mezclas, en las que más de un 80 % de los áridos procede de material fresado y de escoria negra de horno de arco eléctrico. Los betunes empleados han sido el de referencia (PMB 45/80 – 60C), y el betún experimental obtenido al añadir la cera amida, que ha permitido reducir la temperatura de envuelta.

5.1.1. ANÁLISIS DE LA VISCOSIDAD

Este estudio se ha llevado a cabo utilizando primero el viscosímetro DV-I Prime de Brookfield, y después el reómetro DHR-1 de TA Instrument.

- Viscosímetro rotacional

No se ha obtenido la viscosidad dinámica real, dado que no se disponía de un fluido de referencia de viscosidad conocida, y por lo tanto los resultados sólo corresponden a las condiciones indicadas en metodología, no obstante, nos permiten comparar el comportamiento de los diferentes betunes.

Se ensayaron 3 probetas de cada tipo de betún, el de referencia y los dos resultantes de incorporar un 3 % de cada tipo de cera. Los resultados se recogen en la figura siguiente:

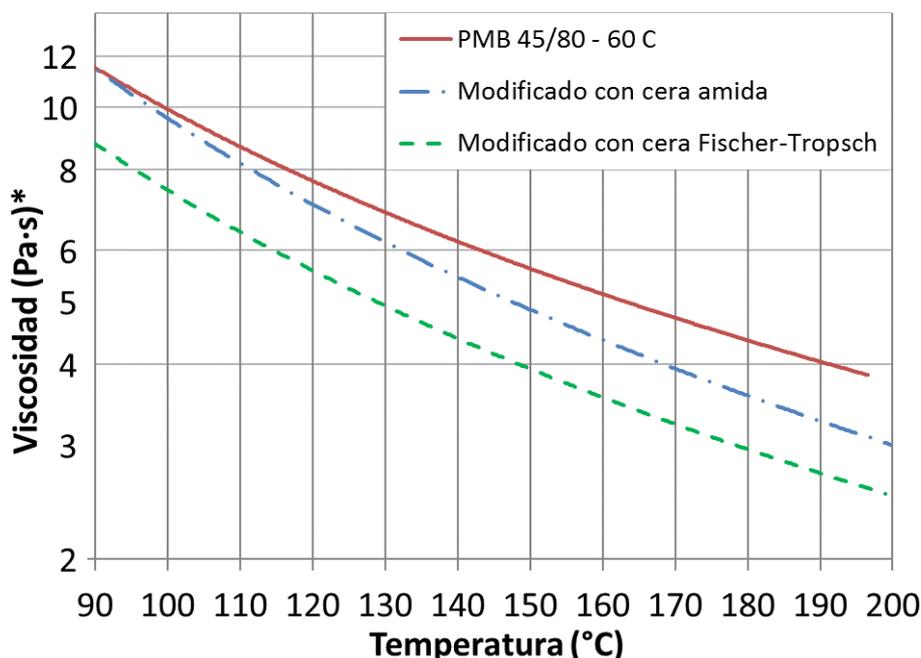


Figura 37. Ensayo de viscosidad con viscosímetro rotacional

Se comprobó cómo las ceras, por encima de sus temperaturas de fusión, reducen la viscosidad del betón de referencia. La curva resultante se ajustó por mínimos cuadrados a una función de Arrhenius (Ecuación 1), tal y como puede verse en la Tabla 18, donde μ (Pa·s)* es la viscosidad dinámica obtenida en las condiciones de ensayo, y T (K) la temperatura.

Betón	Ecuación	R ²
Referencia (PMB 45/80 – 60C)	$\eta = 97,14 \cdot 10^{-3} \cdot e^{\frac{1707,46}{T}}$	0,80
Referencia + Cera Fischer – Tropsch	$\eta = 35,54 \cdot 10^{-3} \cdot e^{\frac{1996,22}{T}}$	0,88
Referencia + Cera amida de ácido graso	$\eta = 35,01 \cdot 10^{-3} \cdot e^{\frac{2093,64}{T}}$	0,83

Tabla 18. Viscosidad del betón de referencia y de cada tipo de cera

Los resultados con el viscosímetro mostraron que la cera Fischer-Tropsch reducía en mayor medida la viscosidad del betón de referencia en el intervalo de las temperaturas de fabricación (entre 140 °C y 180 °C). Sin embargo, al reducir la temperatura el betón aditivado con la cera amida de ácido graso aumenta de forma constante su viscosidad hasta coincidir con la del betón con caucho en torno a los 90 °C. Esta recuperación se consideró un factor importante, ya que previsiblemente la curva de viscosidad con esta cera se encontrará por encima de la del betón de referencia a temperaturas inferiores a 90 °C, sin comprometer la resistencia frente a las deformaciones plásticas. Considerando únicamente

las curvas representadas parece arriesgado hacer esta afirmación, debido a que el equipo no es capaz de medir la viscosidad de estos ligantes por debajo de esta temperatura, no obstante, esta hipótesis fue comprobada después con el reómetro. Teniendo en cuenta este comportamiento, se seleccionó la cera amida de ácido graso para transformar el betún de referencia.

A partir de la temperatura de fabricación (170 °C) recomendada por el proveedor para el betún PMB 45/80 – 60C, se obtiene una viscosidad de aproximadamente 4,8 Pa·s*, esta misma viscosidad se alcanza a una temperatura equivalente de fabricación de aproximadamente 155 °C en el betún con la cera amida de ácido graso, tal y como puede verse en la Figura 38.

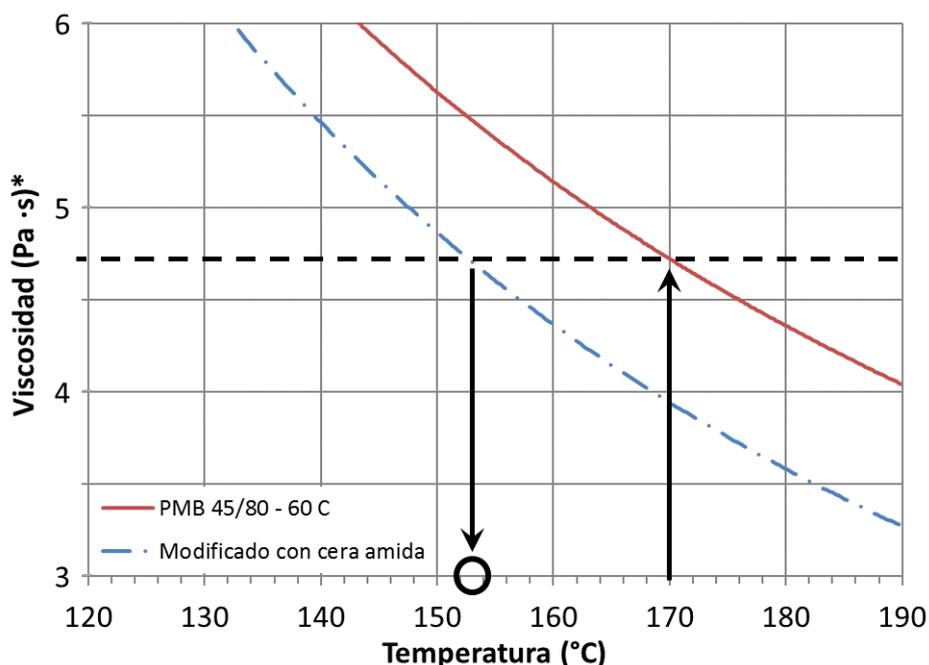


Figura 38. Obtención de la temperatura de equiviscosidad al incorporar la cera amida de ácido graso

Por lo tanto, teóricamente, la mezcla podría fabricarse a 155 °C con la cera amida en condiciones similares a la fabricación de la mezcla a 170 °C con el betún modificado con caucho.

- Reómetro de corte dinámico (DSR)

Una vez realizado el análisis con el viscosímetro se adquirió el reómetro DHR-I de TA Instruments a los equipos de laboratorio. Con este nuevo aparato se procedió a repetir los ensayos de viscosidad para analizar la reducción de temperatura llevada a cabo.

El ensayo se realizó con el betún de referencia y con los otros dos resultantes de incorporar un 3 % de cada tipo de cera. Se midió la viscosidad para un rango de temperaturas que oscila entre los 100 °C y 190 °C, que corresponden a las temperaturas de fabricación de las mezclas y de su puesta en obra. Los resultados, obtenidos de tres muestras de cada tipo de betún, mostraron que, al superar la temperatura de fusión de las ceras, los betunes aditivados reducen la viscosidad respecto al betún de referencia (Figura 39).

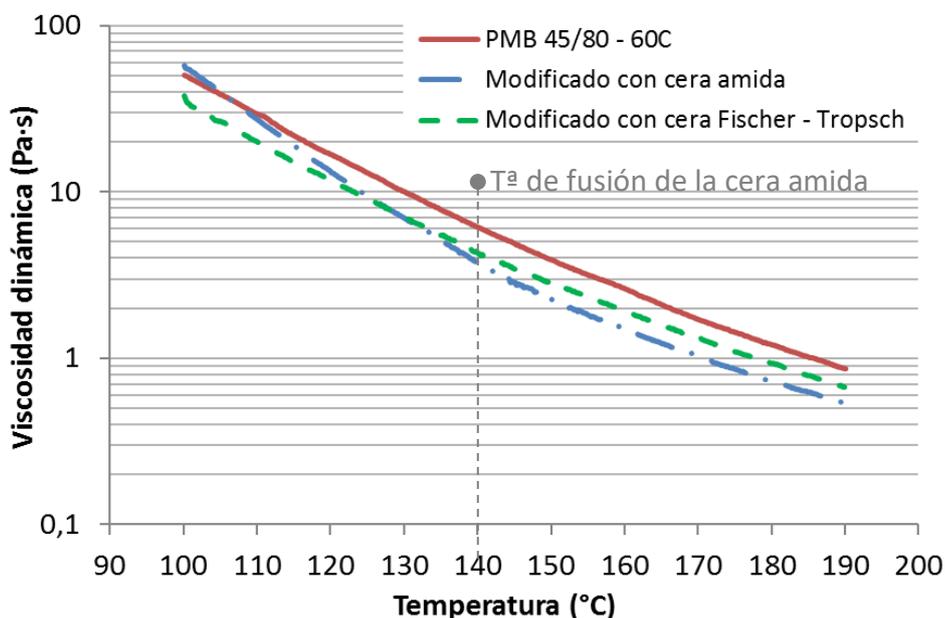


Figura 39. Ensayo de viscosidad con el reómetro

En el intervalo de las temperaturas de fabricación, la cera amida de ácido graso produce una reducción de la viscosidad del betún de referencia ligeramente superior a la cera Fischer-Tropsch.

Para la cera amida se pueden diferenciar claramente dos zonas, que dependen de la temperatura:

- La que se encuentra por encima del punto de fusión de la cera amida (140 °C – 190 °C), en la que la viscosidad del betún aditivado es menor y paralela a la viscosidad del betún de referencia.
- La que está por debajo del punto de fusión de la cera amida (100 °C – 140 °C), en la que la viscosidad del betún con la cera comienza a aumentar a medida que disminuye la temperatura, hasta alcanzar a la viscosidad del betún de referencia con caucho.

El comportamiento del betún con la cera amida es análogo al experimentado con el viscosímetro, reduciendo la viscosidad del betún para temperaturas superiores a su temperatura de fusión, mientras por debajo de esta temperatura se incrementa la viscosidad hasta alcanzar a la del betún original entre los 100 °C y 110 °C. Por lo tanto, sería necesaria una menor energía en el proceso de fabricación y en el de compactación, puesto que su viscosidad se encuentra por debajo de la del betún de referencia para temperaturas superiores a 100 °C.

La curva de viscosidad del betún con la cera Fischer – Tropsch es paralela a la del betún de referencia, y se mantiene en todo el intervalo de temperaturas (100 °C – 190 °C) por debajo de ésta. Hay que tener en cuenta que la temperatura de fusión de esta última cera (90 °C), es inferior al rango de temperaturas ensayado.

Las tres curvas de viscosidad, como en el caso del viscosímetro, se ajustaron por mínimos cuadrados a una función de Arrhenius (Ecuación 1). Dado que en este caso se ha calculado la viscosidad real, además se ha podido determinar la energía de activación. La Tabla 19 recoge estos valores, donde μ (Pa·s) es la viscosidad dinámica, E_A la energía de activación (J/mol), y T (K) la temperatura.

Dado que la cera amida presenta un cambio de tendencia cuando se alcanza su temperatura de fusión, para conseguir un ajuste mejor, y realizar un análisis de las energías de activación más adecuado, se decidió ajustar la viscosidad de los betunes en dos zonas: una zona por encima de 140 °C, y otra por debajo de esta temperatura. De esta manera se representa mejor el comportamiento del betún con la cera, y se consigue un excelente ajuste al modelo.

Ligante	Zona (°C)	Ecuación	E_A (J/mol)	R^2
PMB 45/80-60C		$\eta = 153,464 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{7188,73}{T}}$	59767	0,99
PMB 45/80-60C + Cera Fischer	140 – 190	$\eta = 167,645 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{7022,87}{T}}$	58389	0,97
PMB 45/80-60C + Cera amida		$\eta = 168,539 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{6948,74}{T}}$	57771	0,99
PMB 45/80-60C		$\eta = 10,231 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{8317,61}{T}}$	69152	0,99
PMB 45/80-60C + Cera Fischer	100 - 140	$\eta = 14,131 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{8050,88}{T}}$	66936	0,98
PMB 45/80-60C + Cera amida		$\eta = 0,058 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{10266,62}{T}}$	85356	0,99

Tabla 19. Energía de activación y ajuste de la viscosidad para cada betún

Por encima de la temperatura de fusión de la cera amida, ésta era la que obtenía la menor energía de activación, y por lo tanto la que requería de una menor energía para generar un movimiento de partículas. Sin embargo, el comportamiento era opuesto por debajo de la temperatura de fusión, en la que la cera amida presentaba la mayor energía de activación, lo que tiene sentido considerando que comienza a solidificarse y a incrementar su resistencia a fluir.

La temperatura de fabricación se obtuvo buscando la temperatura que producía la misma viscosidad que el betún de referencia a la temperatura recomendada por el fabricante, tal y como puede verse en la Figura 40:

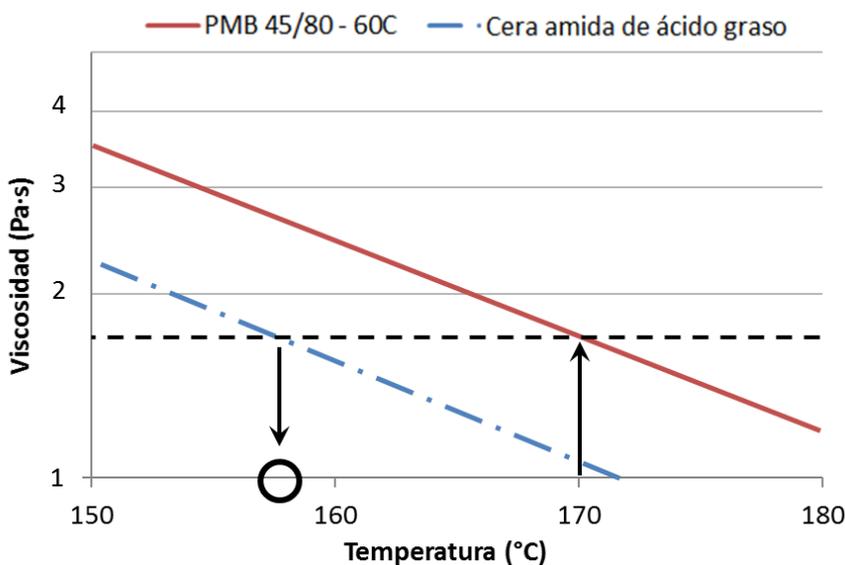


Figura 40. Detalle de la temperatura reducida de fabricación

Con este planteamiento se obtuvo que la temperatura de fabricación reducida empleando la cera amida seleccionada debía ser de 155 °C, coincidente con la obtenida con el viscosímetro rotacional.

La reducción de la temperatura de fabricación al incorporar la cera seleccionada es de aproximadamente 15 °C. Teniendo en cuenta que la temperatura de fabricación recomendada para el betún con caucho es de 165 °C a 175 °C, las mezclas bituminosas que incorporan cera amida podrían fabricarse entre 150 °C y 155 °C, esto las coloca en la misma horquilla de temperaturas que las mezclas con un betún convencional 50/70.

También se procedió a analizar la viscosidad del betún de referencia con las dos ceras a temperaturas convencionales de uso de la carretera, para estudiar su posible influencia en

el comportamiento mecánico, especialmente frente a las deformaciones plásticas. Dado que a bajas temperaturas no se puede determinar la viscosidad en modo rotacional, tal y como se hizo para temperaturas superiores a 100 °C, el valor de la viscosidad se calculó a partir del análisis reológico de los betunes (Apartado 5.1.2), trabajando en modo oscilatorio, barriendo un rango de temperatura desde 20 °C a 75 °C, y frecuencias comprendidas entre 0,1 Hz y 10 Hz. Con objeto de comparar el comportamiento de los diferentes betunes, en la Figura 41 se representa la viscosidad, en función de la temperatura para una frecuencia de 1,59 Hz, por ser la utilizada en el método Superpave.

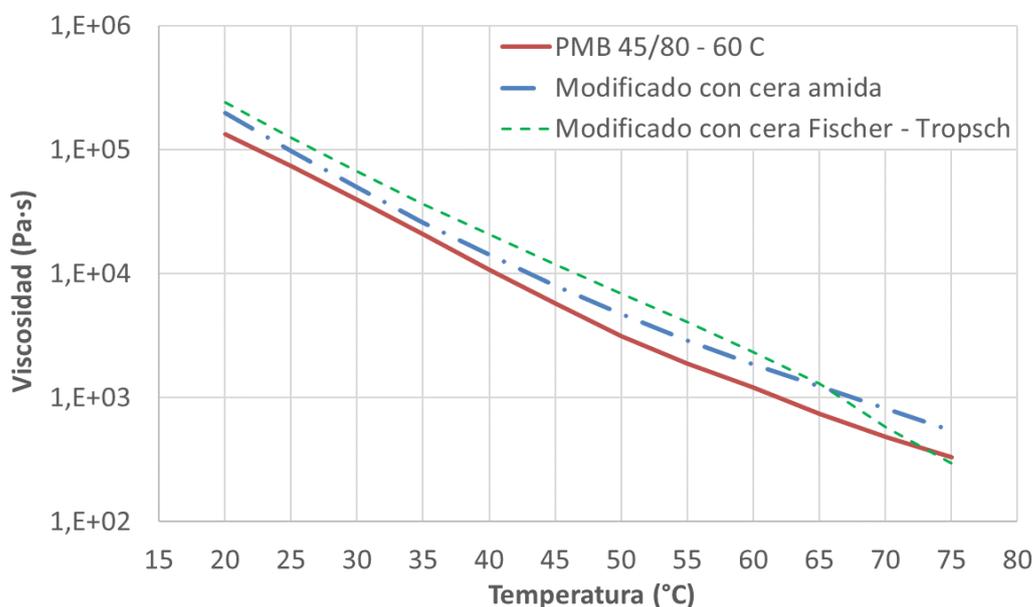


Figura 41. Viscosidad de los diferentes betunes a temperaturas de servicio de la carretera

Se puede comprobar que al incorporar la cera amida, la viscosidad se mantiene ligeramente por encima de la del betún con caucho a las temperaturas de servicio del pavimento. En el caso del betún con la cera Fischer – Tropsch, con temperaturas inferiores a 75 °C su viscosidad es superior a la del betún de referencia. A temperaturas menores de 65 °C su viscosidad es también superior a la de la cera amida. Se descarta por tanto que la cera Fischer – Tropsch sea más susceptible de sufrir deformaciones plásticas que el betún de referencia, mientras la temperatura del firme se mantenga por debajo de los 70 °C.

De los dos aditivos se seleccionó la cera amida de ácido graso, porque reducía en mayor medida la viscosidad a temperaturas de fabricación. Además, alcanzaba la viscosidad del betún de referencia a temperaturas más elevadas, lo que reduce el riesgo de sufrir deformaciones plásticas a altas temperaturas de servicio.

5.1.2. ANÁLISIS REOLÓGICO: MÓDULO COMPLEJO DE CORTE Y ÁNGULO DE FASE

En la Tabla 20 se presentan los valores del módulo complejo (G^*) y del ángulo de fase (δ) del betún de referencia PMB 45/80 – 60 C, y de este betún al incorporarle un 3 % de la cera amida de ácido graso.

	T (°C)	Frecuencia (Hz)							
		0,10	0,30	0,50	1,00	1,59	3,00	5,00	10,00
G^* (Pa)	20	283.152	541.673	711.851	1.047.850	1.332.590	1.855.800	2.406.980	3.407.490
δ (°)		52,2	50,2	49,7	48,1	47,5	46,6	46,0	45,3
G^* (Pa)	25	144.570	276.530	373.721	559.710	734.780	1.054.220	1.404.190	2.051.360
δ (°)		53,5	52,8	52,3	50,9	50,1	49,0	48,1	47,2
G^* (Pa)	30	75.093	146.155	198.918	299.310	395.193	575.540	773.817	1.141.810
δ (°)		54,6	54,1	54,1	53,5	52,7	51,7	50,8	49,7
G^* (Pa)	35	37.256	73.329	100.496	155.102	206.961	305.077	413.879	622.044
δ (°)		55,6	55,6	55,6	55,3	54,9	54,3	53,6	52,5
G^* (Pa)	40	19.040	37.769	51.766	80.128	106.735	158.870	218.757	334.888
δ (°)		56,0	56,2	56,5	56,5	56,5	56,2	55,9	55,1
G^* (Pa)	45	9.928	19.906	27.532	42.613	57.277	85.843	118.907	184.797
δ (°)		57,2	57,3	57,4	57,6	57,6	57,6	57,5	57,1
G^* (Pa)	50	5.162	10.588	14.794	23.242	31.456	47.538	66.295	104.367
δ (°)		60,2	59,4	59,1	58,9	58,8	58,8	58,7	58,5
G^* (Pa)	55	2.950	6.217	8.787	13.957	18.945	28.940	40.646	64.512
δ (°)		62,6	60,9	60,4	59,9	59,8	59,6	59,6	59,5
G^* (Pa)	60	1.775	3.813	5.491	8.760	12.081	18.629	26.444	42.404
δ (°)		64,0	62,7	61,8	61,3	60,9	60,6	60,5	60,6
G^* (Pa)	65	1.030	2.307	3.313	5.385	7.419	11.480	16.243	25.906
δ (°)		66,4	64,3	63,6	62,7	62,2	61,6	61,3	61,0
G^* (Pa)	70	636	1.445	2.102	3.469	4.806	7.489	10.689	17.440
δ (°)		68,4	66,4	65,4	64,3	63,6	62,8	62,4	62,0
G^* (Pa)	75	393	943	1.399	2.360	3.273	5.096	7.373	11.960
δ (°)		69,6	68,1	67,1	66,0	65,2	64,2	63,6	63,1

Tabla 20. Módulo complejo y ángulo de fase del betún PMB 45/80 – 60 C

La Tabla 21 presenta los resultados de módulo y ángulo de fase al incorporar la cera amida de ácido graso.

	T (°C)	Frecuencia (Hz)							
		0,10	0,30	0,50	1,00	1,59	3,00	5,00	10,00
G* (Pa)	20	437.101	801.185	1.064.560	1.543.315	1.973.645	2.746.385	3.575.960	5.063.765
δ (°)		49,4	48,8	48,1	47,5	47,0	46,3	45,8	45,2
G* (Pa)	25	205.369	382.991	509.373	755.248	974.758	1.383.505	1.826.440	2.641.760
δ (°)		50,3	50,2	50,1	49,6	49,4	48,8	48,3	47,6
G* (Pa)	30	101.085	189.078	254.292	377.919	493.030	708.447	947.517	1.397.505
δ (°)		51,1	51,3	51,3	51,3	51,2	50,9	50,5	49,9
G* (Pa)	35	51.869	98.654	132.471	197.073	257.958	374.910	505.251	757.442
δ (°)		52,1	51,7	51,9	52,3	52,4	52,4	52,3	52,0
G* (Pa)	40	28.303	53.072	71.872	107.915	141.614	206.507	280.478	424.897
δ (°)		52,5	52,5	52,5	52,8	53,1	53,4	53,5	53,5
G* (Pa)	45	15.796	29.707	40.558	60.701	79.997	116.751	158.864	241.810
δ (°)		53,4	53,2	52,9	53,3	53,5	53,9	54,2	54,5
G* (Pa)	50	9.208	17.627	24.041	36.063	47.513	69.485	94685,8	144437,5
δ (°)		54,2	53,6	53,3	53,5	53,7	54,1	54,5	55,0
G* (Pa)	55	5.567	10.658	14.545	21.995	28.936	42.435	57.773	88.263
δ (°)		54,2	54,0	53,8	53,9	54,1	54,4	54,8	55,3
G* (Pa)	60	3.465	6.755	9.189	14.009	18.536	27.228	37.148	56.829
δ (°)		55,5	54,9	54,8	54,7	54,7	54,9	55,2	55,6
G* (Pa)	65	2.223	4.381	6.095	9.277	12.313	18.204	24.943	38.220
δ (°)		56,7	56,2	55,5	55,6	55,6	55,6	55,8	56,1
G* (Pa)	70	1.409	2.864	3.921	6.078	8.126	12.082	16.613	25.597
δ (°)		58,1	57,1	57,1	56,7	56,5	56,4	56,5	56,7
G* (Pa)	75	904	1.840	2.580	4.017	5.405	8.033	11.017	16.891
δ (°)		58,6	58,1	57,7	57,5	57,4	57,2	57,2	57,0

Tabla 21. Módulo complejo y ángulo de fase del betún PMB 45/80 – 60 C modificado con la cera

La cera incrementa ligeramente el módulo y modifica la componente elástica del betún, reduciendo su ángulo de fase. En la Figura 42 se presentan los valores del módulo del betún de referencia con caucho y de este mismo betún cuando se incorpora la cera.

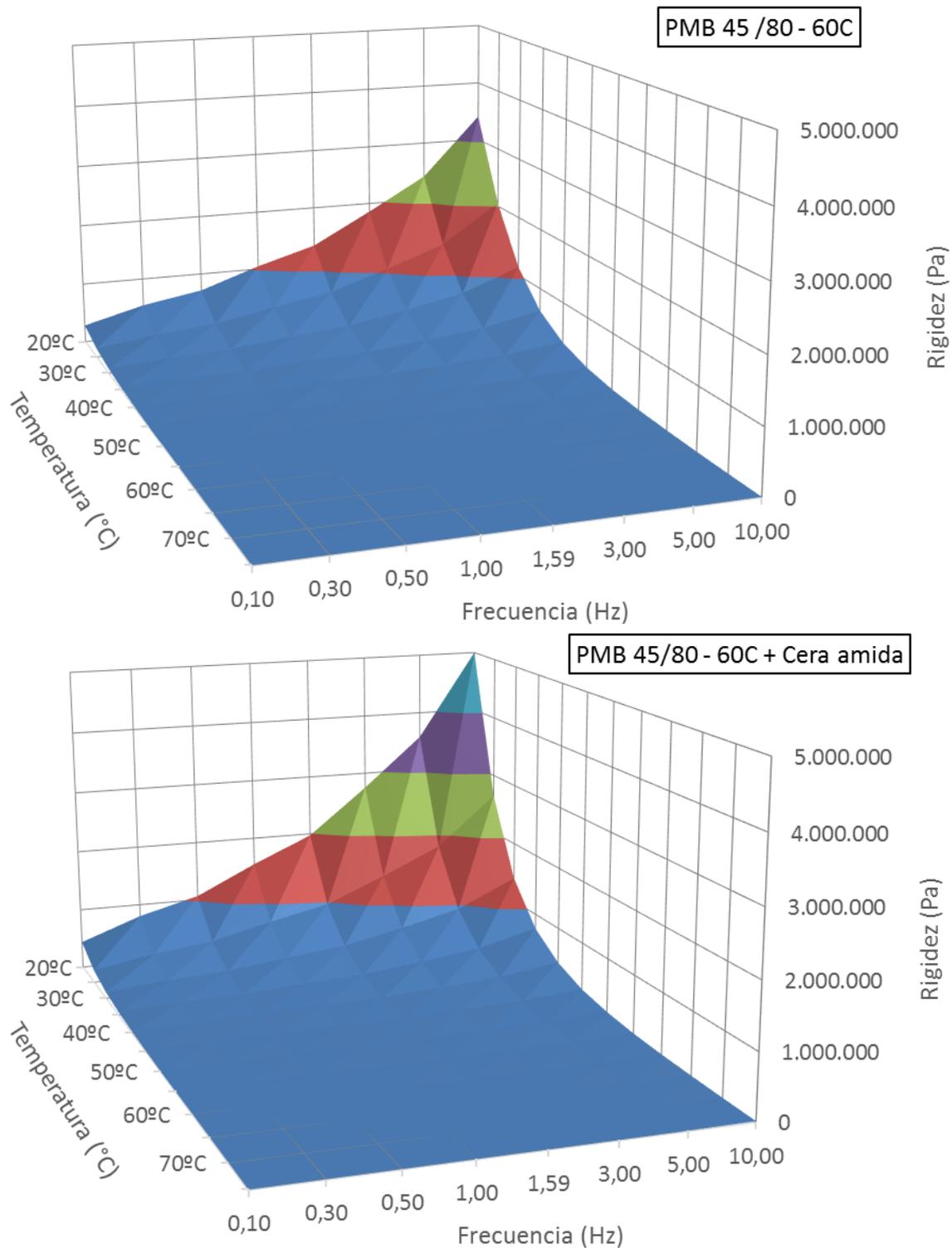


Figura 42. Influencia de la frecuencia y la temperatura en el módulo de los betunes

Se puede observar como al incorporar la cera los valores del módulo aumentan respecto a los obtenidos por el betún de referencia, especialmente a bajas temperaturas y altas frecuencias.

La Figura 43 muestra los valores del ángulo de fase para estos dos betunes, en función de la frecuencia y la temperatura.

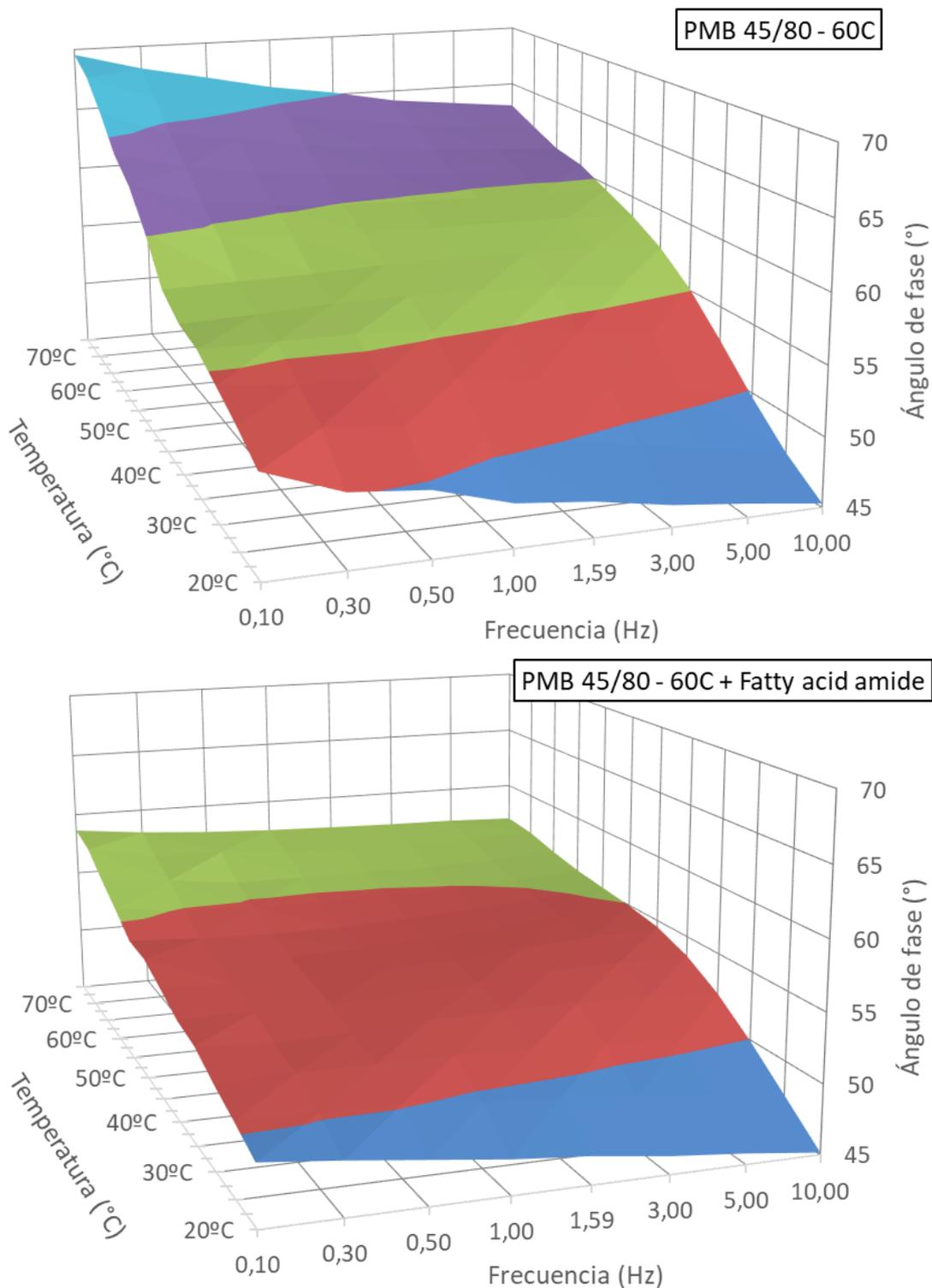


Figura 43. Influencia de la frecuencia y la temperatura en el ángulo de fase de los betunes

Al incorporar la cera se reduce el ángulo de fase, lo que manifiesta un comportamiento más elástico, además la superficie que representa el ángulo de fase en función de la frecuencia y la temperatura es mucho más horizontal, lo que indica que es menos sensible a estas variables. Las mayores diferencias se producen a altas temperaturas y bajas frecuencias, al revés que en el caso del módulo.

Estos datos se utilizaron para obtener las curvas maestras de los dos betunes, ajustando los resultados a una curva sigmoideal tal y como viene recogido en metodología (Ecuación 2, Ecuación 3 y Ecuación 4).

Ecuación 2. Curva maestra teórica: curva sigmoideal

$$\text{Log } G^* (\text{Pa}) = \alpha + \beta (1 / \exp(\rho - \gamma \cdot \log f_R))$$

Ecuación 3. Frecuencia reducida de la curva sigmoideal

$$f_R = a_T \cdot \omega \text{ (rad/s)}$$

Ecuación 4. Curva de temperatura de la curva sigmoideal

$$a_T = a_1 \cdot T \text{ (}^\circ\text{C)}^2 + a_2 \cdot T \text{ (}^\circ\text{C)} + a_3$$

La Tabla 22 recoge los valores de cada uno de los parámetros de las curvas maestras, así como sus coeficientes de correlación (R^2).

	α	β	ρ	γ	a_1	a_2	a_3	R^2
PMB 45/80 – 60 C	-18,85	30,21	-1,70	0,12	$5,72 \cdot 10^{-4}$	-0,13	0,30	0,997
PMB 45/80 – 60 C + Cera amida de ácido graso	-12,60	26,87	-0,97	0,10	$5,80 \cdot 10^{-4}$	-0,13	-0,30	0,998

Tabla 22. Parámetros de las curvas maestras

En los dos casos, el valor de α es negativo, lo que implica que G^* a bajas frecuencias (o altas temperaturas) es muy pequeño. Las asíntotas del betún aditivado con la cera amida son superiores a las del betún de referencia, coincidiendo con el incremento de la rigidez. El incremento de ρ al añadir la cera significa que la curva maestra se ha desplazado hacia la derecha, aunque esto no implica una reducción en la rigidez del betún (como ocurre en otras ocasiones (106)), ya que la curva maestra del betún con la cera se encuentra siempre por encima del betún de referencia debido a la posición de las asíntotas. La pendiente es muy similar en ambos casos.

El ajuste de las curvas maestras puede observarse en la Figura 44.

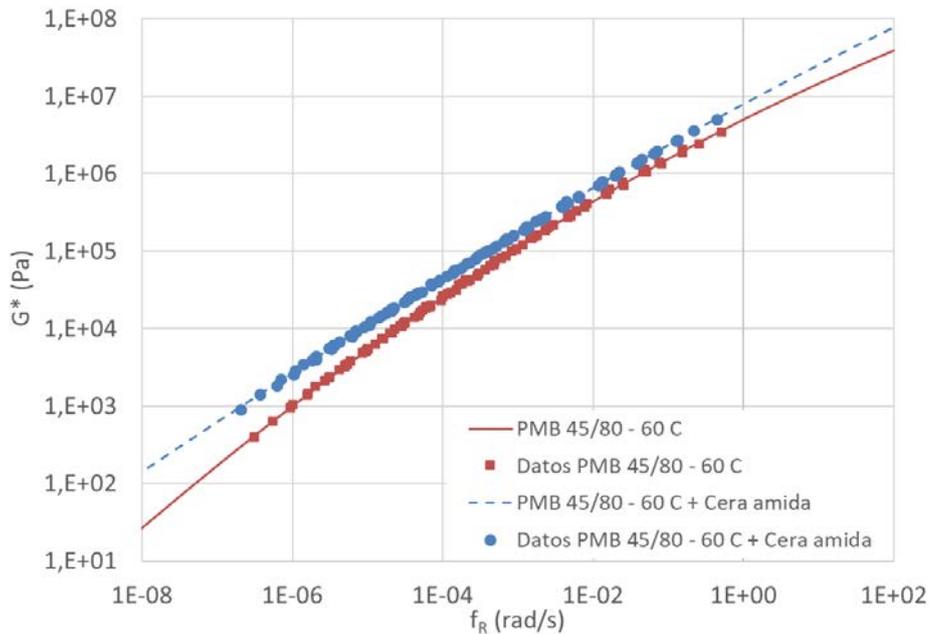


Figura 44. Curvas maestras del betún de referencia y con cera amida de ácido graso

La figura muestra como al incorporar la cera amida de ácido graso aumenta el módulo en función de la frecuencia reducida (f_R), coincidiendo con otros autores (107).

En la Figura 45 se presenta el diagrama de Black de cada ligante, en el que se muestran los valores del ángulo de fase (δ) en función del módulo (G^*). Se puede valorar de esta manera el comportamiento de los betunes con independencia de la temperatura y la frecuencia.

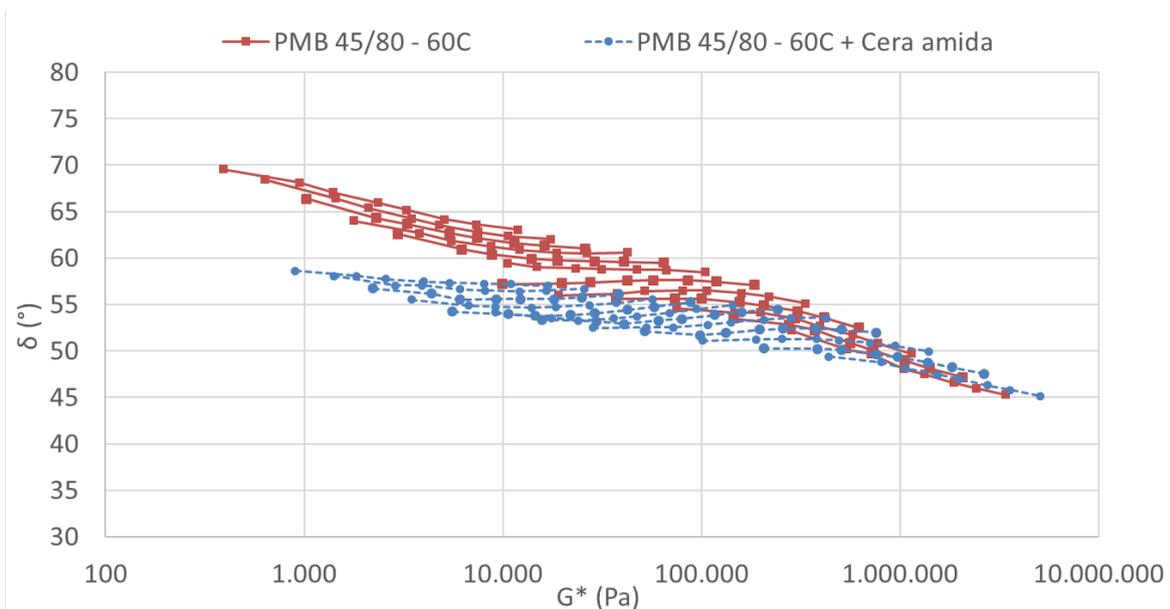


Figura 45. Diagrama de Black del betún PMB 45/80 – 60C, y del mismo betún al añadir la cera

Los dos ligantes muestran un comportamiento no lineal que probablemente se deba a que el caucho modifica la estructura del betún, de forma que se está evaluando tanto la elasticidad del polímero como el comportamiento viscoelástico del ligante. La incorporación de la cera reduce el ángulo de fase asociado a cada módulo y frecuencia, tal y como se representó en la Figura 43.

El valor de la tangente del ángulo de fase sirve para estimar la susceptibilidad térmica de los dos betunes. La $\tan(\delta)$ es una forma de caracterizar su comportamiento. Una curva horizontal implica una menor susceptibilidad frente a la temperatura, lo cual es importante de cara a conseguir un material capaz de resistir las deformaciones plásticas (108). En la Figura 46 se presentan los valores de $\tan(\delta)$ para el betún de referencia y con la cera amida a una frecuencia de 1,59 Hz. Puede apreciarse como al incorporar la cera se reduce la susceptibilidad térmica del betún con caucho obteniendo una curva más horizontal, que se encuentra siempre por debajo de la curva del betún de referencia, por lo que también tiene un comportamiento más elástico.

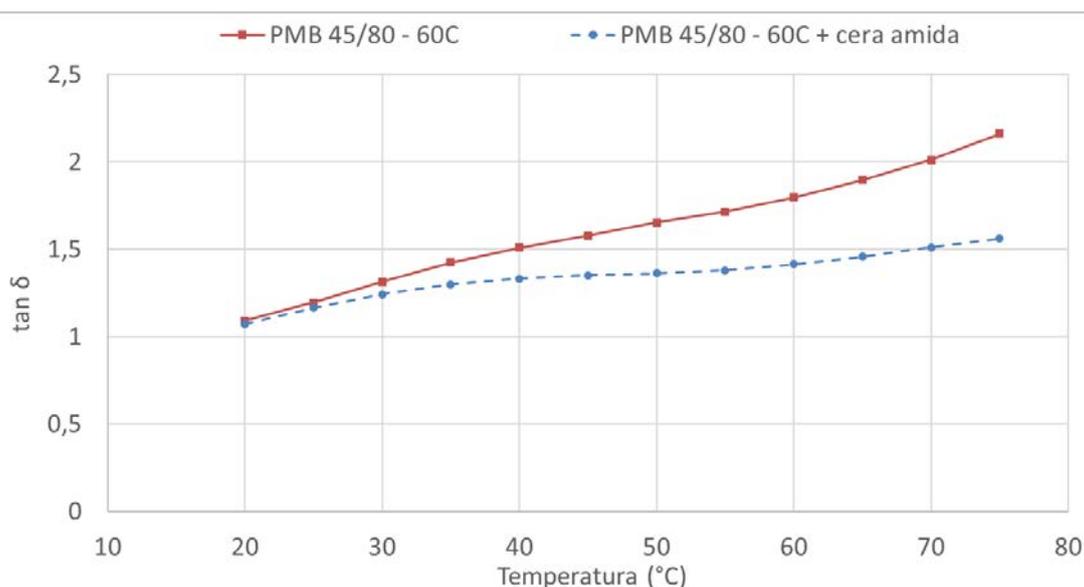


Figura 46. Tan (δ) para cada tipo de betún

Considerando todos los resultados expuestos en este apartado, la incorporación de la cera amida de ácido graso al betún con caucho permite una reducción de la temperatura de fabricación de en torno a 15 °C. A temperaturas de servicio el betún aumenta ligeramente su viscosidad respecto al betún de referencia, mejorando el comportamiento frente a las deformaciones plásticas. La cera amida incrementa el módulo y reduce el ángulo de fase, haciéndolo más rígido y elástico, y menos susceptible a las variaciones térmicas.

5.1.3. COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE LAS MEZCLAS

Con los materiales disponibles (Escoria y RAP), y tratando de maximizar el uso de material reciclado, se procedió a ajustar las curvas granulométricas de las tres mezclas empleadas (AC, PA y BBTM).

Dado que el peso específico de la escoria es mucho mayor que el de los áridos convencionales, las dosificaciones se realizaron en volumen, asegurando así una mezcla con una compacidad y porcentaje de huecos semejante a las fabricadas con áridos convencionales.

El objetivo inicial del proyecto era introducir material fresado en los tres tipos de mezclas. Este porcentaje se fijó en el 20 % del volumen total de los áridos. Sin embargo, los ensayos llevados a cabo mostraron que la incorporación de RAP, tanto en la mezcla PA como en la BBTM, penalizaba su comportamiento mecánico y no permitía un ahorro del betón virgen. Puesto que en estas granulometrías el porcentaje de finos es muy pequeño, se optó por utilizar únicamente escoria de horno de arco eléctrico como árido grueso en ambas, y árido calizo en la fracción fina. No obstante, el porcentaje de material reciclado en mezcla estuvo comprendido entre el 80 % y 90 % en volumen, cumpliendo con el requisito de ensayar mezclas con un alto porcentaje de áridos alternativos.

La mezcla AC es, por lo tanto, la única que incorpora RAP. Este material aporta todos los tamaños de árido (desde 16 mm al filler), completando la fracción gruesa con escoria, y la fina con caliza. Este RAP contenía un 4 % de betón residual, o lo que es lo mismo, incorporaba un 0,5 % sobre el peso total de la mezcla. No obstante, no se redujo la cantidad de betón virgen necesaria, debido a que el RAP se trató como un árido más calentándolo a 175 °C, lo que lo convierte en un “árido negro”.

Las dosificaciones finales obtenidas para cada mezcla se muestran en la Tabla 23. Estos ajustes fueron el resultado de diversos tanteos previos realizados en laboratorio modificando las proporciones de los materiales.

Material	AC 16 S		BBTM 11 B		PA 16	
	% Volumen	% Peso	% Volumen	% Peso	% Volumen	% Peso
Escoria negra	60	69	78	83	88	91
Caliza	19	16	17	13	7,5	5
RAP	18	14	-	-	-	-
Filler	3	1	5	4	4,5	4
Betún virgen / Mezcla	-	3,80	-	3,75	-	3,85
Betún RAP / Mezcla	-	0,50	-	0,00	-	0,00

Tabla 23. Dosificación final de cada tipo de mezcla

El porcentaje de betún final fue menor de lo habitual debido al alto peso específico de la escoria negra, que hace que este tipo de mezcla sea más densa que las mezclas convencionales.

A continuación, se presentan los resultados de los ensayos que incluye el PG-3 para la caracterización de cada tipo de mezcla. El análisis se llevó a cabo separando los resultados en función del tipo de betún, y teniendo en cuenta que la mezcla del betún con caucho se ha fabricado a 170 °C, y la de este betún con la cera amida a 155 °C.

- Hormigón bituminoso (AC 16 S)

Se realizó el ensayo de huecos (UNE EN 12697 – 8), y el ensayo de sensibilidad al agua (UNE EN 12697 – 12) sobre probetas Marshall, mientras que para el ensayo de rodadura (UNE EN 12697 – 22) se fabricaron probetas prismáticas de 50 mm de altura. La Tabla 24 recoge los resultados para los dos ligantes.

Ligante	Convencional	Con cera	PG-3
Temperatura	(170 °C)	(155 °C)	
Ensayo de huecos (UNE EN 12697 – 8)			
Densidad (g/cm ³)	2,892	2,891	-
Huecos en mezcla (%)	5,3	5,3	4 – 6
Huecos en árido (%)	17,2	17,2	> 15
Ensayo de sensibilidad al agua (UNE EN 12697 – 12)			
I. T. S. Secas (kp)	1790,9	1555,5	-
I. T. S. Húmedas (kp)	1757,7	1411,6	-
I. T. S. R. (%)	98	91	≥ 85
Ensayo de rodadura (UNE EN 12697 – 22)			
Pendiente (mm/1000 ciclos)	0,04	0,03	≤ 0,07
Profundidad rodera (mm)	2,1	2,1	-

Tabla 24. Propiedades mecánicas de la mezcla AC 16 S a temperatura convencional y reducida

En la Tabla 25 se recogen los p-valores del análisis estadístico para analizar la influencia de la cera en las propiedades mecánicas. Los resultados tuvieron una distribución normal y hubo homogeneidad de varianzas, por lo que se utilizó la prueba T de Student.

P-valor	Huecos	Sensibilidad al agua		Rodadura
		Secas	Húmedas	
	0,883	0,003	0,000	0,090

Tabla 25. P-valores de los ensayos mecánicos de la mezcla AC 16 S

Las mezclas fabricadas a temperatura convencional y reducida no tuvieron estadísticamente diferencias significativas en el ensayo de huecos, pero sí en el ensayo de sensibilidad al agua, en el que se redujo la resistencia a tracción indirecta al incorporar la cera. Se produjo un ligero aumento de la resistencia frente a las deformaciones plásticas (aunque estadísticamente no fue significativo), lo cual coincide con el aumento de viscosidad y rigidez del betón con esta cera a las temperaturas de servicio, como se ha visto en el Apartado 5.1.2. Análisis reológico.

- Mezcla discontinua (BBTM 11 B)

El ensayo de huecos (UNE EN 12697 – 8), el ensayo de sensibilidad al agua (UNE EN 12697

– 12), y el ensayo de resistencia frente a las deformaciones plásticas (UNE EN 12697 – 22) con losas de 40 mm fueron llevados a cabo. Además, aunque ya no está incluido en el PG-3, se realizó también el ensayo cántabro de pérdida de partículas (UNE EN 12697 – 17), requerido para este tipo de mezcla hasta su actualización en 2008. Los resultados se recogen en la Tabla 26.

Ligante	Convencional	Reducida con cera	PG-3
Temperatura	(170 °C)	(155 °C)	
Ensayo de huecos (UNE EN 12697 – 8)			
Densidad (g/cm ³)	2,743	2,689	-
Huecos en mezcla (%)	16,8	18,1	12 – 18
Ensayo de sensibilidad al agua (UNE EN 12697 – 12)			
I. T. S. Secas (kp)	1169,6	1012,8	-
I. T. S. Húmedas (kp)	1084,7	913,4	-
I. T. S. R. (%)	93	90	≥ 90
Ensayo de rodadura (UNE EN 12697 – 22)			
Pendiente (mm/1000 ciclos)	0,06	0,06	≤ 0,07
Profundidad rodera (mm)	2,4	2,3	-
Ensayo Cántabro de pérdida de partículas (UNE EN 12697 – 17)			
Masa (%)	9,8	11,8	≤ 15*

*Requerido hasta 2008

Tabla 26. Propiedades mecánicas de la mezcla BBTM 11 B a temperatura convencional y reducida

Para analizar los datos se utilizó la prueba T de Student, puesto que tuvieron una distribución normal y presentaron homogeneidad de varianzas. Los p-valores pueden verse en la Tabla 27.

	Huecos	Sensibilidad al agua		Rodadura	pérdida de partículas
		Secas	Húmedas		
P-valor	0,000	0,017	0,009	0,565	0,254

Tabla 27. P-valores de los ensayos mecánicos de la mezcla BBTM 11 B

Aunque las dos mezclas han sido fabricadas con dos ligantes con la misma viscosidad, en el caso de la mezcla BBTM el porcentaje de huecos aumentó significativamente al incorporar la cera, aunque este incremento es pequeño. La resistencia a tracción indirecta de las

mezclas disminuyó significativamente, en línea con el resultado de la mezcla AC, aunque en este caso la reducción también pudo verse influenciada por el ligero incremento de huecos. No hubo diferencias significativas en el ensayo de rodadura ni en el ensayo cántabro de pérdida de partículas.

- **Mezcla drenante (PA 16)**

Como en el caso de las otras dos mezclas, para dosificar la mezcla porosa se realizaron los ensayos que marca la normativa española: el ensayo de huecos (UNE EN 12697 – 8), el ensayo de sensibilidad al agua (UNE EN 12697 – 12), y el ensayo cántabro de pérdida de partículas en seco (UNE EN 12697 – 17). El efecto del agua sobre este tipo de mezclas también se ha realizado mediante el ensayo Cántabro en húmedo (NLT-352), a pesar de que este último dejó de estar incluido en el PG-3 en el año 2008.

Los resultados de los ensayos se recogen en la tabla siguiente:

Ligante	Convencional	Reducida con cera	PG-3
Temperatura	(170 °C)	(155 °C)	
Ensayo de huecos (UNE EN 12697 – 8)			
Densidad (g/cm ³)	2,608	2,547	-
Huecos en mezcla (%)	22,2	24,4	> 20 %
Ensayo de sensibilidad al agua (UNE EN 12697 – 12)			
I. T. S. Secas (kp)	886,0	764,0	-
I. T. S. Húmedas (kp)	805,2	706,2	-
I. T. S. R. (%)	91	92	≥ 85
Pérdida de partículas en seco (UNE EN 12697 – 17) y húmedo (NLT – 352)			
Masa en seco (%)	12,8	14,4	≤ 20
Masa en húmedo (%)	29,6	33,5	≤ 35*

*Requerido hasta 2008

Tabla 28. Propiedades mecánicas de la mezcla PA 16 a temperatura convencional y reducida

Los resultados se ajustaron a una distribución normal con homogeneidad de varianzas excepto en el ensayo cántabro húmedo. La Tabla 29 recoge los p-valores de cada ensayo.

	Huecos	Sensibilidad al agua		Pérdida de partículas	
		Secas	Húmedas	seco	húmedo
P-valor	0,052	0,013	0,066	0,535	0,665

Tabla 29. P-valores de los ensayos mecánicos de la mezcla PA 16

A partir de la prueba T de Student y U de Mann-Whitney se comprobó que el comportamiento mecánico de las mezclas porosas a temperatura convencional y reducida era equivalente, sólo la resistencia de las probetas secas en el ensayo de sensibilidad al agua se mostró significativamente diferente, no obstante, esta diferencia puede ser debida al mayor porcentaje de huecos que presenta la mezcla. La resistencia de las probetas húmedas no mostró diferencias significativas, así que el efecto que produce el agua sobre las mezclas es el mismo en los dos casos.

- **Comportamiento general de las mezclas**

En términos generales se puede concluir que las tres mezclas diseñadas mantienen un comportamiento semejante independientemente de los cambios en el proceso de fabricación, a pesar de que los resultados muestran una tendencia cuando se incorpora la cera a aumentar el porcentaje de huecos, a reducir la resistencia a tracción indirecta, y a incrementar la pérdida de partículas. La resistencia frente a las deformaciones plásticas, por su parte, muestra un ligero incremento.

Todas las mezclas (a las dos temperaturas), cumplen las especificaciones requeridas en el PG-3 para la categoría de tráfico T00 y todas las zonas climáticas.

5.1.4. ESTUDIO DE LA ENERGÍA DE COMPACTACIÓN

Sobre cada tipo de mezcla se realizaron ensayos de Compactibilidad (UNE EN 12697-10) con la máquina giratoria. Se determinó el factor de compactibilidad (K) mediante el ajuste del porcentaje de huecos en función del número de ciclos. También se utilizó el esfuerzo cortante a partir de la energía requerida (W) para compactar las mezclas fabricadas a temperatura convencional (sin ceras) y a temperatura reducida (con cera).

Hay que destacar que los ensayos se han realizado inmediatamente después de fabricar las mezclas, por lo que la temperatura de la mezcla fabricada con la cera no ha descendido de los 140 °C, temperatura a partir de la cual comienza a solidificarse.

- **Hormigón bituminoso (AC 16 S)**

La Figura 47 presenta la evolución del contenido de huecos en función del número de giros para los dos ligantes.

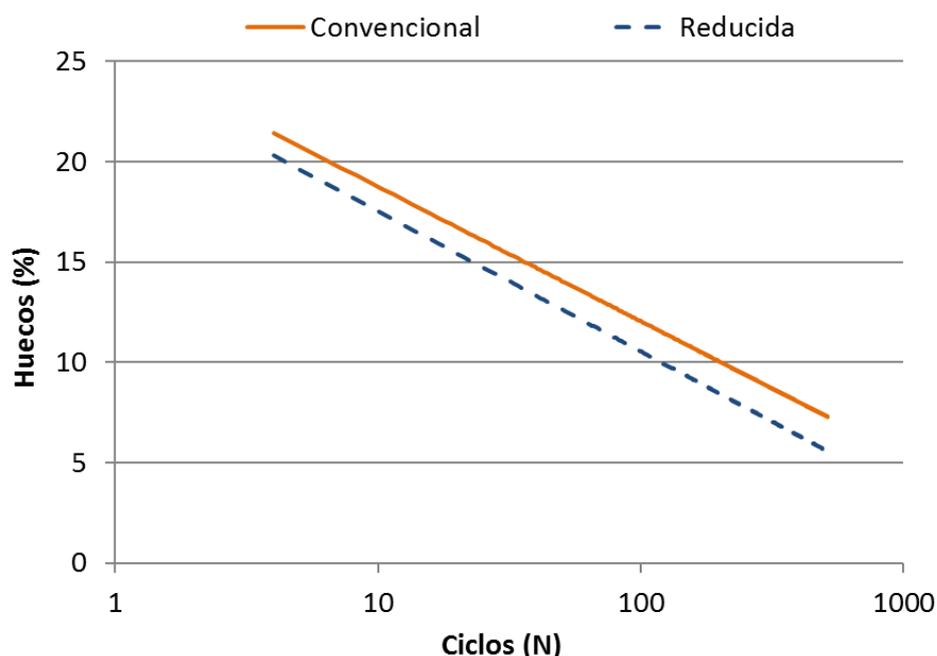


Figura 47. Variación del número de huecos en función del número de giros de las mezclas AC

Estas rectas se ajustaron a la Ecuación 8 para determinar el factor de compactibilidad K. Un mayor valor de K se corresponde con una mayor facilidad de compactación, siempre que las mezclas partan de un mismo porcentaje de huecos inicial (H_1). La Tabla 30 recoge, además del valor de H_1 , el factor de compactibilidad K y el coeficiente de correlación.

Temperatura	H_1	K	R^2
Convencional	25,45	2,91	0,97
Reducida	24,52	3,04	0,99

Tabla 30. Parámetros de compactibilidad de las mezclas AC

El porcentaje de huecos para el primer giro es prácticamente el mismo, el factor de compactibilidad es ligeramente mayor en la mezcla fabricada a temperatura reducida al incorporar la cera.

La Figura 48 muestra la energía de compactación acumulada, obtenida mediante el modelo desarrollado por *del Río*(103) a partir del esfuerzo cortante medido por la máquina giratoria, frente al porcentaje de huecos de la mezcla.

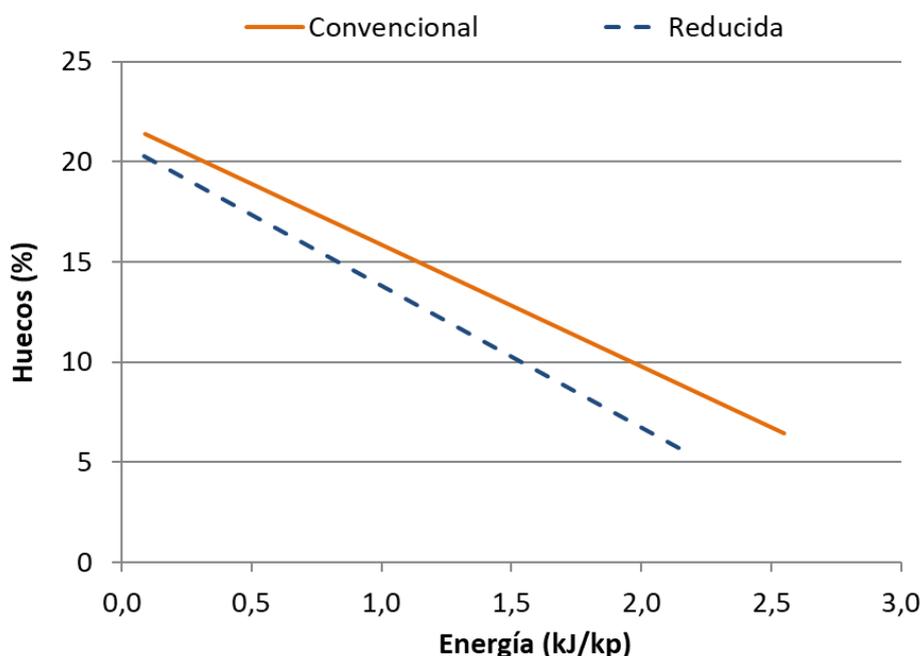


Figura 48. Energía requerida para alcanzar un contenido de huecos en función de la temperatura de las mezclas AC

Se puede ver que la mezcla AC con la cera amida para conseguir el mismo porcentaje de huecos, necesita una menor energía de compactación, además, en este caso las dos mezclas tienen prácticamente la misma densidad Marshall de diseño, y por lo tanto el mismo porcentaje de huecos sobre mezcla. Los resultados se aproximaron por mínimos cuadrados a dos rectas (Ecuación 12), cuyas características se presentan en la Tabla 31:

Ecuación 12. Energía acumulada en función del porcentaje de huecos

$$W \text{ (kJ/kg)} = a - b \cdot H \text{ (\%)}$$

Donde W (kJ/kg) es la energía de compactación por unidad de peso, H (%) es el contenido de huecos en mezcla, y a y b son constantes.

En este ensayo, realizado con molde de 100 mm, se llegaron a aplicar 512 giros, no obstante, no se alcanzó la densidad Marshall de referencia. Por experiencias anteriores realizadas en este laboratorio (103), con la configuración europea de este ensayo, este molde, y el tipo de mezcla empleada en España, se comprobó que estas densidades son difíciles de alcanzar. Por ello, para calcular la energía necesaria para alcanzar la densidad Marshall (W_{HR}), se procedió a extrapolar ligeramente la recta ajustada.

Temperatura	a	b	Energía _{HR}	R ²
Convencional	21,96	6,09	2,74 kJ/kp	0,97
Reducida	20,91	7,08	2,20 kJ/kp	0,99

Tabla 31. Energía en función del porcentaje de huecos de las mezclas AC para la densidad Marshall

Puede comprobarse como la mezcla a temperatura reducida precisa una energía menor que la mezcla sin aditivo, sin embargo, la prueba T de Student mostró que no había diferencias significativas entre ambas (p-valor de 0,141), por lo que la energía de compactación requerida por la mezcla a temperatura reducida no es estadísticamente diferente que la correspondiente a temperatura convencional.

- Mezcla discontinua (BBTM 11 B)

La Figura 49 recoge los resultados del ensayo de compactabilidad, representando los huecos de la mezcla en función de los ciclos.

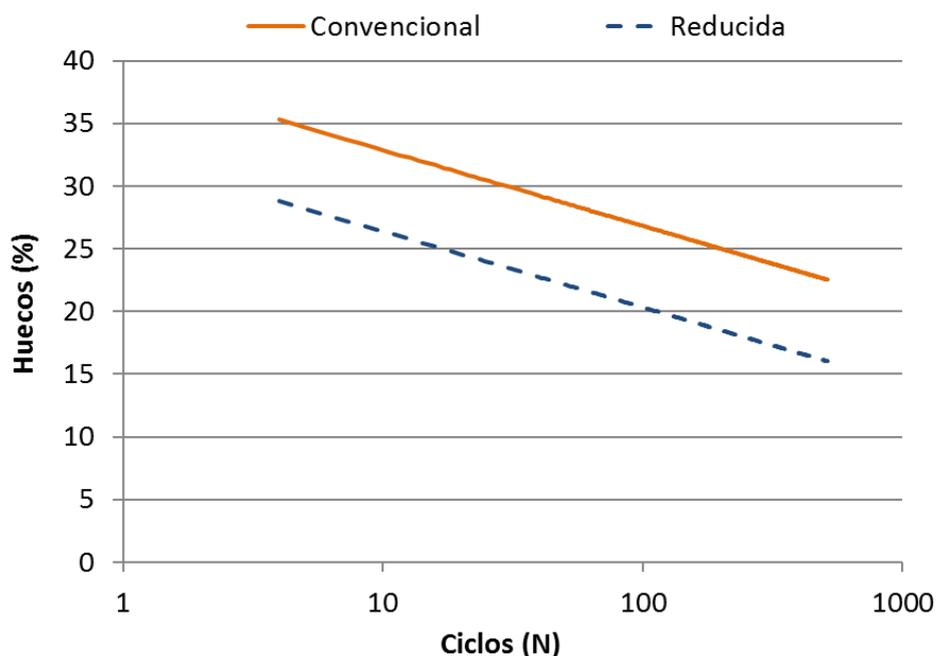


Figura 49. Variación del número de huecos en función de los giros de las mezclas BBTM

Las dos mezclas BBTM parten de un porcentaje de huecos inicial (H_1) diferente, por lo que no se considera el factor de compactabilidad K representativo de la facilidad de compactación. Las curvas de compactabilidad obtenidas son paralelas, siendo el único factor diferenciador el porcentaje de huecos inicial. La Tabla 32 recoge el valor de H_1 , el factor de compactabilidad K y el coeficiente de correlación.

Temperatura	H ₁	K	R ²
Convencional	38,91	2,63	0,95
Reducida	32,44	2,63	0,97

Tabla 32. Parámetros de compactabilidad de las mezclas BBTM 11B

Como en el caso de la mezcla AC, se obtuvo también la energía de compactación en función de los huecos de la mezcla (Figura 50).

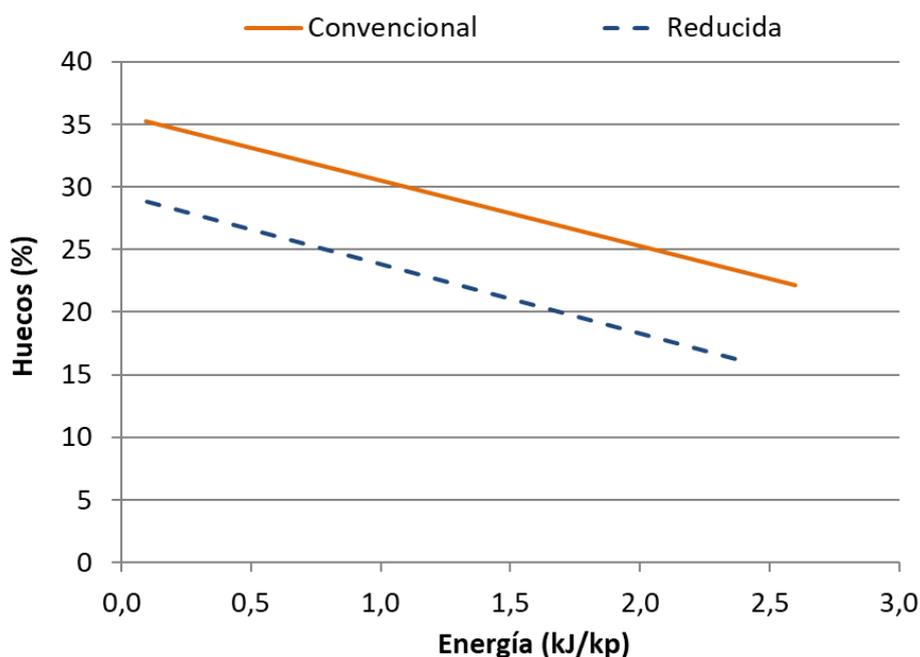


Figura 50. Energía requerida para alcanzar un contenido de huecos en función de la temperatura de las mezclas BBTM

Se puede ver que la mezcla con la cera amida de ácido graso se encuentra siempre por debajo de la mezcla con betún de referencia, y es prácticamente paralela. Por lo tanto, para alcanzar un mismo porcentaje de huecos requerirá una menor energía.

En este caso, la densidad Marshall de diseño de las dos mezclas difiere ligeramente, la mezcla fabricada con la cera tiene un porcentaje de huecos mayor que la mezcla con el betún de referencia, por lo que aparte de ser más fácil su compactación, como muestra la Figura 50, tiene que alcanzar una densidad más baja, favoreciendo que necesite aún menos energía. Las rectas ajustadas por mínimos cuadrados (Ecuación 12), se presentan en la Tabla 33.

Temperatura	a	b	Energía _{HR}	R ²
Convencional	35,76	5,23	3,62 kJ/kp	0,96
Reducida	29,41	5,56	2,04 kJ/kp	0,97

Tabla 33. Energía requerida en función del porcentaje de huecos de las mezclas BBTM

A pesar de la diferencia en los resultados del ensayo, el análisis estadístico no mostró, de nuevo, que hubiera diferencias significativas entre la compactación de las mezclas, obteniendo un p-valor de 0,690 en la prueba T de Student.

- **Mezcla drenante (PA 16)**

Las curvas de compactibilidad de las dos mezclas porosas pueden verse en la Figura 51.

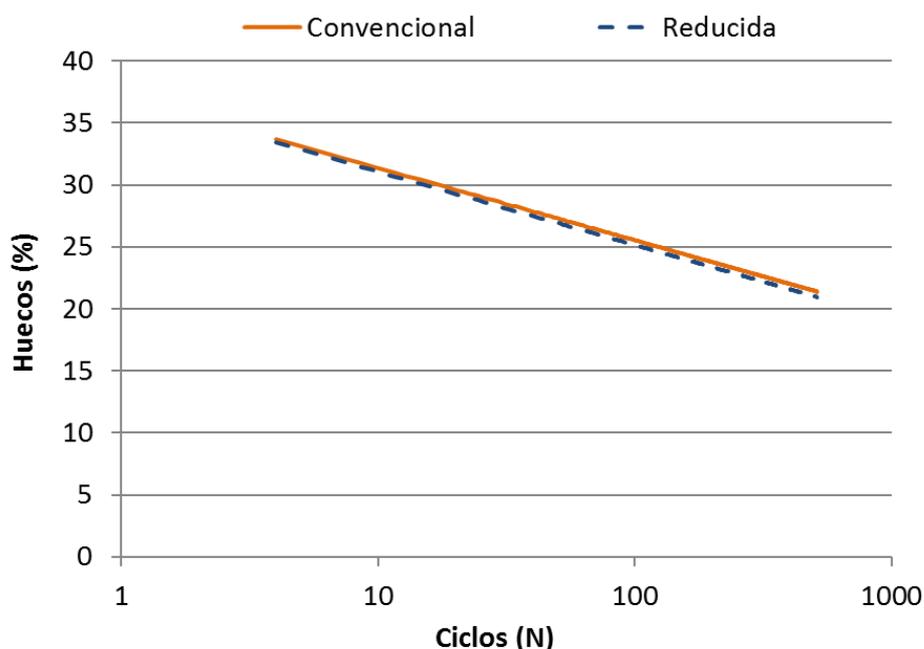


Figura 51. Variación del número de huecos en función de los giros de las mezclas PA

En las mezclas porosas las dos rectas que relacionan Huecos con Ciclos prácticamente se superponen. Esto es probablemente debido a su alto porcentaje de huecos, por lo que tienen un alto rozamiento interno, teniendo el ligante una menor influencia. Las rectas de compactibilidad se presentan en la Tabla 34.

Temperatura	H ₁	K	R ²
Convencional	37,21	2,54	0,98
Reducida	36,98	2,57	0,97

Tabla 34. Parámetros de compactibilidad de las mezclas PA

Las dos mezclas tienen unos índices de compactabilidad prácticamente iguales.

La Figura 52 muestra la energía de compactación necesaria en función del porcentaje de huecos.

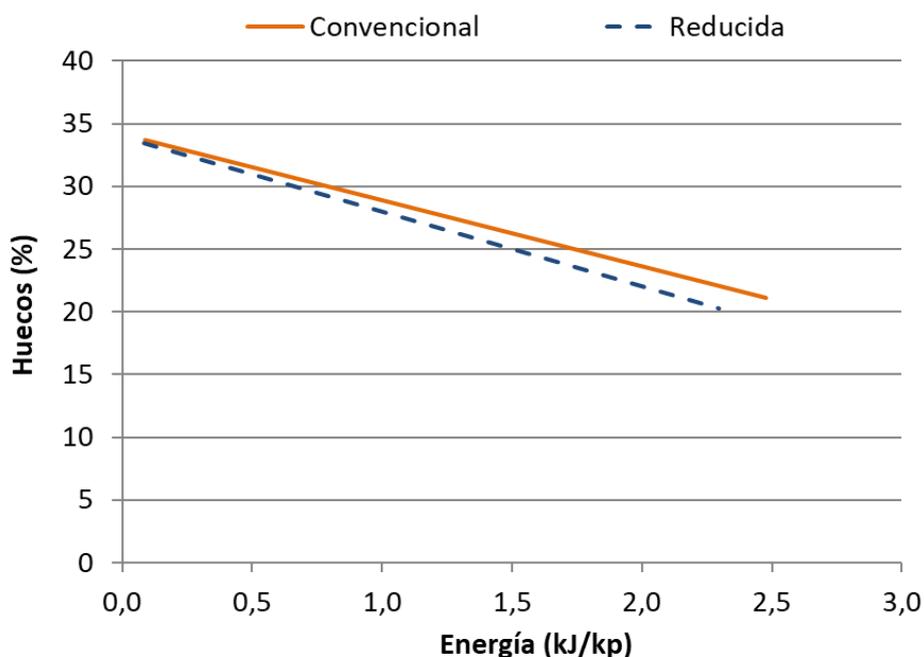


Figura 52. Energía requerida para alcanzar un contenido de huecos en función de la temperatura de las mezclas PA

El análisis de la energía de compactación muestra que a igualdad de huecos, la reducción de la energía de compactación es muy pequeña. Sin embargo, como ocurría con las mezclas BBTM, entre las mezclas porosas hay ligeras diferencias en el valor de la densidad Marshall a alcanzar, variando la energía final requerida para cada una. En la Tabla 35 se determina la energía necesaria para alcanzar dicha densidad Marshall de referencia de cada mezcla.

Temperatura	a	b	Energía _{HR}	R ²
Convencional	34,16	5,28	2,26 kJ/kp	0,96
Reducida	33,91	5,93	1,60 kJ/kp	0,95

Tabla 35. Energía en función del porcentaje de huecos de las mezclas PA para la densidad Marshall

En este caso, al obtener con la mezcla a temperatura reducida una menor densidad y un mayor porcentaje de huecos, su energía de compactación final es menor. El análisis de los resultados mostró que se ajustaban a una distribución normal con homogeneidad de varianzas. La prueba T de Student obtuvo una significancia de 0,315, por lo que se

determinó que no había diferencias significativas en la energía de compactación.

- **Comportamiento de las mezclas.**

Para los tres tipos de mezclas la energía de compactación ha sido siempre menor al incorporar la cera y fabricar a temperatura reducida, sin embargo, esta diferencia no ha sido estadísticamente significativa en ningún caso.

Las mezclas discontinuas requieren una mayor energía de compactación que las AC y PA debido a la discontinuidad de su granulometría, lo que las confiere una mayor fricción interna. Las mezclas BBTM fueron además las que presentaron mayores diferencias al incorporar la cera, siendo además las que presentaron la mayor reducción de energía. Las mezclas porosas son las que precisan una menor energía de compactación, siendo las curvas de compactabilidad prácticamente idénticas.

5.1.5. COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE LAS MEZCLAS

Estos ensayos no son requeridos en la normativa española, pero son muy importantes para conocer su comportamiento. Las dos propiedades estudiadas fueron la rigidez de las mezclas y su resistencia a fatiga.

- **Hormigón bituminoso (AC 16 S)**

Se presentan los resultados de los ensayos dinámicos en el caso del hormigón bituminoso para las dos temperaturas de fabricación, convencional (sin cera) y reducida (con cera). En primer lugar los valores del módulo dinámico, y a continuación las leyes de fatiga.

- *Módulo dinámico. Ensayo de flexión sobre cuatro puntos (UNE EN 12697 – 26)*

Este ensayo se realizó con la máquina universal Zwick Z100 sobre 11 probetas a 20 °C. Los resultados se recogen en la Tabla 36.

Frecuencia (Hz)	Temperatura convencional (170 °C)				Temperatura reducida (155 °C)			
	Módulo dinámico ± Desviación (MPa)		Ángulo de fase ± Desviación (°)		Módulo dinámico ± Desviación (MPa)		Ángulo de fase ± Desviación (°)	
0,1	1827	± 367	24,7	± 2,0	2690	± 291	25,3	± 0,9
0,2	2128	± 404	24,4	± 1,8	3152	± 333	24,7	± 0,8
0,5	2633	± 464	24,0	± 1,7	3930	± 401	23,8	± 0,7
1	3073	± 511	23,3	± 1,6	4612	± 459	23,0	± 0,7
2	3597	± 563	22,6	± 1,5	5383	± 526	21,8	± 0,6
5	4411	± 638	21,5	± 1,4	6555	± 604	20,2	± 0,6
8	4877	± 674	20,7	± 1,3	7221	± 673	19,3	± 0,6
10	5094	± 670	20,4	± 1,4	7528	± 699	18,9	± 0,6
20	5930	± 821	20,8	± 3,1	8597	± 900	18,4	± 2,9
30	6587	± 852	19,8	± 1,6	10021	± 888	-	-

Tabla 36. Ensayo de rigidez de las mezclas AC fabricadas sin aditivo y con aditivo

Los resultados de la mezcla a temperatura convencional son semejantes a los de una mezcla empleada habitualmente, sin embargo, al incorporar la cera y fabricar a temperatura reducida se produce un incremento en el módulo y una disminución del ángulo de fase, lo que vendría a confirmar la rigidización que sufre el betón a temperatura ambiente y un comportamiento más elástico.

Al analizar estadísticamente los módulos de los dos tipos de mezclas, los resultados no siguieron una distribución normal, por lo que se aplicó la prueba U de Mann – Whitney. Esta prueba obtuvo un p-valor de 0,00, por lo que se concluyó que las diferencias eran significativas.

- *Ley de fatiga. Ensayo de flexión sobre cuatro puntos (EN 12697-24)*

Este ensayo se realizó con la misma máquina Zwick Z100, a la misma temperatura (20 °C), y con el mismo número de probetas que el ensayo de módulo dinámico. La frecuencia de ensayo fue de 30 Hz. El módulo inicial (S_0), la deformación característica al millón de ciclos, las leyes de fatiga y sus coeficientes de correlación, quedan recogidos en la Tabla 37 para cada una de las mezclas.

Tª fabricación (°C)	S ₀ (MPa)	Deformación* (µm/m)	Ley de fatiga	R ²
Convencional (170 °C)	5290	184,9	$\epsilon \text{ (m/m)} = 1,395 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,1463}$	0,93
Reducida (155 °C)	8530	168,4	$\epsilon \text{ (m/m)} = 1,899 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,1754}$	0,88

*10⁶ ciclos

Tabla 37. Resistencia a fatiga de las mezclas AC

En la Figura 53 se representan las leyes de fatiga de las dos mezclas. Para más de 10.000 ciclos la ley de fatiga de la mezcla con cera, se encuentra siempre por debajo de la mezcla sin cera, lo que es coherente con la rigidización previamente comentada, que además se refleja en los módulos iniciales (S₀) con un valor considerablemente superior.

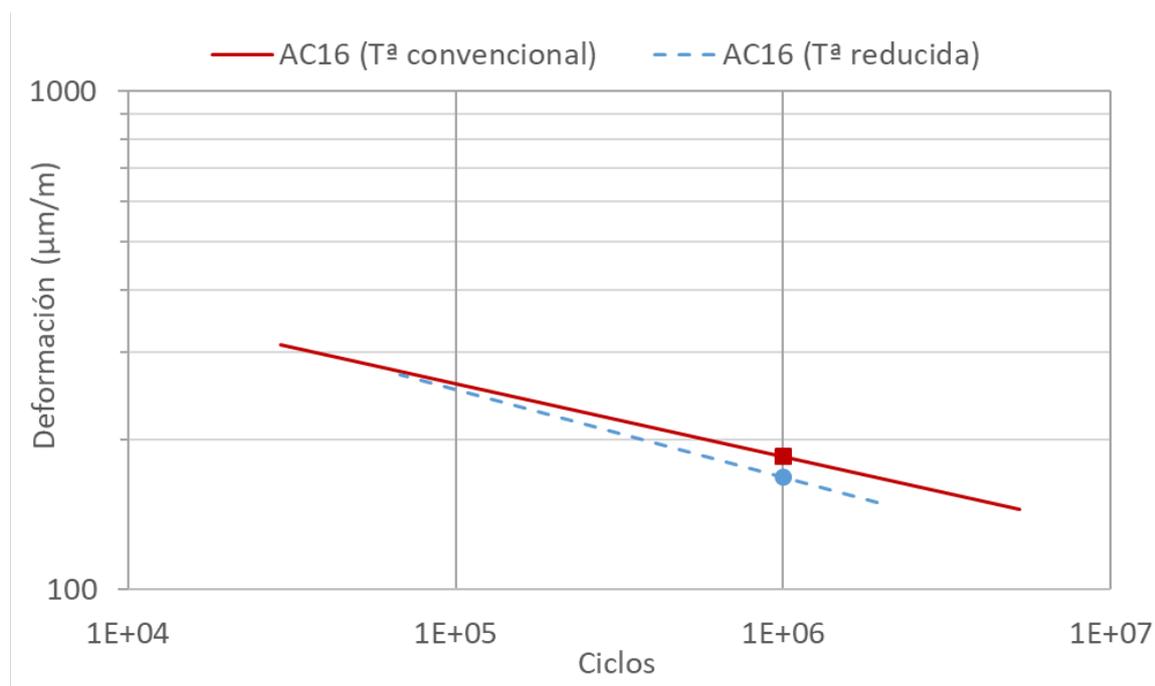


Figura 53. Leyes de fatiga de las mezclas AC

El valor de la deformación característica obtenido por la mezcla a temperatura reducida es muy cercano al valor de la mezcla sin cera. Además, el análisis estadístico concluyó que la reducción no es significativa (obtuvo un valor en la prueba U de Mann – Whitney de 0,733).

- Mezcla discontinua (BBTM 11 B)

La rigidez y la resistencia a fatiga obtenidas en los ensayos dinámicos para la mezcla BBTM se presentan a continuación para los dos betunes: el de referencia con caucho y el aditivado con la cera.

- *Módulo dinámico. Ensayo de flexión sobre cuatro puntos (UNE EN 12697 – 26)*

La Tabla 38 recoge los resultados del ensayo.

Frecuencia (Hz)	Temperatura convencional (170 °C)		Temperatura reducida (155 °C)	
	Módulo dinámico ± Desviación (MPa)	Ángulo de fase ± Desviación (°)	Módulo dinámico ± Desviación (MPa)	Ángulo de fase ± Desviación (°)
0,1	570 ± 126	35,4 ± 1,0	618 ± 95	38,1 ± 0,3
0,2	714 ± 157	34,8 ± 0,8	777 ± 123	37,8 ± 0,4
0,5	969 ± 212	34,3 ± 0,8	1076 ± 169	37,1 ± 0,4
1	1216 ± 265	33,5 ± 0,9	1370 ± 214	36,2 ± 0,5
2	1525 ± 334	32,4 ± 0,9	1748 ± 272	34,9 ± 0,6
5	2048 ± 445	30,6 ± 0,9	2395 ± 367	32,7 ± 0,6
8	2368 ± 515	29,5 ± 0,9	2794 ± 424	31,3 ± 0,7
10	2540 ± 559	29,0 ± 0,9	2993 ± 452	30,7 ± 0,7
20	3115 ± 674	28,1 ± 2,3	3716 ± 586	28,4 ± 0,6
30	3455 ± 709	26,8 ± 1,5	4273 ± 605	28,0 ± 1,2

Tabla 38. Ensayo de rigidez de las mezclas BBTM fabricadas sin aditivo y con aditivo

Los resultados de la mezcla a temperatura reducida han mostrado un ligero incremento del módulo dinámico y del ángulo de fase, aunque la prueba U de Mann – Whitney determinó que no había diferencias significativas (p-valor de 0,094).

- *Resistencia a fatiga. Ensayo de flexión sobre cuatro puntos (EN 12697-24)*

Los resultados de las dos mezclas BBTM se recogen en la siguiente tabla.

Temperatura (°C)	S ₀ (MPa)	Deformación* (µm/m)	Ley de fatiga	R ²
Convencional (170)	3120	168,3	$\epsilon = 3,325 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,2159}$	0,93
Reducida (150)	3530	147,6	$\epsilon = 3,603 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,2313}$	0,96

*10⁶ ciclos

Tabla 39. Resistencia a fatiga de las mezclas BBTM

Como ocurría en el caso de las mezclas AC, la ley de fatiga de la mezcla fabricada a temperatura reducida con la cera está por debajo de la mezcla sin cera, y su módulo inicial

S_0 es superior a la mezcla fabricada a temperatura convencional. En la Figura 54 se muestran las leyes de fatiga de las dos mezclas.

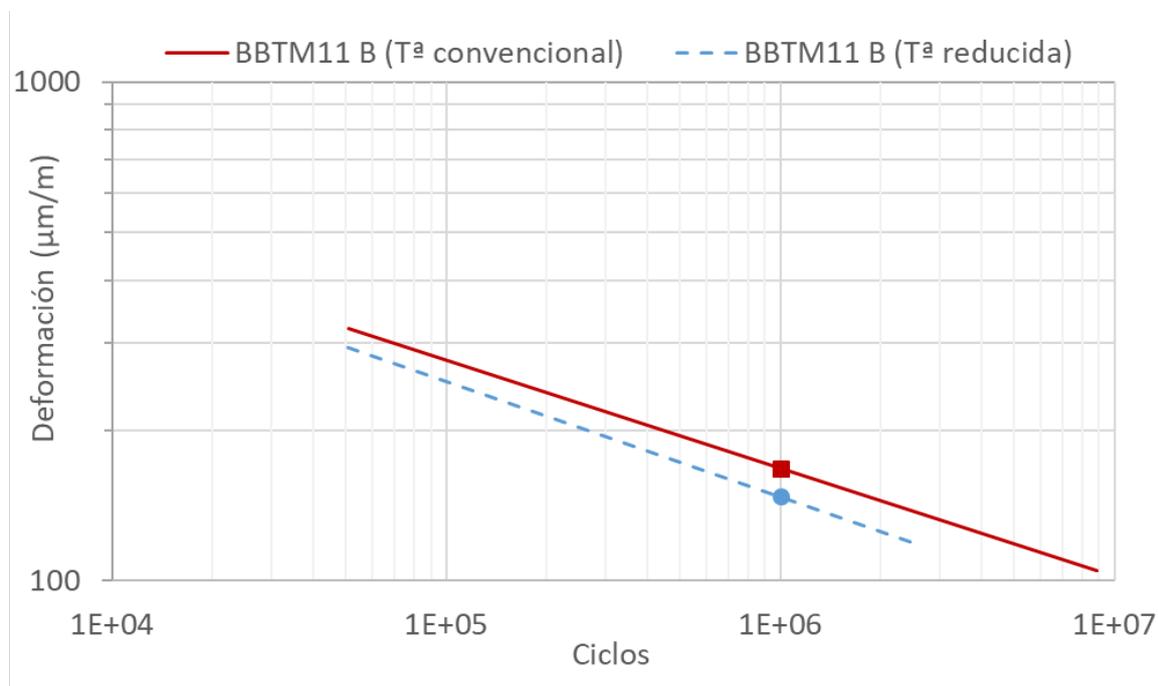


Figura 54. Leyes de fatiga de las mezclas BBTM

No obstante, de nuevo estas diferencias no son estadísticamente significativas, con un p-valor de 0,678 en la prueba U de Mann – Whitney.

- Mezcla drenante (PA 16)

Se muestran los valores de la rigidez y resistencia a fatiga de la mezcla porosa, empleando los dos betunes fabricados a las dos temperaturas, convencional y reducida.

- Módulo dinámico. Ensayo de flexión sobre cuatro puntos (UNE EN 12697 – 26):

La Tabla 40 recoge los resultados del ensayo.

Frecuencia (Hz)	Temperatura convencional (170 °C)		Temperatura reducida (155 °C)	
	Módulo dinámico ± Desviación (MPa)	Ángulo de fase ± Desviación (°)	Módulo dinámico ± Desviación (MPa)	Ángulo de fase ± Desviación (°)
0,1	734 ± 290	41,2 ± 3,9	379 ± 55	38,6 ± 3,4
0,2	782 ± 249	40,2 ± 3,9	476 ± 55	38,1 ± 2,2
0,5	929 ± 240	38,8 ± 3,9	665 ± 68	37,5 ± 1,7
1	1088 ± 253	37,4 ± 3,9	851 ± 83	36,8 ± 1,2
2	1274 ± 267	36,1 ± 4,2	1091 ± 101	35,7 ± 1,0
5	1618 ± 314	34,1 ± 4,4	1512 ± 138	33,7 ± 0,9
8	1881 ± 391	32,8 ± 4,6	1774 ± 158	32,4 ± 0,8
10	1965 ± 383	32,3 ± 4,5	1906 ± 169	31,9 ± 0,7
20	2403 ± 471	33,0 ± 4,5	2384 ± 211	29,9 ± 0,7
30	2674 ± 518	29,7 ± 4,5	2796 ± 186	29,7 ± 1,7

Tabla 40. Ensayo de rigidez de las mezclas PA fabricadas sin aditivo y con aditivo

A diferencia de los otros dos tipos de mezclas, en el caso de la mezcla PA 16 con cera el módulo es menor que el de la mezcla sin cera para todas las frecuencias por debajo de 30 Hz. No obstante, la diferencia no es significativa, ya que la prueba U de Mann-Whitney obtuvo un p-valor de 0,164.

Por lo tanto, el incremento de rigidez que experimenta el betón al incorporar la cera (como se comprobó con los ensayos del reómetro), no ha supuesto un incremento de la rigidez de la mezcla porosa, tal y como sucedía con los otros tipos de mezcla. Cuanto mayor es el porcentaje de huecos, menor es la incidencia de la cera sobre el módulo de las mezclas. Esto es debido a que el porcentaje de huecos probablemente tiene mayor influencia que el módulo del betón en la rigidez de la mezcla.

- *Resistencia a fatiga. Ensayo de flexión sobre cuatro puntos (EN 12697-24)*

Problemas técnicos con la máquina hidráulica universal impidieron realizar en las condiciones adecuadas el ensayo de fatiga sobre la mezcla PA16 fabricada a temperatura convencional sin cera. Se presenta a continuación la ley de fatiga de la mezcla fabricada con la cera.

El módulo inicial (S_0), la deformación característica para el ciclo 10⁶, la ley de fatiga y su

coeficiente de correlación para la mezcla a temperatura reducida se muestran en la Tabla 41.

S ₀ (MPa)	Deformación* (μm/m)	Ley de fatiga	R ²
2239	165	$\epsilon(m/m) = 3,947 \cdot 10^{-3} \cdot N(\text{cycles})^{-0,230}$	0,79

*10⁶ ciclos

Tabla 41. Resistencia a fatiga de la mezcla PA fabricada a temperatura reducida

La deformación característica para el ciclo 10⁶ puede considerarse similar a la de una mezcla PA convencional. Aunque no hay requisitos en la normativa española que condicionen la resistencia a fatiga de este tipo de mezclas, la sustitución de los áridos naturales y la incorporación de la cera no suponen una limitación, al menos en cuanto a su resistencia a fatiga se refiere.

- Comportamiento general de las mezclas

Al incorporar la cera al betón con caucho se produce un incremento de la rigidez de la mezcla y una reducción en su resistencia a fatiga.

La influencia de la cera es mayor en las mezclas con menores huecos. En el caso de las mezclas AC estadísticamente existen diferencias significativas en el valor del módulo en función de que se incorpore, o no, el aditivo, pero a medida que aumentan los huecos (mezclas BBTM y PA), estas diferencias se minimizan, dejando de ser significativas.

La Figura 55 muestra el módulo dinámico en función de la frecuencia para cada una de las mezclas. Puede apreciarse el incremento que se produce en la mezcla AC, y como este se va reduciendo hasta ser inapreciable en el caso de la mezcla PA.

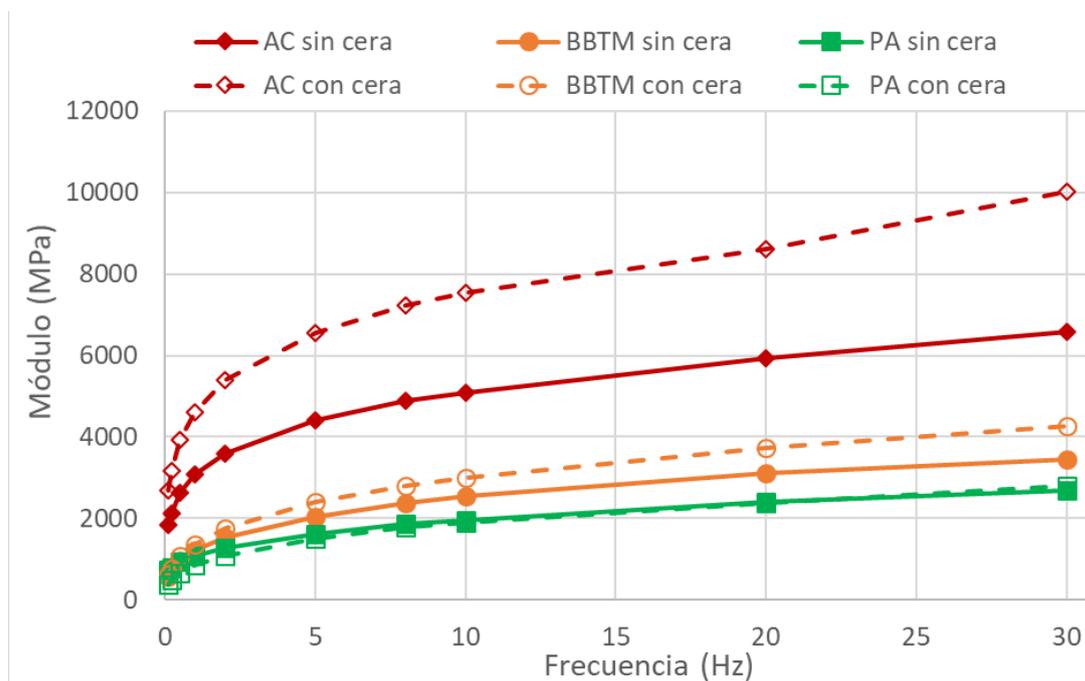


Figura 55. Variación del módulo dinámico de las mezclas bituminosas

Se calcularon las correlaciones (Tabla 42) entre los módulos de las mezclas (E^*), y de los ligantes (G^*). Estas correlaciones se determinaron para una temperatura de 20 °C y únicamente con las frecuencias comprendidas entre 0,1 Hz y 10 Hz (máxima frecuencia utilizada con el reómetro).

Tipo de mezcla	Rigidez sin cera $G^* - E^*$	Rigidez con cera $G^* - E^*$
AC	0,95	0,95
BBTM	0,97	0,97
PA	0,97	0,96

Tabla 42. Coeficientes de correlación de la rigidez entre los betunes y las mezclas

No se han ajustado correlaciones a otras temperaturas, puesto que los módulos dinámicos sobre las mezclas sólo se realizaron a 20 °C. La Figura 56 muestra los pares de puntos que se obtienen al relacionar la rigidez de las diferentes mezclas y el betún, tanto sin cera como con ella.

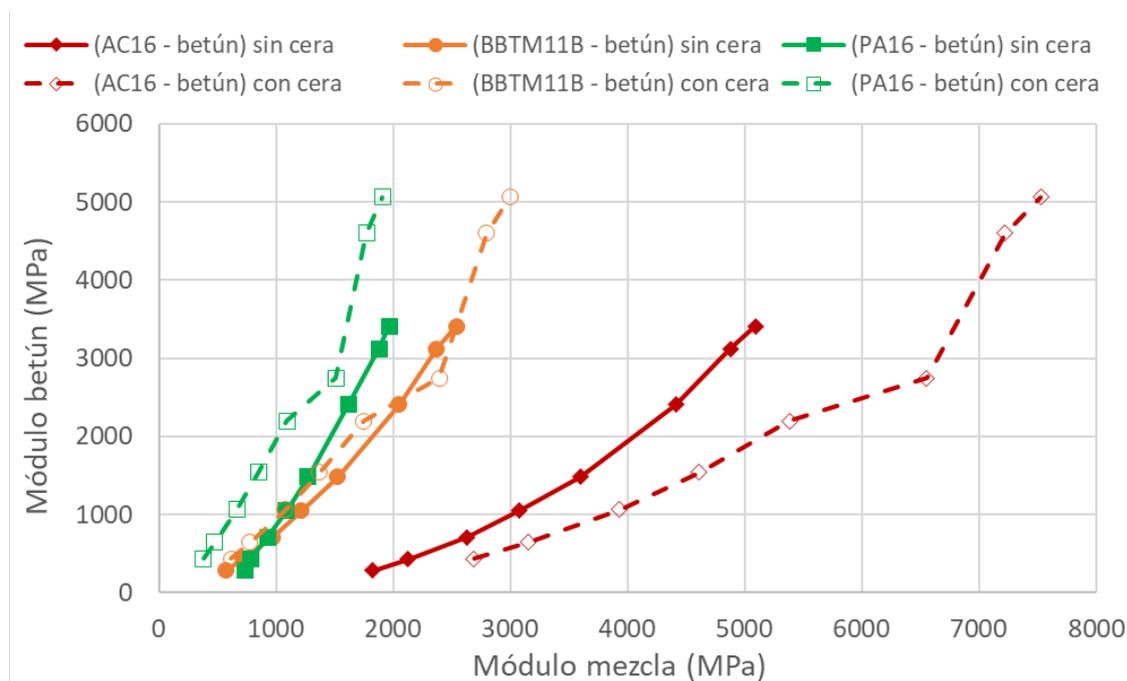


Figura 56. Relación entre los módulos del betún y de la mezcla

La influencia de la cera es mayor en la mezcla AC, en la que se aprecia una clara diferencia en los pares de puntos. A medida que aumentan los huecos estas diferencias se reducen, de manera que para las mezclas BBTM y PA los puntos prácticamente se superponen.

Para los tres tipos de mezclas se realizó una regresión lineal para obtener el módulo de la mezcla en función del módulo del betún, el porcentaje de huecos, y la frecuencia de ensayo (Ecuación 13).

Ecuación 13. Rigidez de la mezcla en función del módulo del betún, los huecos y la frecuencia

$$\text{Rigidez mezcla (MPa)} = a \cdot \text{Rigidez betún (MPa)} + b \cdot \text{Huecos (\%)} + c \cdot \text{Frecuencia (Hz)} + k$$

Donde a , b , c y k son constantes.

La Tabla 43 recoge los coeficientes de cada valor, así como el coeficiente de correlación del ajuste.

Rigidez mezcla	a	b	c	k	R^2
Tª convencional (sin cera)	0,61	-135,10	41,00	3056,00	0,87
Tª reducida (con cera)	0,58	-220,10	42,00	4763,00	0,88

Tabla 43. Parámetros de la regresión entre el módulo de la mezcla, del betún, los huecos y la frecuencia.

La Tabla 44 y Tabla 45 muestran la matriz de correlaciones parciales entre las variables, en el primer caso sin cera, y en el segundo con el aditivo.

	Rigidez mezcla	Rigidez betún	Huecos	Frecuencia
Rigidez mezcla	1,00			
Rigidez betún	0,58	1,00		
Huecos	-0,74	0,00	1,00	
Frecuencia	0,57	0,98	0,00	1,00

Tabla 44. Matriz de correlación de variables para las mezclas bituminosas sin cera

	Rigidez mezcla	Rigidez betún	Huecos	Frecuencia
Rigidez mezcla	1,00			
Rigidez betún	0,47	1,00		
Huecos	-0,82	0,00	1,00	
Frecuencia	0,46	0,98	0,00	1,00

Tabla 45. Matriz de correlación de variables para las mezclas bituminosas con cera

Puede observarse como la rigidez de la mezcla, tal y como se comentó con anterioridad, depende sobre todo del porcentaje de huecos, independientemente de que se haya incorporado la cera, aumentando la rigidez a medida que los huecos se reducen (es el coeficiente más grande en términos absolutos y de signo negativo). Los coeficientes de la rigidez del betún y de la frecuencia son similares, y en el mismo sentido, de manera que la rigidez de la mezcla crece al aumentar el módulo del betún y la frecuencia.

5.2. ESTUDIO DE MEZCLAS FABRICADAS CON POLÍMEROS RESIDUALES INCORPORADOS POR VÍA SECA

En este apartado se estudian las modificaciones que sufre una mezcla AC convencional, al incorporar diferentes tipos de polímeros residuales. Dado que esta tesis se enmarca dentro del proyecto POLYMIX, en una primera fase ACCIONA Infraestructuras hizo un diseño preliminar, en la cual se dosificó la mezcla de referencia y el porcentaje de polímero a añadir, basándose en los ensayos recogidos en la normativa española, como son el ensayo de huecos y de sensibilidad al agua (89).

En la E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos de Santander se desarrollaron otras actividades, como el estudio de las deformaciones plásticas, del módulo dinámico, de la resistencia a

fatiga, la compactibilidad de las mezclas, la resistencia al deslizamiento y la adherencia entre capas.

La Tabla 46 recoge las mezclas fabricadas en función de su tamaño máximo y el polímero incorporado.

Tamaño árido máximo (mm)	Polímero residual	Mezcla
22	-	AC22 REF
	Polietileno	AC22 PE
	Polipropileno	AC22 PP
	Poliestireno	AC22 PS
	Caucho (Neumáticos Fuera de Uso)	AC22 NFU
16	-	AC16 REF
	Polietileno	AC16 PE
	Polipropileno	AC16 PP
	Poliestireno	AC16 PS
	Caucho (Neumáticos Fuera de Uso)	AC16 NFU

Tabla 46. Hormigones bituminosos ensayados

5.2.1. DOSIFICACIÓN INICIAL DE LA MEZCLA

La mezcla de referencia desarrollada por ACCIONA ha sido un hormigón bituminoso AC22 S para capa de rodadura. El contenido de ligante (50/70) se fijó en un 4,8 % sobre mezcla. En esta fase se decidió emplear en todas las dosificaciones siempre un porcentaje de polímero del 1 %. Los áridos se calentaron a 175 °C y el betún a 155 °C. Tanto la mezcla de referencia como las cuatro modificadas con polímeros cumplieron las especificaciones relativas a huecos y sensibilidad al agua.

Mezcla bituminosa	Densidad UNE EN 12697 – 8 (g/cm ³)	Huecos en mezcla UNE EN 12697 – 8 (%)	Sensibilidad al agua UNE EN 12697 – 12 (%)
AC22 REF	2,332	4,4	97,8
AC22 PE	2,308	4,8	89,2
AC22 PP	2,346	4,1	90,4
AC22 PS	2,324	4,5	92,8
AC22 NFU	2,318	4,8	94,3

Tabla 47. Características de las mezclas AC empleadas

Tras esta primera etapa se procedió a estudiar en mayor profundidad el comportamiento del hormigón modificado con los polímeros residuales. Se muestran a continuación los resultados de los ensayos llevados a cabo.

5.2.2. COMPORTAMIENTO FRENTE A DEFORMACIONES PLÁSTICAS

Se evaluó la resistencia frente a deformaciones plásticas mediante el ensayo de rodadura (UNE 12697 – 22). Se utilizaron 4 probetas para cada tipo de mezcla, todas de 60 mm de altura, y se ensayaron a una temperatura de 60 °C. Tabla 48 muestra los resultados.

Mezcla	Pendiente media (mm/10 ³ ciclos)	Rodera (mm)
REF	0,08	2,7
PE	0,05	2,6
PP	0,06	2,4
PS	0,13	4,3
NFU	0,06	2,8

Tabla 48. Ensayo de rodadura sobre hormigones modificados con polímeros

La mezcla de referencia tiene un buen comportamiento, aunque estrictamente su uso no sería recomendable para tráfico pesado en zonas climáticas cálidas (la normativa española exige unos valores máximos de 0,07 mm/10³ ciclos). Las mezclas con PE, PP y NFU mejoran la resistencia a las deformaciones plásticas con respecto a la de referencia, por lo que desde el punto de vista de las especificaciones cumplirían los requisitos para tráfico T00 en todas las zonas climáticas. El caso del PS es diferente, ya que es el único polímero que empeora el comportamiento de la mezcla de referencia. Esta diferencia puede ser debida a una menor capacidad adherente de este polímero con los áridos, o también a su temperatura de transición vítrea (es un polímero amorfo), ya que, para los otros polímeros, cuya temperatura de fusión es más alta, las deformaciones plásticas han sido más bajas.

Los resultados no se ajustan a una distribución normal, por lo que se realizó la prueba U de Mann – Whitney comparando cada tipo de hormigón modificado con la mezcla de referencia. Los p-valores se recogen en la Tabla 49.

	AC22 PE	AC22 PP	AC22 PS	AC22 NFU
AC22 REF	0,028	0,289	0,050	0,028

Tabla 49. P-valor del ensayo de rodadura

Considerando los p-valores, se puede concluir que los hormigones modificados con PE y NFU son estadísticamente diferentes, lo que nos indica que producen una mejora significativa de la resistencia de la mezcla de referencia frente a las deformaciones plásticas, mientras que la incorporación del PP no tiene una incidencia estadísticamente significativa. Finalmente, los resultados del PS muestran que con un nivel de confianza del 95 % empeoraría la resistencia a las deformaciones, aunque el resultado se encuentra justo en el límite de dicho valor de confianza.

Este incremento en la resistencia frente a las deformaciones plásticas con los polímeros termoplásticos puede ser debido a un incremento en la resistencia interna del esqueleto mineral. Cuando los áridos se encuentran a una temperatura superior a la temperatura de fusión de los polímeros, estos últimos se reblandecen y actúan como un ligante alternativo, uniendo la estructura mineral al enfriarse la mezcla. Al ser un material menos susceptible a los cambios de temperatura que el betón, los polímeros plásticos mantienen su estado dotándolo de una mayor consistencia. En la Figura 57 se muestra como el PE y el PP unen los áridos de la fracción gruesa en una mezcla sin betún. En el caso del PS, no se logró alcanzar la cohesión suficiente para unir las partículas.



Figura 57. Efecto cohesivo del PE y PP sobre los áridos

En el caso del caucho las pequeñas partículas favorecen el comportamiento elástico (a pesar de ser incorporadas por vía seca, también se produce una digestión parcial con el betón), incrementando de esta manera la resistencia frente a las deformaciones plásticas.

5.2.3. RIGIDEZ DE LAS MEZCLAS MODIFICADAS CON POLÍMEROS

La rigidez se estimó mediante el ensayo de Módulo Dinámico. Ensayo de flexión sobre cuatro puntos (UNE EN 12697 – 26). Se realizó el ensayo con un número de probetas que oscila entre 15 y 18 dependiendo del tipo de mezcla. En la Tabla 50 se muestra el módulo dinámico y el ángulo de fase a 20 °C para cada tipo de polímero y frecuencia.

Frecuencia (Hz)	Módulo dinámico ± desviación típica (MPa)				
	Ángulo de fase ± desviación típica (°)				
	AC22 REF	AC22 PE	AC22 PP	AC22 PS	AC22 NFU
0,1	921 ± 151	2268 ± 237	2486 ± 526	1237 ± 219	2250 ± 285
	43 ± 2	32 ± 2	31 ± 2	39 ± 2	30 ± 2
0,2	1241 ± 188	2805 ± 272	3041 ± 622	1616 ± 262	2736 ± 315
	41 ± 2	30 ± 2	29 ± 2	37 ± 2	29 ± 2
0,5	1799 ± 243	3694 ± 338	3934 ± 769	2265 ± 326	3546 ± 365
	37 ± 2	28 ± 2	26 ± 2	34 ± 2	27 ± 1
1	2297 ± 278	4471 ± 400	4689 ± 885	2865 ± 392	4255 ± 399
	35 ± 3	26 ± 1	24 ± 1	32 ± 2	25 ± 1
2	2956 ± 341	5342 ± 474	5535 ± 1000	3582 ± 460	5077 ± 430
	32 ± 2	23 ± 1	22 ± 1	29 ± 2	24 ± 1
5	3961 ± 408	6626 ± 591	6766 ± 1163	4674 ± 573	6294 ± 464
	28 ± 2	21 ± 1	20 ± 1	26 ± 2	21 ± 1
8	4539 ± 445	7343 ± 652	7456 ± 1258	5298 ± 644	6975 ± 491
	26 ± 1	19 ± 1	18 ± 1	24 ± 1	20 ± 1
10	4815 ± 462	7665 ± 691	7801 ± 1337	5598 ± 680	7292 ± 501
	25 ± 1	19 ± 1	18 ± 1	23 ± 1	19 ± 1
20	5764 ± 517	8741 ± 788	8871 ± 1531	6613 ± 808	8388 ± 511
	23 ± 1	17 ± 1	16 ± 1	21 ± 1	18 ± 1
30	6475 ± 601	9656 ± 969	9514 ± 1361	7373 ± 947	9423 ± 645
	22 ± 2	18 ± 2	16 ± 2	21 ± 2	19 ± 1

Tabla 50. Módulo dinámico y ángulo de fase

Este ensayo muestra que la incorporación de los polímeros rigidiza la mezcla. Todos los

polímeros residuales aumentan la rigidez de la mezcla de referencia dividiéndose en dos grupos: por un lado el PS, que aumenta el módulo ligeramente; y por otro el PE, PP y NFU, que lo incrementan considerablemente.

Como los resultados del PS no se ajustaban una distribución normal, se utilizó la prueba U de Mann – Whitney. Los p-valores obtenidos se muestran en la Tabla 51, al ser menores de 0,05, nos indican que todos los polímeros incrementan significativamente la rigidez de la mezcla de referencia.

	PE	PP	PS	NFU
REF	0,000	0,000	0,004	0,000

Tabla 51. P-valor del módulo dinámico para cada tipo de mezcla

A partir de estos resultados se obtuvo, para cada tipo de mezcla, la curva maestra en función únicamente de la frecuencia, ajustando los valores a una curva sigmoideal (Ecuación 2).

Ecuación 2. Curva maestra teórica: curva sigmoideal

$$\text{Log } G^*(\text{Pa}) = \alpha + \beta (1 / \exp(\rho - \gamma \cdot \log \omega (\text{rad/s})))$$

La Tabla 52 muestra cada uno de los parámetros que forman la curva maestra de cada tipo de mezcla, junto al valor máximo y mínimo de la misma, y el coeficiente de correlación.

Mezclas	α	β	ρ	γ	M_{\min} (MPa)	M_{\max} (MPa)	R^2
REF	1,096	3,233	-0,849	0,538	12,5	21330,4	0,97
PE	1,914	2,480	-0,840	0,514	82,0	24774,2	0,96
PP	2,046	2,310	-0,846	0,521	111,2	22698,6	0,86
PS	1,333	2,998	-0,883	0,538	21,5	21428,9	0,95
NFU	1,843	2,708	-0,655	0,427	69,7	35563,1	0,96

Tabla 52. Parámetros de las curvas maestras de cada tipo de mezcla

En la Figura 58 se representan la variación del módulo dinámico en función de la frecuencia.

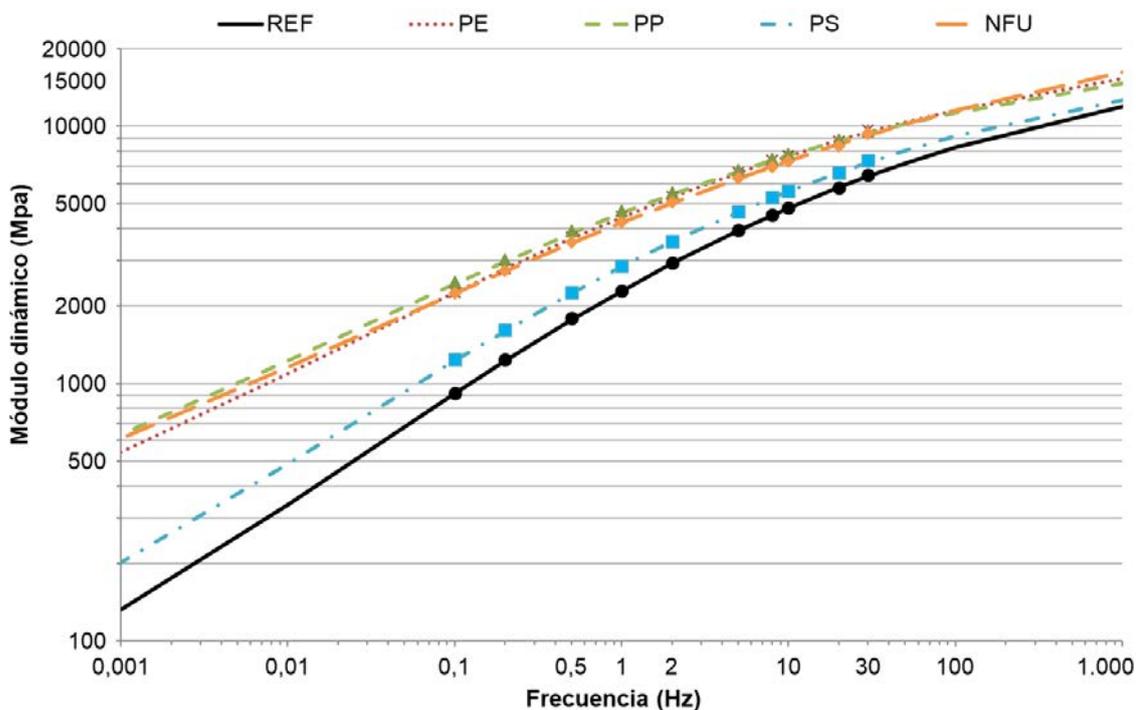


Figura 58. Curvas maestras correspondientes a cada polímero

Observando las curvas maestras se puede concluir que todas las mezclas modificadas incrementan el módulo dinámico en comparación con la mezcla de referencia. Las mezclas modificadas con PE, PP y NFU mostraron un comportamiento muy similar. El PS incrementó el módulo de la mezcla de referencia, pero sin llegar a alcanzar los valores de rigidez de los polímeros anteriores para una frecuencia dada.

Como es lógico, a medida que aumentamos la frecuencia va aumentando el valor del módulo de todas las mezclas. Se puede observar que la diferencia entre los módulos es mayor para bajas frecuencias. Para 0,1 Hz el incremento del módulo para los polímeros PE, PP y NFU es del orden del doble de la rigidez de la mezcla de referencia, pero cuando llegamos a frecuencias altas de 30 Hz sólo aumenta un 50 %.

La frecuencia está vinculada a la velocidad del tráfico, y cuanto más baja sea es más fácil que se produzcan deformaciones plásticas, mientras que a altas velocidades el mayor problema suele ser la fisuración por fatiga. A bajas velocidades, la incorporación de los polímeros incrementa la resistencia frente a las deformaciones plásticas como vimos en el ensayo de pista, y además, aumenta en mayor proporción la rigidez de la mezcla de referencia.

Se siguió un procedimiento análogo con el ángulo de fase de cada mezcla. Los resultados

mostraron que en las mezclas más rígidas se produce una mayor reducción del ángulo de fase, incrementando la componente elástica, tal y como se puede ver en la Figura 59.

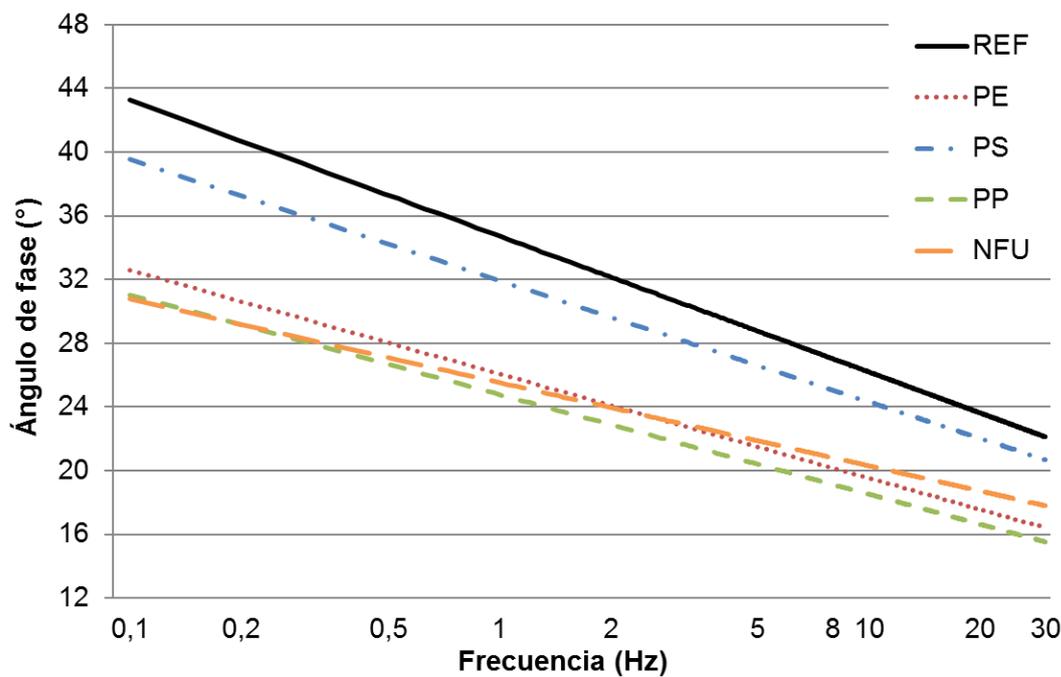


Figura 59. Influencia de los polímeros en el ángulo de fase

Como ocurría con los valores del módulo dinámico, las mezclas modificadas con PE, PP y NFU tienen un comportamiento similar, y presentan un menor ángulo de fase para todas las frecuencias. Lo mismo sucede para la mezcla modificada con PS, aunque en este caso se encuentra más próxima a la de referencia.

En la Tabla 53 se presentan los p-valores de cada una de las mezclas tras realizar la prueba U de Mann-Whitney. Estos valores nos indican que en todos los casos los polímeros tienen incidencia sobre el ángulo de fase.

	PE	PP	PS	NFU
REF	0,000	0,000	0,000	0,000

Tabla 53. P-valor del ángulo de fase

El Diagrama de Black relaciona el ángulo de fase (Φ) y el módulo (M), independientemente de la frecuencia y la temperatura (aunque en este caso sólo se disponen de datos correspondientes a 20 °C), nos permite estimar el comportamiento elástico para una rigidez concreta.

La Tabla 54 muestra los valores obtenidos para la Ecuación 6 de cada mezcla, así como el

coeficiente de correlación.

Mezclas	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	R ²
REF	34,304	24,734	-7,318	0,96
PE	161,470	-49,171	3,254	0,91
PP	150,568	-44,884	2,825	0,89
PS	89,815	-10,090	-1,971	0,93
NFU	66,221	-1,696	-2,637	0,93

Tabla 54. Parámetros del diagrama de Black y coeficientes de correlación

La representación del ajuste obtenido en el Diagrama de Black puede verse en la Figura 60.

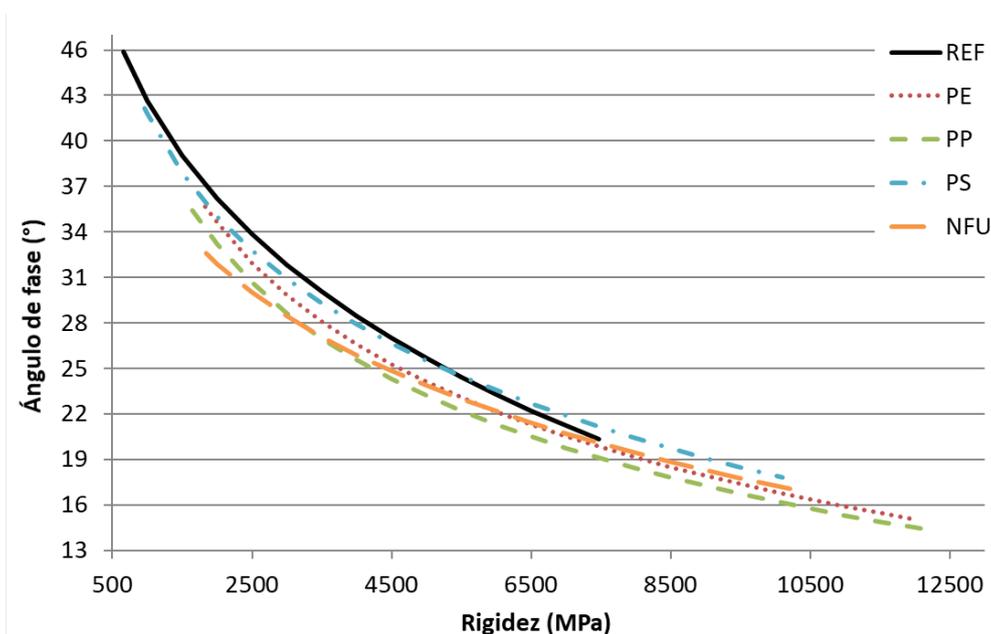


Figura 60. Diagrama de Black correspondiente a cada polímero

Se comprueba que con el PE, el PP y el NFU las mezclas tienen un menor ángulo de fase, y por lo tanto un mayor comportamiento elástico. El PS se queda en un punto intermedio entre ellos y la mezcla de referencia, excepto para los módulos más altos, en cuyo caso tiene un ángulo de fase mayor.

5.2.4. RESISTENCIA A FATIGA DE LAS MEZCLAS MODIFICADAS CON POLÍMEROS

Se utilizó el Ensayo de flexión en cuatro puntos sobre probetas prismáticas (UNE EN 12697 – 24) para calcular la resistencia a fatiga de los hormigones. La Tabla 55 recoge las leyes obtenidas, así como el módulo inicial S_0 , la deformación característica ($\mu\text{m/m}$) para el ciclo 10^6 , y el coeficiente de correlación.

Mezclas	S ₀ (MPa)	Deformación* (μm/m)	a	b	R ²
REF	5645,0	118,5	2,4543	-0,2194	0,96
PE	8580,0	121,2	2,2506	-0,2115	0,83
PP	8205,4	126,3	1,7723	-0,1912	0,90
PS	6205,0	126,7	2,5206	-0,2164	0,93
NFU	8512,0	159,1	1,4083	-0,1578	0,83

*10⁶ cycles

Tabla 55. Leyes de fatiga, módulo inicial y deformación característica

Se observa que el valor S₀ en todos los casos aumenta al añadir los polímeros, con la misma tendencia que en el ensayo de módulo (Nueva Tabla 46). Esto mismo sucede con la deformación característica para el millón de ciclos. Es de destacar los altos coeficientes de correlación obtenidos en todos los casos, por encima de 0,8.

Las leyes de fatiga del material de referencia y de los polímeros se representan en la Figura 61. Los ajustes obtenidos con los polímeros termoplásticos (PE, PP y PS) y con la mezcla de referencia son prácticamente iguales. Con la incorporación del caucho la elasticidad de la mezcla aumenta y resiste más ciclos para la misma deformación.

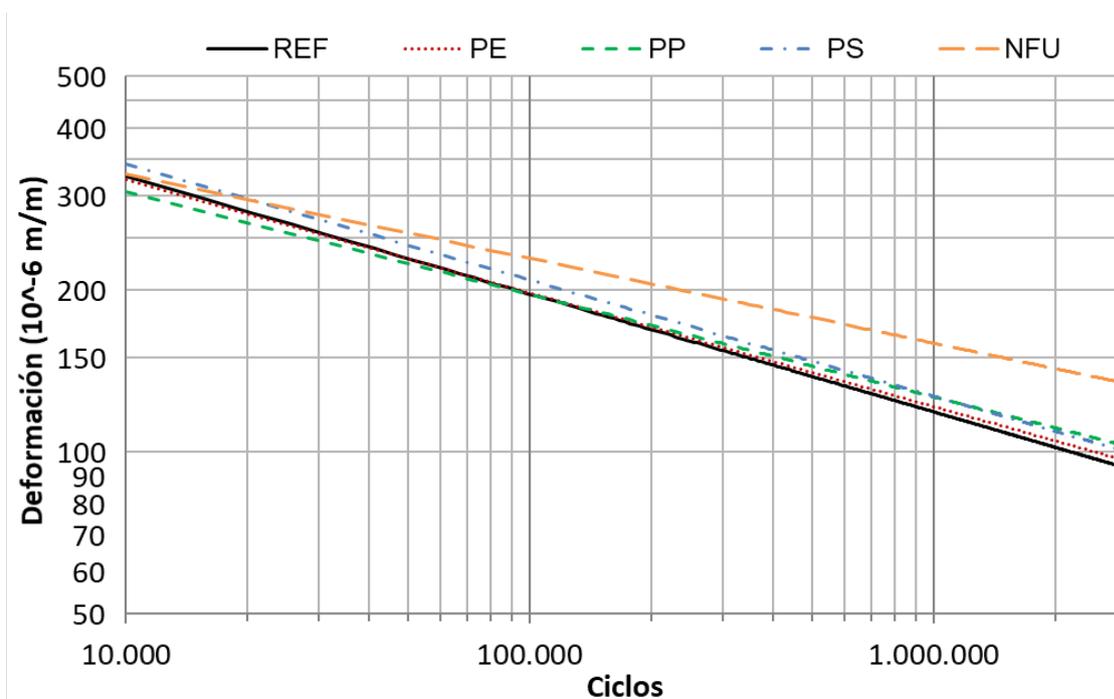


Figura 61. Influencia de los polímeros en la resistencia a fatiga

Sin embargo, desde el punto de vista estadístico, ninguna mezcla tiene diferencias

significativas con respecto a las demás. La prueba de Kruskal – Wallis obtuvo un p-valor de 0,708 para todas las mezclas, por lo tanto, a pesar del incremento de la rigidez, la resistencia a fatiga no se vería modificada por la incorporación de los polímeros residuales. Aunque estadísticamente las leyes de fatiga no sean diferentes, el incremento de módulo sin variar la ley de fatiga resulta ventajoso, ya que implica que transmiten menores cargas a las capas inferiores, sin penalizar el número de ejes que soportan.

5.2.5. ANÁLISIS DE LA TRABAJABILIDAD DE LAS MEZCLAS

Mediante el ensayo de Compactibilidad (UNE EN 12697 – 10) con la máquina giratoria se comprobó si la incorporación de los polímeros residuales influía en la energía de compactación de las mezclas.

Para el cálculo de la energía se ha seguido el modelo de *Del Rio* (Ecuación 7). La Tabla 56 muestra los coeficientes del ajuste de la energía acumulada en función del porcentaje de huecos (Ecuación 12), así como el coeficiente de correlación y la energía necesaria para alcanzar el 5% de huecos para cada tipo de mezcla.

Temperatura	a	b	Energía 5%	R ²
REF	2,67	0,16	1,89 kJ/kp	0,94
PE	2,84	0,18	1,95 kJ/kp	0,87
PP	3,14	0,17	2,31 kJ/kp	0,95
PS	3,00	0,16	2,18 kJ/kp	0,98
NFU	3,04	0,17	2,19 kJ/kp	0,95

Tabla 56. Energía requerida para alcanzar un 5 % de huecos

En la Figura 62 se representan estos ajustes hasta el ciclo 512.

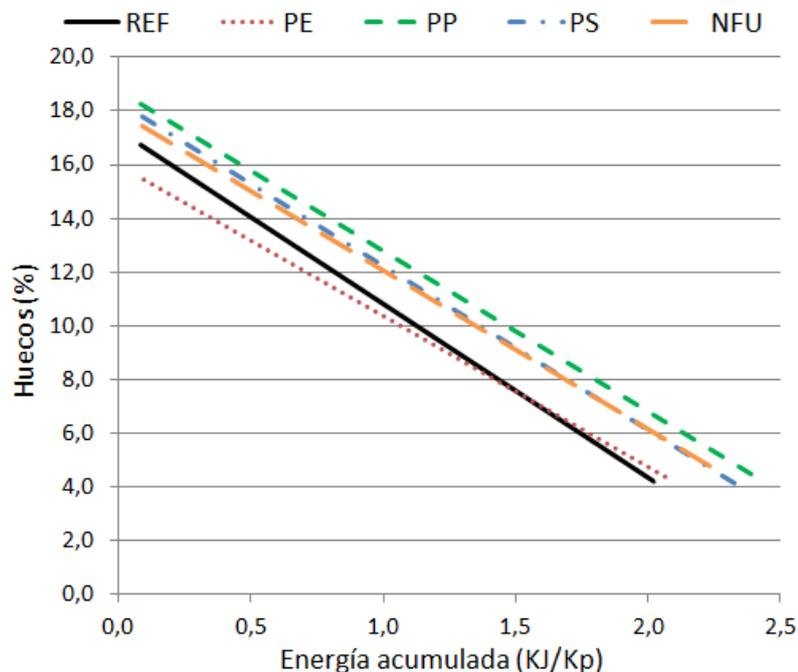


Figura 62. Líneas de energía de compactación en función de los huecos de los diferentes polímeros

Aunque la prueba de Kruskal – Wallis obtuvo un p-valor de 0,397, lo que significa que no hay diferencias significativas entre las mezclas, los resultados muestran una tendencia a incrementar la energía de compactación. El PE es el único polímero que obtiene unos valores similares a la mezcla de referencia. Este incremento puede deberse al mayor tamaño de partículas de los plásticos, a la diferente temperatura de fusión, a la modificación que en cierto modo estas partículas pueden producir del ligante, y al incremento que estos polímeros producen en la rigidez de las mezclas.

5.2.6. ESTUDIO DE LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO

Un aspecto importante que se trató de evaluar es si la incorporación de los polímeros podía incidir de forma negativa en el valor del Coeficiente de Resistencia al Deslizamiento (CRD), entre neumático y pavimento.

Como no se disponía de un procedimiento normalizado, se aplicó un nuevo método descrito en Metodología (4.3.11 Estudio de la resistencia al deslizamiento), basado en el utilizado en estudios anteriores (104).

La resistencia al deslizamiento fue evaluada en dos condiciones: sobre probetas nuevas y sobre probetas pulimentadas, de forma que su comportamiento se pudiera asemejar al de una carretera nueva y en uso.

Para cada tipo de polímero se fabricaron cuatro probetas. La Figura 63 recoge los valores del CRD medidos con el péndulo británico para las dos condiciones.

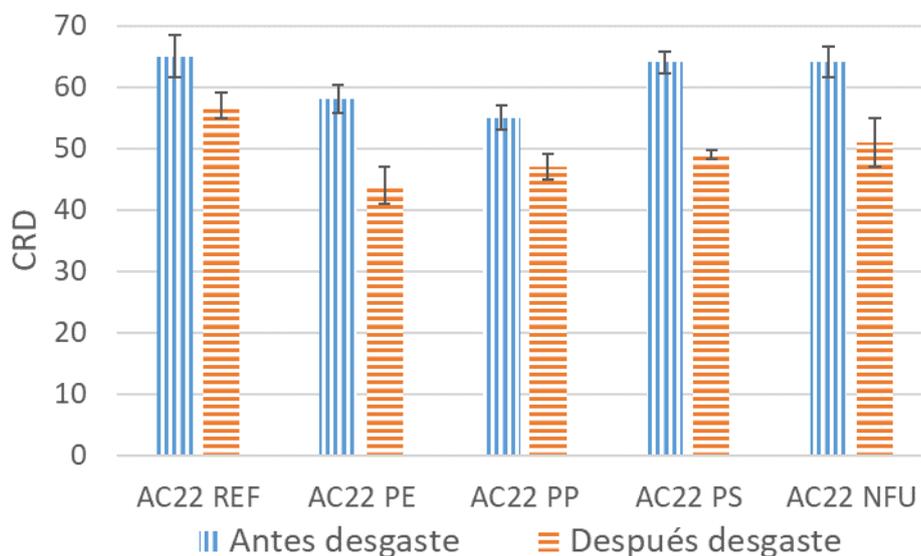


Figura 63. Resistencia al deslizamiento

Los resultados se ajustaron a una distribución normal y hubo homogeneidad de varianzas tanto antes como después del pulimento mediante lijado, por lo que se realizó la prueba de Scheffe. La Tabla 57 recoge los p-valores obtenidos.

		PE	PP	PS	NFU
REF	Antes desgaste	0,041	0,003	0,929	0,978
	Después desgaste	0,000	0,004	0,024	0,121

Tabla 57. P-valor del coeficiente de deslizamiento

El análisis estadístico mostró que la resistencia al deslizamiento de las mezclas modificadas con los aditivos PS y NFU no tenían diferencias significativas con respecto a la mezcla de referencia antes del desgaste (obtienen significancias superiores a 0,05); sin embargo, tras el procedimiento de pulimento, únicamente la mezcla NFU se mantiene sin diferencias significativas respecto a la mezcla de referencia. Esto implica que el PE y PP reducen la resistencia al deslizamiento desde su incorporación, mientras que el PS lo hace tras el lijado de la mezcla. El caucho es el único que no tiene diferencias estadísticamente significativas con respecto a la mezcla de referencia en cualquier circunstancia. Este comportamiento del caucho puede deberse a que presenta una mayor fricción que los polímeros plásticos (109), y al hecho de que el caucho no recubre parcialmente los áridos, tal y como hacen los plásticos.

También se comprobó si el coeficiente de rozamiento podría estar influenciado por la macrotextura superficial de las mezclas. Para ello se utilizó el ensayo del círculo de arena (UNE EN 13036 – 1) obteniendo para cada una de las mezclas una profundidad media que osciló entre los 0,6 mm y 0,8 mm, y dado que la incertidumbre que admite la norma para calcular este valor es de 0,227 mm, los valores de todas las mezclas podrían coincidir, por lo que la macrotextura que no se consideró un factor determinante.

5.2.7. EVALUACIÓN DE LA ADHERENCIA ENTRE CAPAS EN MEZCLAS FABRICADAS CON POLÍMEROS

En el apartado anterior se ha comprobado que algunos polímeros modifican las características superficiales de la mezcla, reduciendo la resistencia al deslizamiento. Por ello, se valoró que también podrían reducir la adherencia entre capas, llegando a condicionar su uso. Para medir la resistencia al esfuerzo cortante se ha empleado el ensayo estático de corte directo LCB, y un ensayo dinámico desarrollado en la E.T.S.I. de Caminos de Santander.

Para evaluar la incidencia de la macrotextura en la adherencia entre capas, además de la AC22, se utilizó una mezcla que generalmente presenta menos macrotextura y que se suele utilizar en capa de rodadura, como es una AC16. Al determinar la profundidad del círculo de arena para este último tipo de mezcla, se obtuvieron valores entre 0,4 mm y 0,6 mm, por lo que no se puede considerar que las mezclas AC16 tengan diferente macrotextura entre ellas, pero sí difieren con respecto a las AC22.

- Ensayo de corte directo LCB (NLT-382/08)

Este ensayo se realizó a 20 °C con al menos 7 muestras de cada tipo de mezcla y polímero, formada cada una de ellas por dos probetas Marshall del mismo tipo que fueron unidas con 4,1 g de emulsión convencional C69B3 ADH (lo que equivale a 350 g/m² de betún residual). Los resultados obtenidos para los diferentes tipos de mezcla, se muestran en la Figura 64.

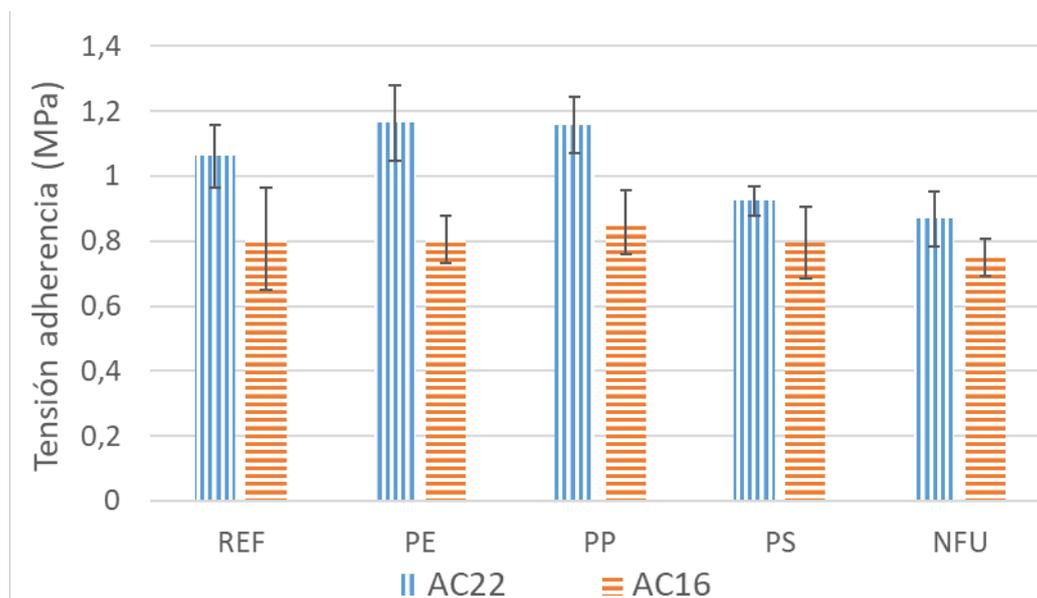


Figura 64. Adherencia entre capas frente a esfuerzo cortante mediante método LCB

Teniendo en cuenta el tamaño máximo de árido, se comprobó que para todas las combinaciones la mezcla AC22 presenta una mayor resistencia al corte que la AC16.

En las granulometrías AC22, al comparar la mezcla de referencia con el resto, se obtuvo que la resistencia a cortante era ligeramente más alta con PE y PP, y ligeramente inferior en el caso del PS y el NFU. Con las mezclas AC16 los valores fueron prácticamente los mismos en todas las mezclas ensayadas.

Al realizar el análisis estadístico, en el caso del hormigón AC22, tras comprobar la normalidad y la homocedasticidad de los resultados, se llevó a cabo la prueba de Scheffé para cada par de muestras. Las mezclas AC16 no se pudieron ajustar en todos los casos a una distribución normal, por lo que se realizó la prueba U de Mann – Whitney. Los p-valores se muestran en la Tabla 58.

		PE	PP	PS	NFU
AC22	REF	0,306	0,387	0,087	0,004
AC16	REF	0,325	0,385	0,355	0,064

Tabla 58. P-valor del ensayo de adherencia estática

En el caso del hormigón AC16 la adherencia estática de la mezcla de referencia no se ve modificada significativamente por ninguno de los polímeros residuales. En el caso del hormigón AC22 sólo influye estadísticamente la incorporación de NFU, que reduce la

resistencia a cortante ligeramente: obtiene un valor superior al 80 % del de referencia, y es superior al esfuerzo cortante de la mezcla AC16 de referencia, por lo que no se considera un factor limitante.

Se analizaron también los resultados para cada tipo de mezcla, comparando los datos en función del tamaño máximo de árido. Los resultados mostraron que la adherencia estática es significativamente mayor en las mezclas AC22, confirmando que la macrotextura influye en la adherencia entre las capas. La Tabla 59 resume los p-valores de este análisis.

REF	AC16	PE	AC16	PP	AC16	PS	AC16	NFU	AC16
AC22	0,008	AC22	0,001	AC22	0,001	AC22	0,005	AC22	0,021

Tabla 59. P-valores para hormigones del mismo tipo y diferente tamaño máximo

También se consideró otro aspecto importante, como es saber si el proceso de fabricación de las probetas influye en el valor del esfuerzo cortante. Las variables consideradas han sido la presencia o no de un riego de adherencia, y si la segunda capa se extendía sobre una capa a temperatura ambiente o caliente. Este análisis se realizó sólo con la mezcla modificada con PP (AC22 PP) como representativa de las mezclas con polímeros, y con la de referencia (AC22 REF). Los resultados del ensayo para cada una de las condiciones se muestran en la Figura 65.

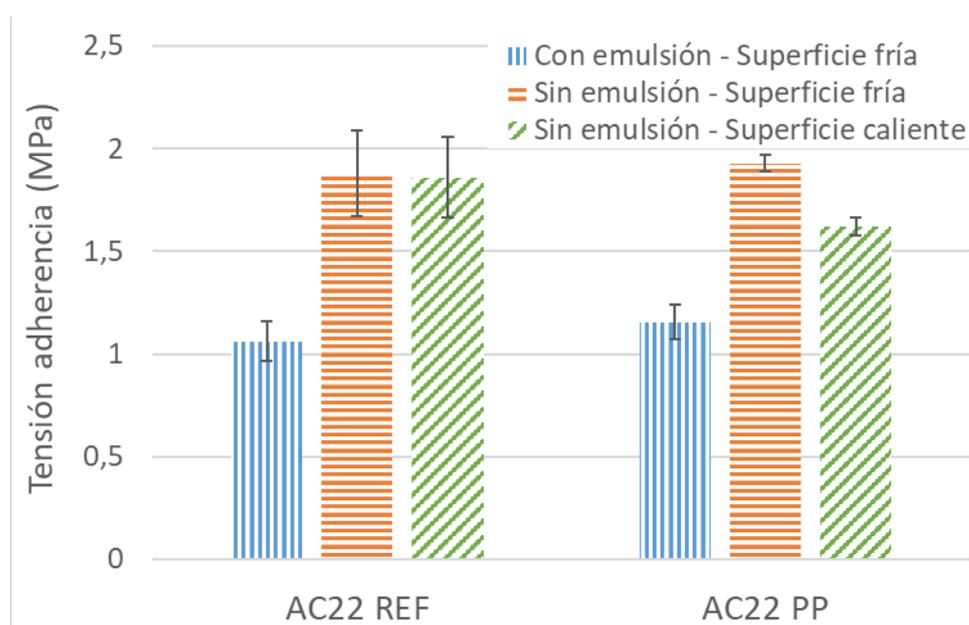


Figura 65. Influencia del riego y temperatura en la resistencia a cortante de la mezcla AC22 REF y AC22 PP.

Los aspectos que se han evaluado son si la presencia del riego, la temperatura de la

superficie, y la incorporación del polímero, modifican la resistencia al cortante.

Para las mismas condiciones de fabricación de las probetas no ha habido diferencias significativas entre las mezclas de referencia y las mezclas con PP. Para una temperatura dada, y las mismas características de la interfase entre las capas, los valores de cortante son similares. Los p-valores entre tipos de mezclas pueden verse en la Tabla 60, siendo todos ellos muy superiores a 0,05.

Con emulsión		Sin emulsión		Sin emulsión	
Superficie fría	AC22 PP	Superficie fría	AC22 PP	Superficie fría	AC22 PP
AC22 REF	0,387	AC22 REF	0,722	AC22 REF	0,245

Tabla 60. P-valores de la resistencia a cortante de las mezclas AC22 REF y AC22 PP

Tampoco se han producido diferencias significativas en función de la temperatura de la superficie (p-valores mayores de 0,05 tanto para la mezcla de referencia como con PP en la Tabla 61), sin embargo, sí ha sido significativamente mayor la resistencia a cortante cuando no se ha utilizado emulsión, por lo que se puede concluir que para este ensayo y en condiciones de laboratorio (con la superficie de la probeta inferior limpia), es más determinante la presencia de la emulsión, que la temperatura que pueda tener la capa inferior.

Factor	Condiciones	AC22 REF	AC22 PP
Superficie	Fría / Caliente	1,000	0,081
Emulsión	Con / Sin	0,019	0,019

Tabla 61. P-valores en relación a la temperatura de la superficie y uso de emulsión

- Evaluación de la adherencia entre capas mediante solicitaciones dinámicas

Esta propiedad se ha medido mediante un ensayo no normalizado, descrito en el Apartado 4.3.13. Se llevó a cabo a una temperatura de 20 °C con 4 probetas tricapa. Estas probetas están formadas por mezclas del mismo tipo, es decir, para un polímero dado, todas tienen la misma dosificación, y entre ellas se aplica la misma dotación de riego de adherencia. La única diferencia es que el espesor de la probeta central es de 50 mm, en vez de los 40 mm de las externas.

En el riego de adherencia se ha aplicado la misma emulsión (C69B3 ADH) empleada en el ensayo de adherencia estática y con la misma dotación de betún residual (350 g/m²).

En la Figura 66 se presentan los ciclos hasta rotura para cada tipo de mezcla.

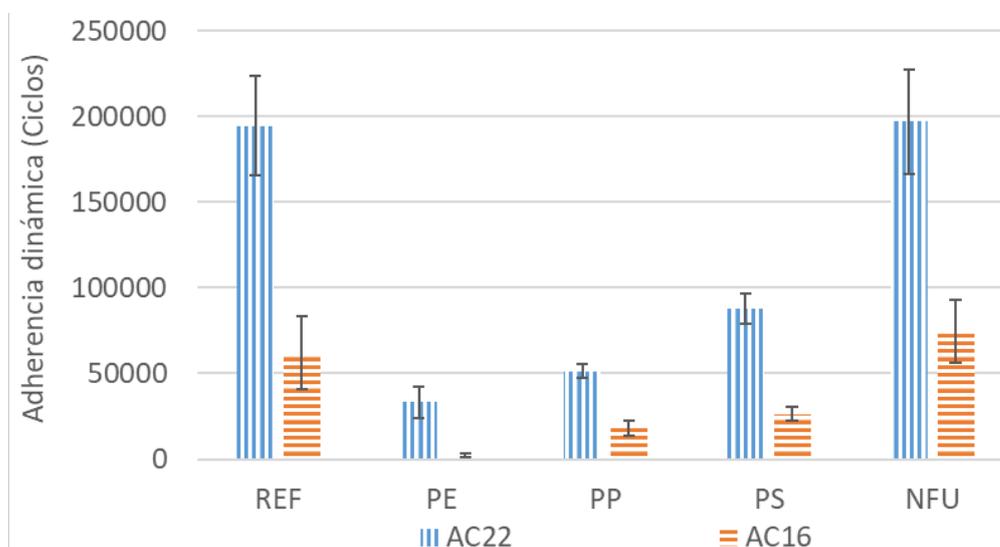


Figura 66. Ciclos hasta deslizamiento de la probeta central

Los resultados indican que la presencia de los polímeros plásticos reduce en gran medida la adherencia entre capas. El efecto de cada polímero es semejante en las dos granulometrías, aunque los valores del cortante son muy distintos. La resistencia en las mezclas AC16 ha sido muy baja, llegando en el caso del PE a ser prácticamente nula. En el caso de las mezclas AC22, aunque las resistencias son diferentes entre polímeros, han sido muy superiores a las AC16.

Los resultados no se ajustaban a una distribución normal. Los p-valores para ambas mezclas se presentan en la Tabla 62.

		PE	PP	PS	NFU
AC22	REF	0,034	0,050	0,050	0,827
AC16	REF	0,021	0,021	0,034	0,386

Tabla 62. P-valores del análisis de resultados del ensayo de adherencia dinámica

En el caso de la mezcla AC22 la prueba U de Mann-Whitney mostró que no existen diferencias significativas entre la mezcla de referencia y la modificada con NFU, mientras que la adherencia se reduce significativamente para las mezclas con PE, PP y PS. Para los hormigones AC16 el comportamiento es análogo, siendo la mezcla con NFU la única que tiene un comportamiento similar a la mezcla de referencia, teniendo las mezclas con PE, PP y PS una resistencia significativamente menor. Estas diferencias en el comportamiento del caucho respecto los otros polímeros son probablemente debidas a su estado gomoso.

Estos resultados, en principio, desaconsejarían el empleo de polímeros plásticos. No obstante, considerando que es habitual en una operación de rehabilitación emplear una mezcla AC16 sobre otra del mismo tipo, se puede considerar el valor obtenido por la mezcla AC16 de referencia (sin polímeros) como un valor mínimo aceptable (alrededor de 60.000 ciclos).

Se compararon estadísticamente los resultados obtenidos por los hormigones AC22 PE, AC22 PP y AC22 PS con el de la mezcla AC16 de referencia. La prueba U de Mann – Whitney mostró que había diferencias significativas entre la mezcla AC16 REF y la AC22 PE, por lo que los ciclos que resiste la mezcla AC22 PE son significativamente menores que los de la mezcla AC16 REF. La Tabla 63 contiene los p-valores de las mezclas.

	AC22 PE	AC22 PP	AC22 PS
AC16 REF	0,029	0,857	0,114

Tabla 63. P-valores comparando la mezcla AC16 REF con las AC22 con los polímeros plásticos

Por lo tanto, los valores obtenidos por las mezclas AC22 con PP, PS y NFU se podrían considerar adecuados, sin embargo, el uso de PE se desaconsejaría frente al resto de los polímeros. En el caso de las mezclas AC16, a falta de un estudio más pormenorizado, únicamente el caucho procedente de NFU no penalizaría su adherencia.

Hay que destacar también, que en este caso se está analizando la adherencia con capas del mismo tipo, es decir, todas las capas contienen polímeros residuales, mientras que en un caso real en obra, lo más probable es que sea sólo una de las capas la que incorpore polímeros residuales, por lo que esta pérdida de adherencia no sería tan acentuada.

Ambos métodos de medida de adherencia (estático LCB y dinámico), nos muestran que es favorable aumentar el tamaño máximo de la mezcla, sin embargo, en el ensayo LCB la incorporación de los polímeros prácticamente no afecta a la adherencia, mientras en el ensayo dinámico todos los polímeros plásticos la reducen significativamente con respecto a la de referencia, además, también se observa un comportamiento diferencial entre los diferentes tipos de polímeros.

Con este método de ensayo dinámico se midió la amplitud del movimiento vertical de la probeta central al aplicarle un ciclo de carga, registrando su movimiento oscilatorio y también el desplazamiento vertical neto (no recuperable). Partiendo de estos datos, se puede comprobar la forma en que se produce la rotura, y la energía necesaria para que

ésta se produzca.

La Figura 67 representa el desplazamiento vertical neto hasta un valor de 10 mm. En las curvas puede apreciarse como las mezclas modificadas con PE y PP deslizan más bruscamente que el resto. La mezcla con caucho es la única que mantiene un comportamiento similar a la mezcla de referencia.

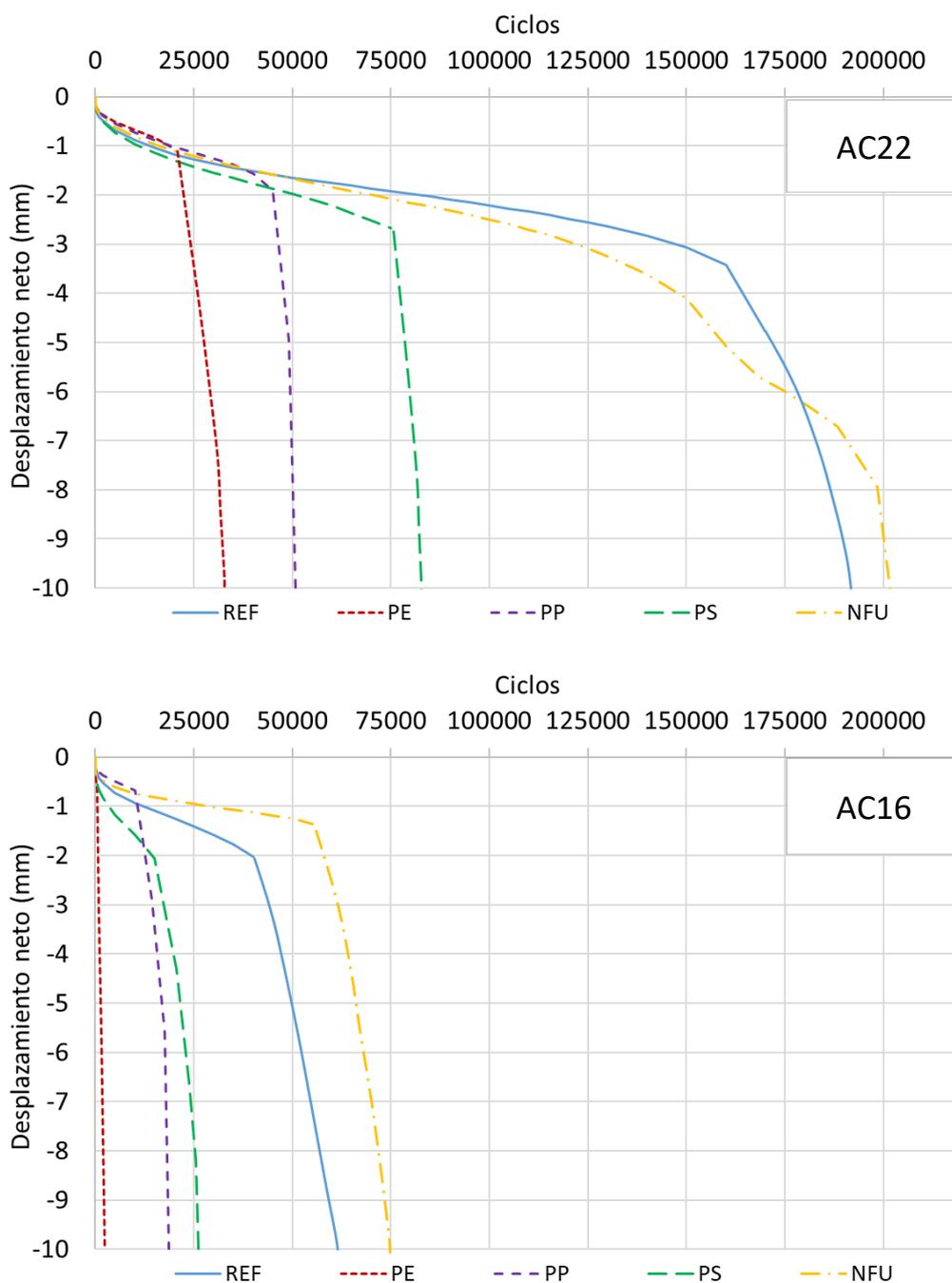


Figura 67. Curvas desplazamiento vertical - Ciclos para la mezcla AC22 (Arriba) y AC16 (abajo)

La Figura 68 presenta, a modo de ejemplo, la amplitud acumulada de la probeta central para la mezcla AC22 con caucho. Esta amplitud es representativa del movimiento oscilatorio, y a partir de ella se calculó el parámetro energético χ (Ecuación 11).

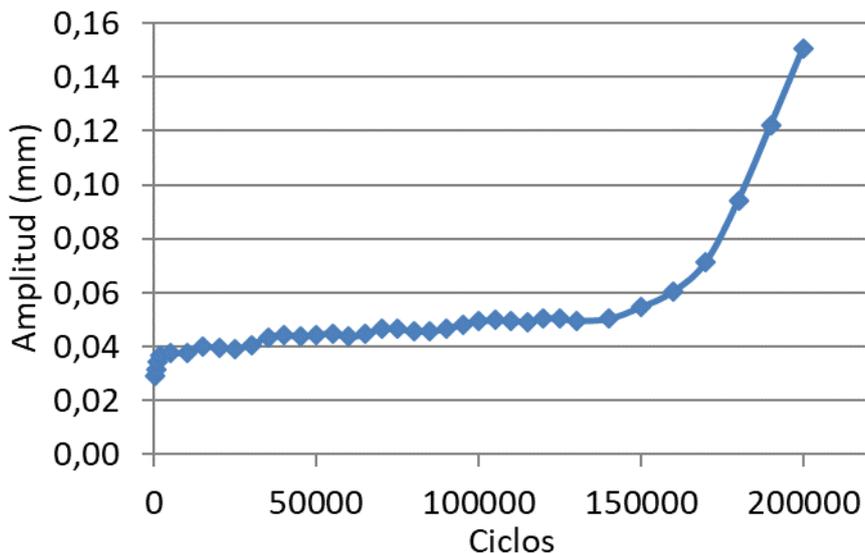


Figura 68. Evolución de la amplitud en función de los ciclos para una probeta AC22 NFU

En función del polímero utilizado, el parámetro χ muestra grandes diferencias (Figura 69). Las mezclas con los polímeros cristalinos (PE y PP) tienen valores mucho menores que el resto. El caucho es el polímero que alcanza valores más altos, mientras el PS se encuentra en un punto intermedio.

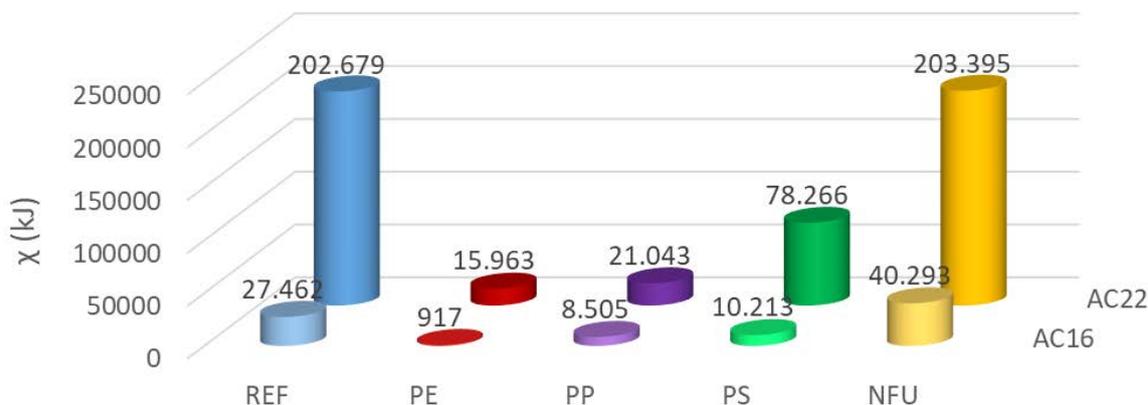


Figura 69. Parámetro χ de cada tipo de mezcla

Estas diferencias pueden deberse a la propia composición de los polímeros. El caucho es el polímero que tiene el mejor comportamiento, esto es coherente si tenemos en cuenta que es el único polímero que se encuentra por encima de su temperatura de transición vítrea,

es decir, en estado gomoso; mientras que el resto de polímeros rompen de forma más brusca. De esta manera, el caucho se comporta de una forma más elástica incrementando la amplitud del movimiento y obteniendo un mayor parámetro χ .

Considerando que los polímeros modifican las propiedades superficiales de la mezcla, se relacionó la resistencia dinámica a cortante con el coeficiente de resistencia al deslizamiento medido con el péndulo en las mezclas AC22 sin lijar (Figura 63. Resistencia al deslizamiento). El p-valor obtenido fue de 0,047, que aunque cercano al límite que marca el intervalo de confianza (0,05), muestra que las probetas con una mayor resistencia al deslizamiento también tienen una mayor adherencia a las sollicitaciones dinámicas. Dicha relación queda recogida en la siguiente ecuación, que tiene un coeficiente de correlación de $R^2=0,74$:

Ecuación 14. Relación entre la resistencia al deslizamiento y los ciclos hasta fallo, mediante ensayo dinámico

$$\text{Ciclos}_{\text{rotura}} = 14982 \cdot \text{BPN} - 799233$$

6. TRAMOS EXPERIMENTALES

Se muestra en este apartado los dos tramos experimentales que se pusieron en obra vinculados a las mezclas presentadas en esta tesis doctoral. Se realizó un proceso de escalado que permitió adaptar el diseño de las mezclas a los requisitos necesarios para su producción en planta, evaluando el proceso de fabricación, su puesta en obra y su comportamiento en condiciones reales.

En un primer apartado se presenta el tramo de prueba de las mezclas AC, PA y BBTM, fabricadas con el betún con caucho a temperatura reducida al incorporar la cera, y remplazando los áridos naturales por escoria negra de arco eléctrico y material fresado. En el segundo apartado, se expone la fabricación a escala real de los hormigones bituminosos modificados al incorporar los diferentes polímeros residuales.

6.1. SUSTITUCIÓN DE LA FRACCIÓN GRUESA Y FINA POR ÁRIDOS ALTERNATIVOS CON BETÚN MODIFICADO CON CAUCHO A TEMPERATURA REDUCIDA

Las mezclas diseñadas reemplazando la fracción gruesa y fina por escoria negra de arco eléctrico y material fresado, se utilizaron en una carretera urbana de Santander (Cantabria). El Ayuntamiento de Santander, después de analizar diferentes opciones y comprobar que cumplía los requisitos especificados en el proyecto, seleccionó la Avenida del faro como la carretera en la que se realizaría el tramo experimental. La puesta en obra de las mezclas, adaptando el diseño de laboratorio a las condiciones de fabricación de una obra a escala real, la realizó la empresa COPSESA (Constructora de Obras Públicas San Emeterio S.A.).

El vial tiene una longitud ligeramente superior a los 1000 metros, con un carril por sentido y tráfico mayoritariamente ligero. Soporta una alta intensidad de tráfico, especialmente en los meses de verano, puesto que está en una zona eminentemente turística de la ciudad. El tramo se dividió en tres secciones, una por cada tipo de mezcla, extendiendo en un sentido las mezclas experimentales y en el contrario las de referencia, ya que de partida se asumió que el tráfico era similar en ambos sentidos (Figura 70).

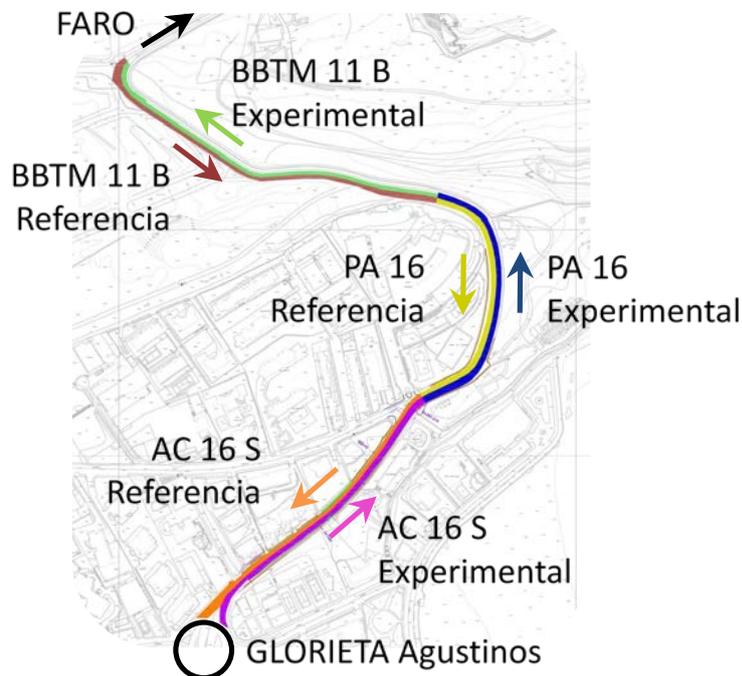


Figura 70. Esquema del tramo experimental de las mezclas con escoria y material fresado

Las mezclas de referencia se diseñaron con caliza y sílice, y betunes comerciales convencionales: en el caso de la mezcla AC16 se utilizó un betún 50/70, mientras para las mezclas PA16 y BBTM se usó el betún modificado con caucho PMB 45/80 – 60 C, tratando de ser coherentes con el hecho de que este tipo de mezclas suelen utilizar betunes modificados. El espesor de las mezclas fue de 5 cm en el caso de las mezclas AC16 y PA16, y 3 cm para la BBTM, con una anchura media de 3 m por carril.

Las mezclas se extendieron en el año 2014 y fueron monitorizadas durante año y medio. Los ensayos mostraron un comportamiento similar entre las mezclas de referencia y experimentales, que fueron puestas en obra sin ningún problema significativo.

Las mayores diferencias entre las mezclas se dieron en la resistencia al deslizamiento, mostrando una mayor resistencia las mezclas experimentales frente a las de referencia, especialmente en los casos de las mezclas AC16 y PA16. También se apreció un ligero incremento en la drenabilidad de la mezcla porosa experimental frente a la de referencia. No se apreciaron diferencias significativas entre los módulos de las mezclas de referencia y las experimentales. El mayor inconveniente se produjo en las mezclas porosas (tanto en la experimental como en la de referencia), ya que se extendieron en una zona que tenía aparcamiento lateral en línea, y el movimiento a baja velocidad de los vehículos durante

las maniobras de aparcamiento provocó la aparición de zonas puntuales con pérdidas de partículas. A continuación, se muestran algunas imágenes del tramo de prueba.



Figura 71. Puesta en obra de la mezcla AC16



Figura 72. Arriba y abajo: tramo experimental de la mezcla AC16 S



Figura 73. Arriba y abajo: puesta en obra y tramo experimental de la mezcla PA16



Figura 74. Tramo experimental de la mezcla BBTM 11 B

6.2. PUESTA EN OBRA DE LOS HORMIGONES BITUMINOSOS MODIFICADOS CON POLÍMEROS RESIDUALES

El tramo de pruebas de los hormigones bituminosos con polímeros residuales se llevó a cabo en Madrid, en un acceso de la carretera M-300 en Alcalá de Henares. ACCIONA Infraestructuras fue la empresa responsable de su puesta en obra en condiciones reales.

El tramo experimental tiene una categoría de tráfico pesado T1, está compuesta por dos calzadas separadas con dos carriles por sentido. Su longitud aproximada es de 2000 metros, dividida en cuatro tramos de unos 500 metros, en los que se utilizaron los diferentes polímeros residuales. El espesor de la capa modificada es de 6 cm, con una anchura de 9 m por sentido de circulación.

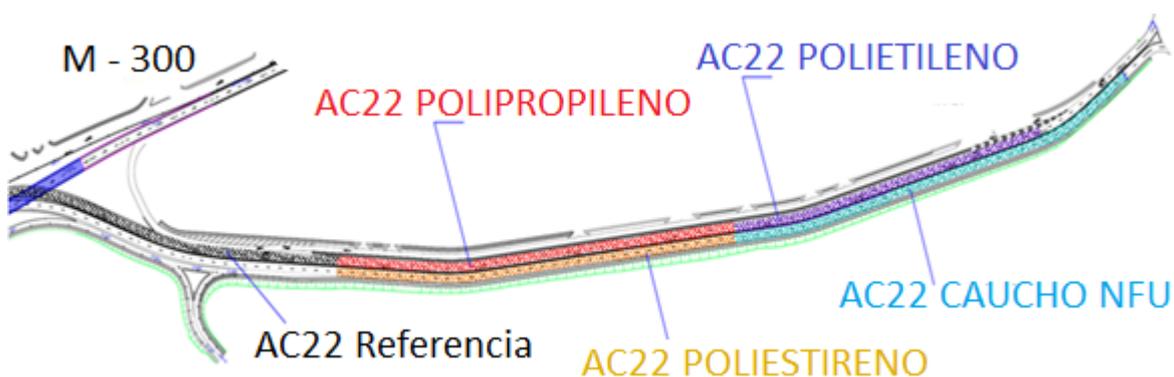


Figura 75. Esquema del tramo experimental de las mezclas modificadas con polímeros residuales

La monitorización se llevó a cabo durante un año. En condiciones reales no se produjeron las diferencias de módulo obtenidas en laboratorio, obteniendo todas las mezclas valores similares, aunque la incorporación de los polímeros sí mejoró de forma general la resistencia frente a las deformaciones plásticas obtenida a partir de testigos del tramo. Las mezclas modificadas con polímeros tuvieron un mayor porcentaje de huecos respecto a la mezcla de referencia, excepto la mezcla con PS, ya que este polímero se fundió e integró con el ligante, lo cual podría explicar el incremento de las deformaciones plásticas en el ensayo de rodadura de laboratorio.

Se estudió el coeficiente de resistencia al deslizamiento, la macrotextura, y la regularidad longitudinal y transversal, empleando el equipo SCRIM (Side Force Coefficient Routine Investigation Machine) y el perfilómetro láser del CEDEX. Todas las mezclas mostraron el mismo patrón de comportamiento, sin diferencias significativas entre las mezclas

modificadas con polímeros y la mezcla de referencia.

Las mezclas se fabricaron de forma similar a cualquier mezcla convencional en caliente, con la salvedad de que la planta asfáltica necesita un dosificador para incorporar los polímeros al tambor mezclador, además, si el control de la temperatura en cualquier mezcla es un parámetro fundamental, en este caso lo es en mayor medida, ya que las pérdidas de temperatura durante el transporte condicionan el comportamiento no sólo del betún, sino también de los polímeros termoplásticos.

A continuación, se presentan algunas imágenes de la fabricación y del tramo de prueba.



Figura 76. De arriba a abajo: acopio de polímeros y dosificador de planta asfáltica



Figura 77. Arriba y abajo: tramo de pruebas

7. CONCLUSIONES Y FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

7.1. CONCLUSIONES

7.1.1. PARTICULARES

Para una mejor comprensión de los resultados obtenidos en esta tesis, las conclusiones se han agrupado en función del proyecto de investigación.

Se presentan en primer lugar las correspondientes a las mezclas en las que se ha reemplazado el árido natural por escoria negra y RAP, y en las que además mediante una cera se ha reducido la temperatura de fabricación del betún con caucho.

En un segundo apartado se exponen las conclusiones particulares a las que se llegó tras analizar el comportamiento de los hormigones modificados por vía seca con los diferentes polímeros residuales.

- **Conclusiones particulares relativas a las mezclas fabricadas con áridos alternativos y betún con caucho y cera amida de ácido graso**

Tanto en laboratorio como en planta, la incorporación de RAP, escoria negra y cera no han supuesto ningún problema en el proceso de fabricación de las mezclas.

Los resultados han confirmado que la fracción gruesa de la escoria negra de arco eléctrico es un árido alternativo con excelentes propiedades para cualquier tipo de mezcla, pero especialmente en aquellas, como las porosas, que tienen altas exigencias en el ensayo de desgaste de Los Ángeles y en el de pulimento acelerado.

La viscosidad del betún con la cera es siempre inferior a la del betún de referencia para temperaturas de fabricación y puesta en obra, lo que se traduce en que, aun fabricando a temperaturas inferiores, las mezclas con cera necesitan una menor energía de compactación.

La cera amida de ácido graso incrementa el módulo del betún modificado con caucho, favoreciendo un comportamiento elástico y reduciendo la susceptibilidad térmica a las temperaturas de uso. Este comportamiento del ligante se tradujo en un aumento de la rigidez de las mezclas AC, no siendo significativo en el caso de las BBTM, e inapreciable en las mezclas PA.

La incorporación de la cera reduce ligeramente la resistencia conservada en el ensayo de sensibilidad al agua, y aunque no ha habido diferencias significativas, también parece mostrar una tendencia a reducir la resistencia a fatiga, y a incrementar la resistencia frente a las deformaciones plásticas.

- **Conclusiones particulares relativas a las mezclas modificadas con polímeros residuales incorporados por vía seca**

Los hormigones fabricados con PE, PP y caucho de NFU han tenido un comportamiento mecánico similar. Los tres han incrementado en gran medida la resistencia frente a las deformaciones plásticas y la rigidez de la mezcla sin modificar significativamente la resistencia a fatiga, a pesar de la tendencia del caucho a incrementarla.

Analizando estos tres polímeros por separado, comprobamos que:

- La mezcla modificada con caucho reduce las deformaciones plásticas (el resultado del ensayo de pista es un 30 % menor), e incrementa un 50 % su rigidez respecto a la mezcla de referencia. También ha mostrado un comportamiento más elástico al tener un ángulo de fase menor.
- El PP tiene un comportamiento muy similar al del caucho, siendo el polímero que más incrementa la rigidez de la mezcla de referencia (60 %), sin embargo, el aumento de la resistencia frente a las deformaciones plásticas no ha sido estadísticamente significativo.
- El PE es el polímero que mejor se comporta frente a las deformaciones plásticas (la pendiente del ensayo es un 60 % menor), también incrementa la rigidez (60 %) aunque sin llegar a los valores del PP.

El PS aumenta el módulo de rigidez en un 15 %, pero es el único polímero que incrementa las deformaciones plásticas con respecto a la mezcla de referencia.

En cuanto a la compactibilidad de las mezclas modificadas con polímeros, ninguna ha mostrado diferencias significativas con la mezcla de referencia, aunque el PP, PS y el caucho muestran una tendencia a incrementar la energía de compactación.

Aparte del comportamiento mecánico, la incorporación de los polímeros también ha modificado las propiedades superficiales. Los polímeros termoplásticos (PE, PP y PS), están

en estado sólido a temperatura ambiente, mientras que el caucho (NFU) es el único polímero que se encuentra por encima de su temperatura de transición vítrea, y trabaja en estado gomoso. Esta característica influye significativamente en sus propiedades superficiales.

- Los polímeros plásticos reducen la resistencia al deslizamiento, siendo el caucho el único que tiene un comportamiento similar a la mezcla de referencia. Esta diferencia es más significativa tras el proceso de lijado de las probetas.
- La adherencia entre capas está fuertemente condicionada por la textura de la mezcla, incrementando la resistencia al aumentar el tamaño de árido utilizado, independientemente de los polímeros utilizados.

Se producen grandes diferencias en función del método utilizado para evaluar la adherencia. Con el ensayo LCB sólo la mezcla AC22 NFU mostró una ligera reducción de la carga de rotura, obteniendo en cualquier caso un valor similar al de referencia. Los resultados difieren bastante en el ensayo dinámico a cortante, el caucho es el único polímero que incrementa la adherencia de la mezcla de referencia, mientras el resto de polímeros plásticos la reducen en gran medida. El PP y PS se podrían utilizar para fabricar hormigones AC22, ya que su adherencia es semejante a la mezcla AC16 convencional.

A falta de un estudio más pormenorizado, se desaconseja el empleo del PE, no obstante, hay que tener en cuenta que en esta tesis todas las superficies en contacto contenían polímeros. Este efecto se minimizaría si alguna de las capas no los incorporara, como puede ser el caso de la extensión de una mezcla con polímeros sobre otra ya construida.

- Respeto a la energía necesaria para hacer deslizar la probeta central, el caucho es el único polímero que la incrementa. Dependiendo de la textura de la mezcla, los valores del índice energético χ pueden ser del orden de 4 a 10 veces superiores a los obtenidos por las mezclas con PE y PP, lo que refleja un comportamiento más elástico. El caucho, por lo tanto, parece el polímero más adecuado para que el firme trabaje de forma conjunta.

7.1.2. GENERALES

Es factible diseñar mezclas para cualquier zona climática y tipo de tráfico, en las que prácticamente la totalidad del esqueleto mineral proceda de material reciclado, como la escoria negra de horno de arco eléctrico y el RAP.

La incorporación de la cera amida de ácido graso al betón con caucho, permite reducir la temperatura de fabricación de las mezclas en torno a 15 °C, manteniendo un comportamiento mecánico adecuado.

Es posible emplear polímeros residuales por vía seca para obtener hormigones bituminosos que cumplan, o incluso mejoren, las especificaciones recogidas en la normativa española. La disponibilidad y los costes de tratamiento son factores determinantes para su selección.

De los polímeros analizados, se recomienda el uso del caucho ya que mejora las propiedades mecánicas y superficiales. Respecto a los polímeros plásticos, el PP mejora el comportamiento mecánico, aunque se debe comprobar que mantiene la resistencia al deslizamiento en caso de que se utilice en capa de rodadura. A falta de un estudio más profundo, quedarían desaconsejados el PS porque incrementa las deformaciones plásticas, y el PE debido a que reduce la adherencia entre capas.

7.2. FUTURAS LÍNEAS DE INVESTIGACIÓN

Se proponen las siguientes líneas de investigación pendientes de desarrollar en esta tesis.

- Comprobar la reciclabilidad de las mezclas alternativas desarrolladas en esta tesis. La incorporación de los polímeros, de la escoria negra, o del RAP, puede afectar al futuro reciclado de la mezcla, del que depende en gran medida su impacto ambiental.
- Desarrollar un sistema para caracterizar el material fresado. Uno de los mayores problemas que presenta el fresado para su reutilización es su gran variabilidad. Puede estar compuesto por múltiples betunes, diferentes tipos de áridos, contener aditivos, etc. Una caracterización que permitiese valorarlo en función de su calidad simplificaría su utilización.

- Analizar la influencia de la superficie específica de los polímeros en el comportamiento de las mezclas. En esta tesis los polímeros se han utilizado tal y como los suministran los proveedores sin variar el tamaño de partícula.
- Profundizar en el estudio de la adherencia determinando cuál sería su valor mínimo para asegurar que las capas trabajen conjuntamente, y como varía la adherencia en función del tipo de mezcla, de la granulometría, la macrotextura y las dotaciones de riego.
- Estudiar si la utilización de polímeros plásticos permitiría reducir la cantidad de betún, ya que al reblandecerse actúan como un ligante que facilita la unión de los áridos.
- Evaluar el uso de la fracción mixta de plásticos que va a vertedero, ya que, dada su composición es un material difícilmente reciclable en la actualidad, debido al alto coste entre otros de los procesos de limpieza, separación, y molienda.

8. EXTENDED ABSTRACT

Thesis title

STUDY OF BITUMINOUS MIXTURES: RAP AND BLACK SLAG WITH RUBBER MODIFIED
BINDER WITH FATTY ACID AMIDE WAX, AND MODIFIED WITH POLYMERIC WASTE BY DRY
WAY

8.1. INTRODUCTION

8.1.1. FRAMEWORK

This thesis is the result of the activities carried out in the line of research *Construction of new pavement structures*, developed by two research groups of the School of Civil Engineering Construction of Santander: the Technology Applied Research Group (GITECO) and the Roads Group in Santander (GCS). The doctoral thesis has been carried out in the framework of two projects financed by the *Life+* program of the European Union:

- POLYMIX, Polymer wastes in asphalt mixes: a way to increase sustainability of roads infrastructures (LIFE10 ENV/ES/000516): This project analyses the incorporation of polymers from plastic waste and end-of-life tires to bituminous mixtures by dry way, as method to improve their mechanical performance. This project had a duration of 43 months and a budget of 1.535.225 €. It was coordinated by GITECO (University of Cantabria). ACCIONA Infrastructures, AIMPLAS (Research Association of Plastic Materials), and VIA-M (Department of Road Construction from the Madrid Regional Government) integrated the consortium. This project was awarded one of the 25 best projects by the European Commission, and it also received the best *Life 2015 project award* in the environment category by citizens.
- GREENROAD, Fostering green public procurement in road construction through the validation of high-performance asphalt eco-mixtures (LIFE11 ENV/ES/623): this project was focused in the design of bituminous mixtures with high percentages of by-products and RAP, using a rubber modified bitumen but transformed with a wax as additive to decrease its manufacturing temperature. The budget of the project was 1.302.303 € with a duration of 36 months. The consortium that developed this project was coordinated by COPSESA (Constructora Obras Públicas San Emeterio S.A.) and integrated by GITECO (University of Cantabria) and the Department of Road Construction from the Santander City Council.

8.1.2. Aim

The European directive 2008/98/EC demands that all European countries carry out the required actions for reusing and recycling, at least, 50% of plastic, paper, metal, and glass from domestic waste or similar before 2020. The concept *end-of-waste* appears in the same normative, which considers as a resource (not as a waste), the materials stemmed from construction and demolition, some fly ash and slags, the scrap and the end-of-life tires (1). The consumption of natural aggregates is, after water, the most consumed material by humans (2). The necessity to respect the environment, new international regulations increasingly restrictive, as well as a more aware public opinion, require the development of new practical applications that minimize the human footprint and improve environmental sustainability. Roads imply a great cost of materials and energy, so they are a priority tool to reduce the environmental impacts of the public works, and bring them closer to the sustainable engineering.

The aim of this doctoral thesis is to technically assess the possibility of reusing some alternative materials in bituminous mixtures, facilitating the development of mixtures with modified properties and taking a step forward in the use of more sustainable pavements.

Presently, there are already some techniques that aim to improve the roads sustainability by reusing by-products, reclaimed asphalt pavement (RAP), or polymeric waste as rubber from the end-of-life tires. Nevertheless, the application of these methods at real scale is not widespread due to different reasons, such as the fear to change the traditional manufacturing methods, troubles with the legislation that is not always updated, or the required initial investment to have some of these technologies available.

This thesis presents the design of different types of bituminous mixtures using alternative materials in an easy way, with the aim to demonstrate that their application at real scale does not currently depend on technical factors. These designs are divided into two lines depending on the alternative materials used: on the one hand, black slag of electric arc furnace (EAF) and RAP working together, replacing the coarse and fine aggregates in different types of bituminous mixtures, were analysed. A modified bitumen with rubber by wet way was used as binder. Besides, a wax was added to decrease the high manufacturing temperature of this type of bitumen, which is one of its greatest disadvantages, because this increase of temperature respect to conventional 50/70 penetration grade binder

produces a greater consumption of fuel and emission of gases. On the other hand, different polymeric wastes were added to modify the properties of the mixtures: Polyethylene (PE), Polypropylene (PP), Polystyrene (PS), and rubber from end-of-life tires (ELT). These polymers were added by dry way because it is the simplest and easily reproducible process in any asphalt plant.

8.2. STATE OF THE ART

The bituminous mixtures are made with a binder that homogeneously coats the aggregates. Depending on the type and percentage of binder, and the materials, quantities and sizes of the aggregates, the bituminous mixture will present some properties or other.

The surface layer is the most singular of a pavement. It must fulfil several properties that are opposite in occasions, trying to achieve a balance that guarantees the performance of the road. The three types of hot mixtures included in the Spanish specifications for surface layer have been used in this thesis: an asphalt concrete (AC), a very thin asphalt concrete (BBTM), and a porous asphalt (PA). These mixtures represent more than 56 % of the annual production of hot bituminous mixtures of Spain, with more than 8 millions of tons per year (3).

8.2.1. HOT ASPHALT MIXTURES FOR SURFACE LAYER

The highest quality materials are usually employed for surface layer mixtures, these mixtures are responsible of properties such as the friction, the superficial regularity, the noise of the road, and the resistance against plastic deformation (4). They are manufactured between 140 °C and 180 °C, while its compaction is around 120 °C and 140 °C, being the type of bitumen used the key.

The most relevant characteristics of the mixtures used in Spain are the following:

- **Asphalt concrete (AC)**

These mixtures, when used in surface layer, have a maximum size of aggregates of 22 mm or 16 mm, with a percentage of voids between 4 % and 6 % (so they can be considered as impermeable mixtures). Their thickness varies from 4 cm to 6 cm, depending on the maximum size of the aggregates, although they can have higher thickness in binder and base layer. They can use conventional or modified bitumen, and their minimum proportion

of binder by weight is 4,5 % (when the aggregates density of the mixture is 2,65 g/cm³).

- **Porous asphalt (PA)**

Its main characteristic is the high percentage of voids (higher than 20 %). This means the water drainages through them, reducing the risk of suffering aquaplaning and the spray raised by vehicles significantly. Besides, this type of mixture also decreases the noise due to the rolling of vehicles. It is usually used in rainy areas but not very cold. Its use is not recommended for tunnels due to safety considerations (if there was an accidental spill of fuel, it would penetrate inside the porous asphalt multiplying the risk in case of fire). This mixture is only used as surface layer, and usually with a modified bitumen to minimize ravelling, which is its main trouble. The thickness of this type of mixture is from 4 cm to 5 cm, and its minimum quantity of bitumen by weight is 4,3 %, for aggregates with a density of 2,65 g/cm³.

- **Very thin asphalt concrete (BBTM B)**

The particle size distribution of these mixtures has a discontinuity between 2 mm and 8 mm, which implies that they have high roughness and this makes the superficial drainage of the water easier. As the porous asphalt, they are only used in the surface layer, and usually with a modified bitumen. They have the lowest thickness of all mixtures: between 2 cm and 3 cm, and the quantity of bitumen is proportionally the highest: 4,75 % with aggregates with 2,65 g/cm³ of density.

Figure 1 presents the medium particle size distribution of the Spanish standard for each of these mixtures.

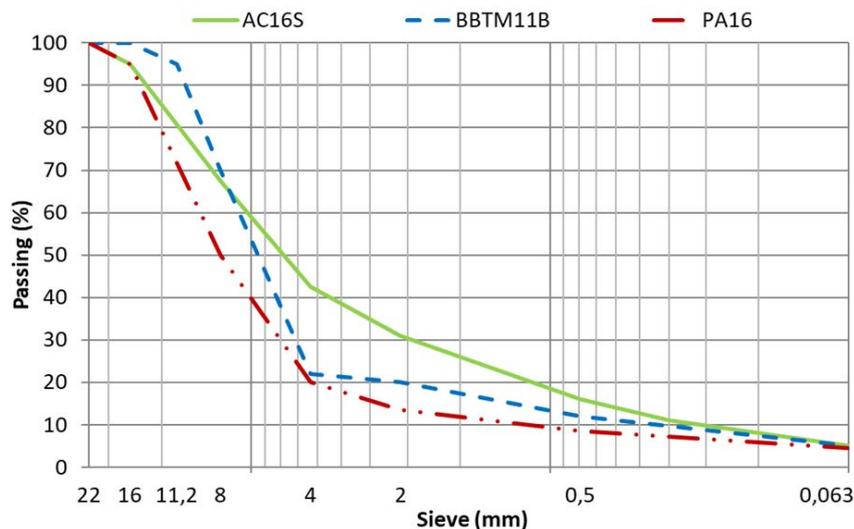


Figure 1. Particle size distribution of each type of mixture

8.2.2. ENVIRONMENTAL SUSTAINABILITY IN ROADS

The linear construction works imply a great environmental impact, related especially to the consumption of aggregates (2, 6) and energy (7). For the same reason, if we are able to reduce the resources used in this type of public works, we are taking an important step forward.

The first studies to reuse waste as aggregate were carried out in the seventies in bituminous mixtures for base layer. Although there are studies, more or less extensive, in this area, the use of these alternative materials is not generalized in most cases mainly due to the complex manufacture of the mixtures or because the performance was worse than expected (8).

There are different alternatives to improve the sustainability of roads, such as replacing the natural aggregates by alternative materials, modifying the properties of the binder, or changing the manufacturing conditions. A review of the state of the art is presented in this section, using as guideline the materials and techniques that have been developed in this thesis.

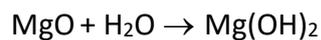
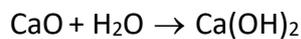
- **Recycled materials**
- *Black slag of electric arc furnace slag*

Cantabria is the fifth community at national level in production of steel, with 1.068.120 annual tons. The production of black slag of electric arc furnace in the region is around

140.000 (13) and 170.000 (11), and all of them are potentially useful.

The use of black slag in Cantabria is regulated by one regional directive, which limits the maximum values of leach that the slag can have (14). The slag used in this project fulfils all these parameters (11), so it depends on its mechanical properties to be used in a bituminous mixture.

Another property that has generated inconveniences for the use of the slag is its expansiveness. This is mainly due to calcium oxide and magnesium oxide. These components are included in the composition of the slag, and they are transformed by water into hydroxide, producing the expansion and disintegration of the material.



The hydration of calcium oxide is responsible for the greater expansiveness that happens in the short term, the hydration of magnesium oxide occurs slowly and it is observed in the longer term, although other processes also influence (17).

As traditionally the aggregates of the bituminous mixtures are inert, there are not specifications about expansiveness in bituminous mixtures in the Spanish standards, but the expansiveness of the graded crushed aggregate used in road base is limited to 5 %, and this value can be considered as reference.

The hydration process carried out to the slag has a key role in its expansiveness and leaching values. There are different methods of treatment (18):

- Analysing the slag when it is still in liquid phase, separating it into different storage pools depending on the level of CaO free contained. The value of 4 % is suggested as the criteria of separation.
- Storing the slag outdoors in piles for a period of time, and spilling water on them to speed up the hydration process.
- Accelerating the hydration process of the slag using water vapour.
- Process the slag when it is in liquid phase independently of the production of the steel, adding silica materials and injecting oxygen.

Different research have tested different methods and finally, there were not significant

differences in the quantity of CaO and MgO free, so it seems the fact of doing the hydration is more important than the method used (19). If the mixture is going to be used in bituminous mixtures, a simple and low cost method to achieve a homogenous and stable slag is the next (20):

- Milling the slag until it has a suitable size, depending on the final use.
- Separate magnetically the metal particles of iron that it could contain .
- Pouring the slag into an irrigation pool. The current trend is to spray it with water to ensure hydration, over a period ranging from 30 to 90 days.

If the black slag is properly hydrated, it has great possibilities as aggregate for bituminous mixtures, especially for surface layer due to its mechanical properties: it has high resistance against abrasion, fragmentation and compression. It is a hard aggregate with low coefficients of Los Angeles (17 - 25) and high coefficient of polished stone value (0,50 – 0,60) (13).

The black slag was used as aggregate in one project carried out in 1999. It replaced different fractions of natural aggregates in the same type of bituminous mixture (coarse aggregate, fine aggregate, as filler, all the particle size distribution was replaced, etc.). The best results were achieved when the slag replaced only the coarse aggregate, it showed a very good behaviour as mineral skeleton, but not when it was part of the mastic (22).

In other project in 2010, the black slag was used together with different types of binder (highly and lowly modified depending on the percentage of styrene-butadiene-styrene, SBS). The fatigue resistance, stiffness, water sensitivity and resistance against plastic deformation were assessed. Although the mixture with the high modified bitumen had the best result, the addition of the slag was more influential in the performance of the mixture than the use of modified bitumen (23).

The behaviour of the slag has been compared replacing the coarse aggregate on the one hand, and the fine aggregate on the other hand, of a SMA mixture with modified SBS bitumen. In relation with the Marshall stability, the indirect tensiles stress and the resilient modulus, the mixtures with slag improved the results of the reference mixture, but this improvement was especially significant when the slag was used as coarse aggregate, reaching the best results (24).

These conclusions coincide with multiple studies carried out, in which it is shown that the best results are obtained using the slag as coarse aggregate, strengthening the mineral skeleton of the mixture.

- *Reclaimed asphalt pavement (RAP)*

Milled material from other pavements can be reused in different ways. Traditionally, it has been used in the formation level of the road because it contains high quality aggregates with some binding capacity. 40 % of the recycled RAP (500,000 tons) was used in this way in 2007 (25). However, the use of RAP in soils had been reduced to a symbolic 1% (3% if we included other uses in civil engineering), reusing almost 400,000 tons of RAP in bituminous mixtures by the year 2015, the latest data available (26).

Reusing RAP in bituminous mixtures lets taking advantage of all its potential. The methods to reuse the RAP are divided depending on whether the new mixture is produced in situ or in an asphalt plant, and whether the new manufactured mixture is going to be a hot or cold bituminous mixture. The most common are (27):

- Hot asphalt mixtures recycled in asphalt plant: the RAP is transported to the asphalt plant where is used to design the new mixture adjusting the dosage. Although the mixture is produced in hot conditions, as a conventional mixture, the temperature of the RAP is always lower than the other materials, and rarely exceeds 110 °C.
- Asphalt mixture recycled in situ with emulsion: a homogeneous mixture of the milled pavement (around 6 cm and 12 cm of depth) is done with an emulsion and additives (if they are required). This process is carried out at ambient temperature, and it has clear environmental advantages, although it cannot be used with all the materials or situations, as when the original mixture has had plastic deformations.
- Warm mix recycled asphalt: it is an intermediate technique between the previous ones. The RAP is heated up around 90 °C in an asphalt plant, and then it is mixed with an emulsion.

Generally, techniques carried out in situ and cold conditions are used to improve properties of a pavement that have been depleted, but whose structural capacity remains unchanged. They are usually treatments of the surface layer, by which new aggregates and additions are provided to improve the properties of the binder. The treatments in asphalt plant

consist in reusing the RAP as an additional material for the production of new asphalt mixtures, which have to fulfil all requirements.

In the last update of the Spanish standard carried out in 2014 (29), the use of RAP in bituminous mixtures has been allowed in greater percentages than 10 %, but never in the surface layer, in spite of some studies that state that its use in this layer would be positive (30). Therefore, its use is limited to asphalt concrete mixtures in binder and base layer. The conclusion of a project that incorporated 10 % of RAP in the fine fraction of an asphalt concrete for surface layer showed that RAP increases the resistance against plastic deformation, fatigue, and water sensitivity, although it also showed a greater cracking due to thermal gradient (33).

The use of the material from milled pavements helps to save natural resources and reduce the generation of waste. Some authors estimate that reusing between 25 % and 30 % of RAP reduces the same percentage of virgin aggregates and around 1 % the binder content of the bituminous mixture (32). The temperature of the RAP is one of the most important points, there is one optimal temperature for the mixture of the virgin and residual binder. If the temperature is very low, both binders are not able to mix, but if the temperature is very high, the residual binder of RAP is hardened and it cannot interact with the virgin bitumen (34). Some projects are working in trying to recover the properties of the residual binder, and generating a bitumen with similar characteristics than the original. Rejuvenators, aromatic oils, or soft bitumen (120/160 penetration grade) are used with this aim incorporating them to the mixture with the virgin bitumen (36).

Although the percentage of RAP reused in hot asphalt mixtures recycled in asphalt plant usually are around 10 % and 30 %, and it is not usual that it exceeds 50 % (37), currently the reuse of 100 % of the bituminous mixture is being analysed (38, 39). Besides, some authors are also studying the behaviour of RAP with the black slag of EAF, concluding that their use together increases the fatigue resistance and reduces the plastic deformations (41, 42), or its application to half-warm mix asphalt, being a highlighted alternative to achieve more sustainable roads (43).

- **Polymeric waste**

The properties of polymers have motivated their use in multitude of products and applications. However, this proliferation implies an environmental risk if they are not

correctly treated at the end of their useful life.

In recent years, the use of polymers in bituminous mixtures has increased significantly, especially in order to modify bitumen by wet way (53, 54). This is the most common use and it has clear advantages, producing a modified bitumen that improves multiple properties of conventional bitumen (55). There are some examples of modified bitumen with polymeric waste by wet way, especially with PE, and the resulting bitumen improved some properties of the original binder (62, 63); for example, PE from greenhouses of the South of Spain has been used as modifier in a base layer mixture (64). Nevertheless, this process has also disadvantages: in general, it is necessary to use specialized plants where high temperatures and agitation process are required; the method is economically costly and in some cases presents precipitation or compatibility problems (56, 57, 58, 59, 60, 65).

There is another alternative, which is the direct incorporation of the polymers into the mixture (dry way). In this case, the binder is not previously modified with the polymeric particles, but they are added to the mixer drum at the same time than the aggregates and bitumen, as another material.

One of the most important projects using this process was carried out by the Ministry of Environment and Forests in India, where a mix of PE, PP and PS was used, simplifying the process and decreasing the costs. This mixture of polymeric waste was poured directly over the hot aggregates, coating them, later the binder was added (66). The results were satisfactory, with Marshall Stability values from 1800 kp to 2000 kp, and an increment of the resistance against plastic deformation (67).

The use of rubber from end-of-life tires is a well-known alternative. The Spanish normative gives priority to the binders that incorporate this material, when it is technically and economically viable, as a way to recycle this polymeric waste.

The asphalt rubber usage guide is one of the references at international level, it includes information about the design, usage, production and control of pavements manufactured with binder modified with this polymer. The increase of the viscosity, the greater elasticity and resilience at high temperatures, and the decrease of the thermal susceptibility are some the advantages that this guide highlights (68). However, the modification of the bituminous mixtures by dry way is barely commented, which indicates the difference about the implementation of each method.

The guide about the use of rubber published by CEDEX (*Manual de empleo de caucho de NFU en mezclas bituminosas*), is one of the most significant documents at national level.

Three types of modified binder with rubber are included in this guide (69):

- Bitumen improved with rubber: this binder has better characteristics with an amount of rubber around 8 % and 12 % by weight of the binder.
- Rubber modified bitumen: this binder has similar properties than bitumen modified with virgin polymers. It has a percentage of rubber from 12 % to 15 % by weight of bitumen.
- High viscosity rubber modified bitumen: binder with a percentage of rubber around 15 % and 22 %, which is produced in situ in the asphalt plant.

In addition to the advantages exposed in the Asphalt rubber usage guide, the rubber modified bitumen allows to achieve mixtures more flexible and with higher resistance against tensile stress and aging (69, 70). Nevertheless, in spite of these advantages, the use of rubber from ELT has also disadvantages that limit its use, as the especial manufacturing conditions: high temperatures of mixing and long digestion time for the interaction between the rubber and the bitumen (58, 71). The high viscosity of the resulting modified bitumen requires high manufacturing temperature of the mixture (56), and it can have sedimentation problems, so a system that moves this binder is required when it is stored (69, 72).

This guide published by CEDEX defines the dry process as a method that can achieve similar advantages, but in a lower level than wet way. It also mentions that mixtures modified with this method are cheaper, and the required technology is easily accessible for any asphalt plant, so it is possible to work with the rubber produced in each area, avoiding its transportation (69, 72).

There is not a digestion process in the dry way like in the wet way, but there is an interaction between the rubber and the bitumen in the mixture, so time is required to carry out this process before the compaction of the mixture. One of the methods to control this parameter is to reduce the maximum size of the rubber (usually lower than 0,6 mm) and limit the maximum percentage of rubber to 1 % of the weight of aggregates (73). In this way, the time for this interaction between the rubber and the bitumen in the mixture is the required time to transport the mixture from the asphalt plant to the road construction site

approximately. In any case, this time should not be less than 30 minutes, and continuing with the compaction until the mixture reaches 80 °C it is recommendable to avoid modifications in the pavement due to incomplete reactions of the rubber (74).

There are also some examples of the use of rubber and polymeric waste together by the wet way. A bituminous mixture for surface layer was analysed with different types of modified bitumen: with 0,1 % of rubber from ELT above bitumen, with 0,7 % of PE of low density from plastic bags above bitumen, and finally with both together. The study concluded that the highest resistance against plastic deformation and dynamic modulus were achieved modifying the bitumen only with the PE, while the addition of the rubber worsened the plastic performance of the reference mixture (75).

- **Additives of bitumen**

The mixing temperature of a hot mixture has to be high enough to achieve a good coating and workability, but trying to avoid problems of pouring, ageing or hardening of the bitumen (76). Currently, the construction sector tries to produce the pavements more efficiently and in a more sustainable way, reducing the gases emissions and saving energy. Both parameters are directly linked with the manufacturing temperature of the bituminous mixture.

Table 1 includes the different types of mixtures depending on their manufacturing temperature and binder used (27).

Bituminous mixture	Mixing T ^e (°C)	Laydown T ^e (°C)	Binder
Hot mix	150 – 180	120 – 150	Bitumen
Warm mix	120 – 140	100 – 120	Bitumen + Additives / Foam
Low energy*	100	60 – 80	Bitumen
Half-warm mix	40 – 100	Ambient T ^e	Emulsion
Cold mix	Ambient T ^e	Ambient T ^e	Emulsion

*A part of aggregates is not heated up above 100 °C

Table 1. Bituminous mixtures classification depending on their temperature

The manufacturing temperature is a key factor because the gas emissions have an exponential correlation with it. The gas emissions were measured with samples of 100 g of different types of bitumen and at different temperatures, they were virtually non-existing

below 80 °C, from 2,2 mg/h to 42,6 mg/h were measured (depending on the type of bitumen) at 180 °C, and they reached their maximum level at 250 °C (77). The decrease of gas emissions when warm mix mixtures are produced instead of hot mixtures is between 30 % and 40 % for CO₂ and SO₂, from 10 % to 30 % for CO, and around 50 % for volatile organic compounds (VOC), while the decrease in the fuel consumption varies from 11 % to 35 % (78). Figure 2 presents a scheme with the relation between the fuel consumption and the manufacturing temperature of each type of mixture.

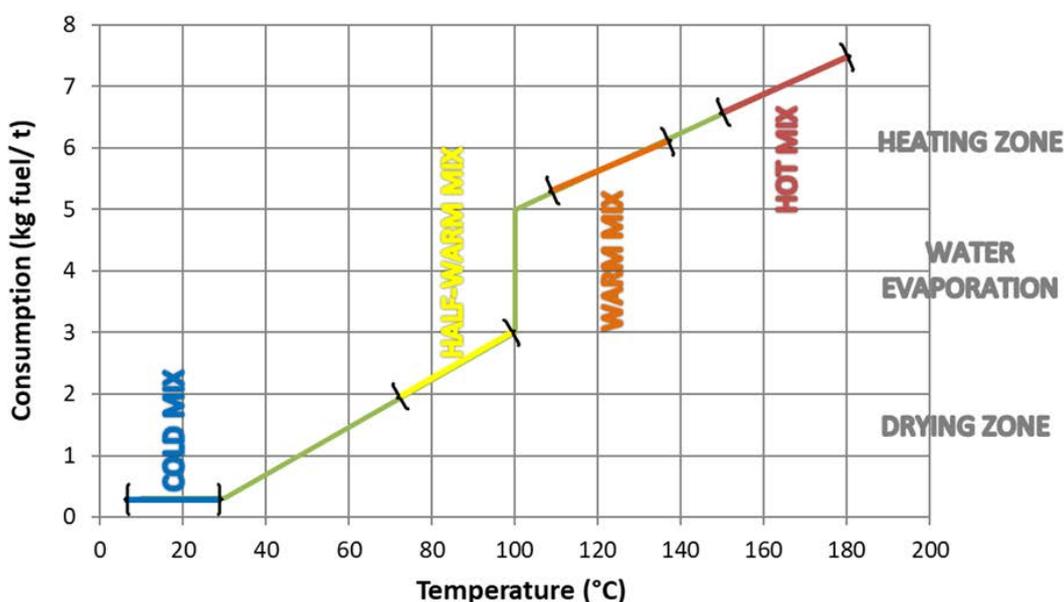


Figure 2. Manufacturing temperature and fuel consumption

Therefore, reducing the manufacturing temperature means decreasing the environmental impact and the costs (as long as the mechanical performance does not change).

The warm mix asphalts are one of the most valued because they maintain a similar performance than the hot mix asphalt, but decreasing the manufacturing temperature (30). These mixtures present some advantages respect to conventional mixtures, such as the reduction of gas emissions and fuel consumption, longer distances between the asphalt plant and the place to lay the mixture down, less compaction energy is required, and besides the workers are less exposed to the fumes and polycyclic aromatic hydrocarbons (79). Different technologies can be used to achieve this reduction in the manufacturing temperature (80):

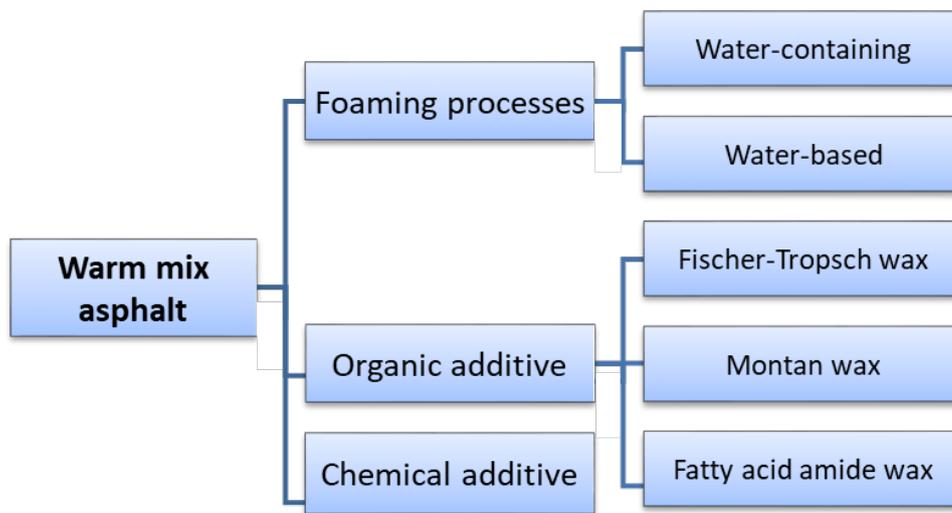


Figure 3. Warm mix asphalt technologies

One of the methods to achieve warm mix asphalts is the use of organic additives (waxes), which are incorporated to the bitumen in the manufacture phase, modifying its viscosity. However, besides reducing the bitumen viscosity at manufacturing temperatures, the additive has to maintain the bearing capacity at the roads' useful temperatures (Figure 4).

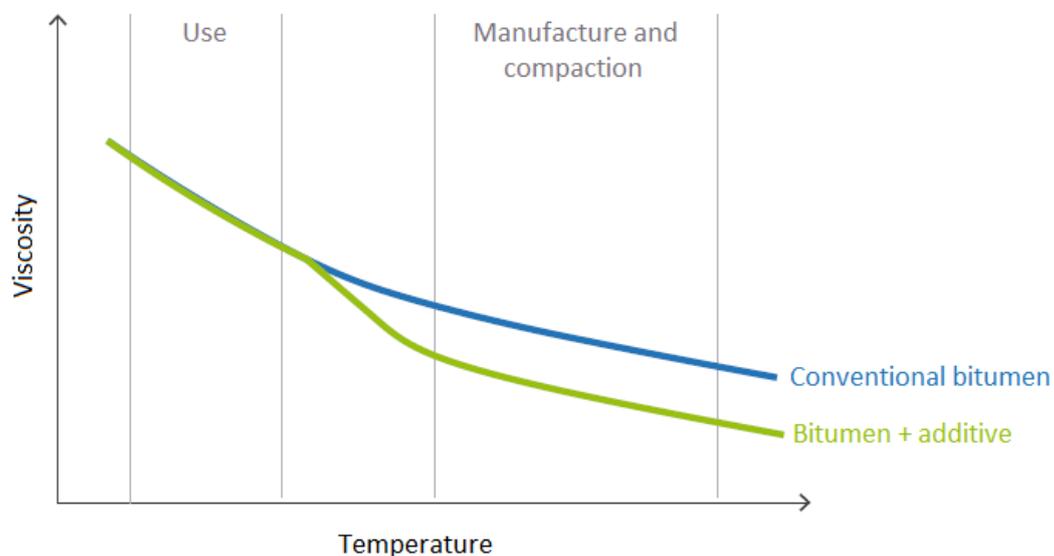


Figure 4. Ideal viscosity of a bitumen + additive

These waxes decrease the viscosity of bitumen at temperatures higher than their melting point, but under this temperature they solidify in particles uniformly distributed, increasing the stiffness of the bitumen (80). Some studies conclude that the addition of waxes can have negative effects on bitumen depending on their composition, softening it at high operating temperatures of the road, and increasing the cracking at low temperatures.

Finally, the results are not as evident in the mixtures as in the bitumen (81).

A study carried out with a Fischer-Tropsch and synthetic amide waxes showed that the properties of the modified bitumen obtained are related with the properties of the waxes used, and they are strongly dependent on the temperature. The influence of the waxes was more significant under their melting point (they produced a great increase of the viscosity of bitumen as can be seen in Figure 5), while above it the decrease of the viscosity was slight and not very significant (82). These waxes usually generate crystals during their cooling process, increasing the stiffness and decreasing the penetration grade of the bitumen (83).

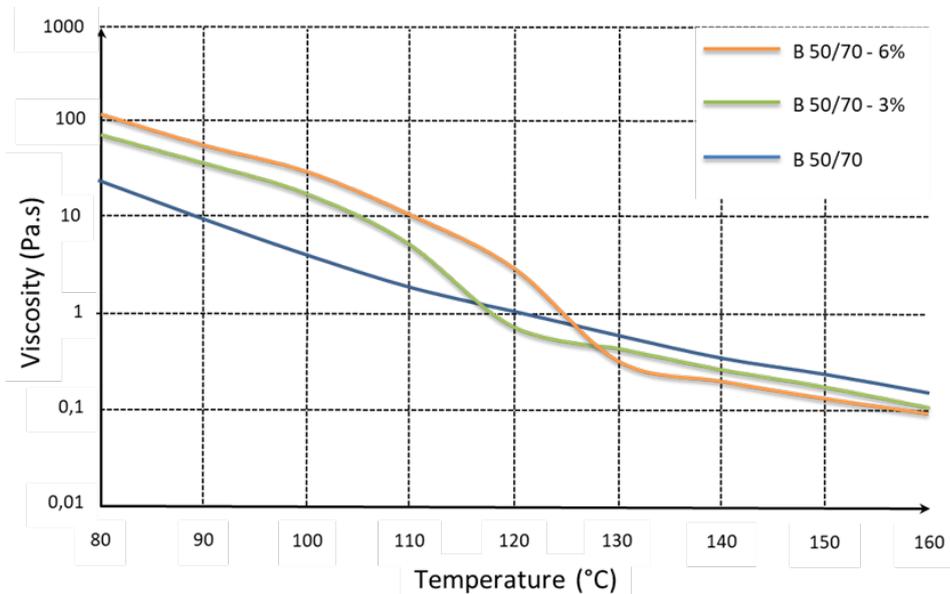


Figure 5. Viscosity of conventional and modified bitumen with synthetic amide wax

The amide wax obtained the best performance at high service temperatures of the road. Table 2 presents the decrease of the manufacturing temperatures achieved by both waxes, which is small in any case (82).

Binder	Mixing T ^e (°C)	Compaction T ^e (°C)	ΔT ^e Mixing	ΔT ^e Compaction
50/70	156,8	146,5	-	-
3% F.T.	152,3	141,5	4,5	5,0
6% F.T.	149,2	138,1	7,6	8,4
3% Amide	150,4	140,1	6,4	6,4
6% Amide	146,1	133,9	10,7	12,6

Table 2. Optimal manufacturing and compaction temperatures

In another study with a conventional bitumen, the use of a Fischer-Tropsch wax increased its stiffness and decreased its phase angle, making the behaviour of the binder more elastic at low temperatures. The viscosity was also incremented at lower temperatures than its melting point (100 °C – 120 °C), and decreased at temperatures above this point. The stiffness with an acid amide wax was greater, with a similar performance than the bitumen with the Fischer-Tropsch wax, although in this case, the decrease of the viscosity was produced at a higher temperature, due to the melting point of this wax is around 130 °C (84).

The performance of these types of wax has been usually analysed with conventional bitumen. Their use with rubber modified bitumen is much more reduced. Currently, new commercial additives are being developed to decrease the viscosity of this type of binder, in order to decrease its manufacturing temperature, but trying to maintain its mechanical performance (85).

A study, which used a Fischer-Tropsch wax (Sasobit) and a fatty acid amide wax (Licomont BS 100) among other, was presented in 2013. In this study, both additives were used with a 50/70 penetration grade bitumen that contained 15 % of rubber. The fatty acid amide wax was the most efficient to decrease the viscosity. Percentages of 2 % and 4 % above bitumen were used, the results showed that the reduction of viscosity was lower in rubber modified bitumen than in conventional binders. Besides, the higher quantity of wax, the higher the softening temperature and the lower the penetration index of the bitumen (87).

The performance of the waxes has been also analysed when a percentage of RAP is added to the mixture. In a project carried out with a conventional 60/70 penetration grade bitumen in 2016, percentages from 1,5 % to 3 % of Fischer-Tropsch (Sasobit) were used with different percentages of RAP. It was concluded that the use of these combined materials increase the compactness, the softening temperature, and the resistance against plastic deformation (88).

8.3. MATERIALS CHARACTERIZATION

The main properties of the materials used in this thesis are presented in this chapter. The tests carried out to each material have depended on their function in the bituminous mixture. These materials used in the bituminous mixtures are different in function of the

project, black slag and RAP were used in the Greenroad project, employing limestone as only natural aggregate in the fine fraction. Besides, the mixtures of this project were designed with a rubber modified bitumen, which was transformed with waxes to decrease its manufacturing temperature. Polymeric waste was used in the Polymix project to modify the mixtures, using a conventional 50/70 penetration grade bitumen, and natural aggregates in all the particle size distribution of the mixtures (limestone and porphyry).

8.3.1. NATURAL AGGREGATES

The natural aggregates have been limestone in the fine fraction (in both projects), and porphyry in the coarse fraction (in Polymix project, because in the Greenroad project the black slag of the EAF was used). Their characteristics are presented in Table 3.

Test	Result	Standard
Porphyry		
Slab index	24	UNE-EN 933-3
Los Angeles coefficient	14	UNE-EN 1097-2
Density (g/cm ³)	2,774	UNE-EN 1097-6
Limestone		
Density (g/cm ³)	2,725	UNE-EN 1097-6
Sand equivalent	78	UNE-EN 933-8
Limestone filler		
Density (g/cm ³)	2,700	UNE-EN 1097-6

Table 3. Characteristics of natural aggregate

8.3.2. ALTERNATIVE AGGREGATES

- Black slag of electric arc furnace

The black slag (or primary slag) was provided by the authorized waste manager from a steel factory localized in the region. Table 4 shows its main characteristics and the limits of the Spanish standard for the highest heavy traffic category.

Property	Result	Standard
Density (g/cm ³)	3,836	UNE-EN 1097-6
Water absorption WA 24 (%)	1	UNE-EN 1097-6
Slab index	2	UNE-EN 1097-2
Los Angeles coefficient	18	UNE-EN 933-3
Polished Stone Value	0,59	UNE-EN 1097-8

Table 4. Characterization of Black slag from EAF

According to the results, the material showed good properties as coarse aggregate. The low coefficient of Los Angeles guarantees a hard mineral skeleton and the high PSV value means a superior skid resistance of the road surface, what is an important safety road factor. Besides, the potential expansiveness (EN 1744-1) and leaching of contaminants (EN 12457-4) were analysed and the material complied with current normative for their use in asphalt mixes in Spain (14, 29). As expected, the EAF slag aggregates presented higher density than conventional aggregates. The slag is showed in Figure 6 separated by sizes.



Figure 6. Black slag divided in three sizes. From left to right: 16/8, 8/4 and 4/2

- Reclaimed asphalt pavement (RAP)

The RAP was provided by a construction company from the region (Constructora de Obras Públicas San Emeterio S.A), from a regional road. Before being used, it was sieved by the maximum nominal size of the mixture: 16 mm. Rejuvenators or other type of additives were not used to recover its properties, because it was a priority to assess its reuse by the most simple and inexpensive method. Figure 7 presents the used material.



Figure 7. RAP sieved by 16 mm

The RAP was added as only one fraction that covers all the sizes of the particle size distribution of the mixture, from the size 16 mm until the filler, so it was characterized with the tests for the coarse and fine fraction, besides other typical of this material.

Figure 8 shows the particle size distribution of complete RAP, including the aggregates and the residual bitumen, and the particle size distribution of recovered aggregates, when the residual bitumen has been separated.

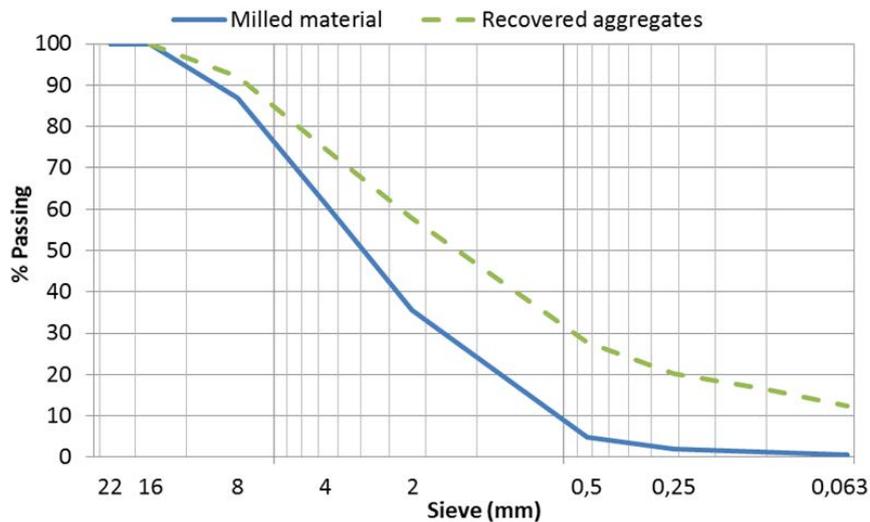


Figure 8. Particle size distribution of complete RAP and recovered aggregates

In the case of particle size distribution of RAP, it has a very little proportion of fine aggregates because the residual bitumen binds the particles and increases their size. The particle size distribution of the recovered aggregates has been used to dose the mixtures considering that the residual bitumen will be softened and partially mixed with the raw materials. Table 5 includes the main properties of this material, including the tests of the coarse and fine fraction, and the characteristics of the residual bitumen.

Test	Result	Standard
Density (g/cm ³)	2,502	UNE-EN 1097-6
Flakiness index	11	UNE-EN 933-3
Los Angeles coefficient	24	UNE-EN 1097-2
Sand equivalent	93	UNE-EN 933-8
Humidity (%)	0,3	UNE-EN 1097-6
Residual bitumen (%)	4	UNE-EN 12697-1
Softening temperature of residual bitumen (°C)	76,1	UNE-EN 1426
Penetration of residual bitumen (0,1 mm)	13	UNE-EN 1427

Table 5. Characteristics of RAP

The mechanical properties were directly tested with the milled material (not with the recovered aggregates). Although the sand equivalent test initially is not used for this type of material, it was utilised as a way to analyse the cleansing of the RAP. As the fine aggregates of RAP are coated and joined by the residual binder, this test has not been used to characterize them, it is a useful method to determine if the RAP has been contaminated due to the process of milling, transportation or storage.

The residual binder of the RAP has been aged until having similar properties to a 15/25 penetration grade bitumen, with a low penetration grade and high softening temperature.

8.3.3. POLYMERIC WASTE

In terms of their internal structure, the PE and PP are two crystalline polymers while PS is amorphous. All of them are thermoplastic polymers which are softened when the temperature exceeds their melting (or glass) point. On the other hand, the rubber is a thermostable polymer that has been vulcanized and works at higher temperatures of its glass transition temperature in its rubbery state.

The polymeric wastes were supplied and characterized by AIMPLAS (Research Association of Plastic Materials). A first selection was done according to economic and technical criteria. As big quantities are required for their use in road works, the availability must be constant and sufficient, the cost limited, and the polymers should be homogenous enough in order not to change the properties of the mixtures. The selected polymers are shown in Figure 9.



Figure 9. Selected polymeric waste: PE, PP, PS and ELT from left to right

According to particle size distribution (Figure 10), the PE is the smallest of the thermoplastic polymers with a maximum size of 2mm, whereas PP and PS have a very similar distribution and a very close maximum size: 6,3mm and 5,6mm, respectively. The ELT is the smallest of all the polymers with a maximum particle size of 1mm.

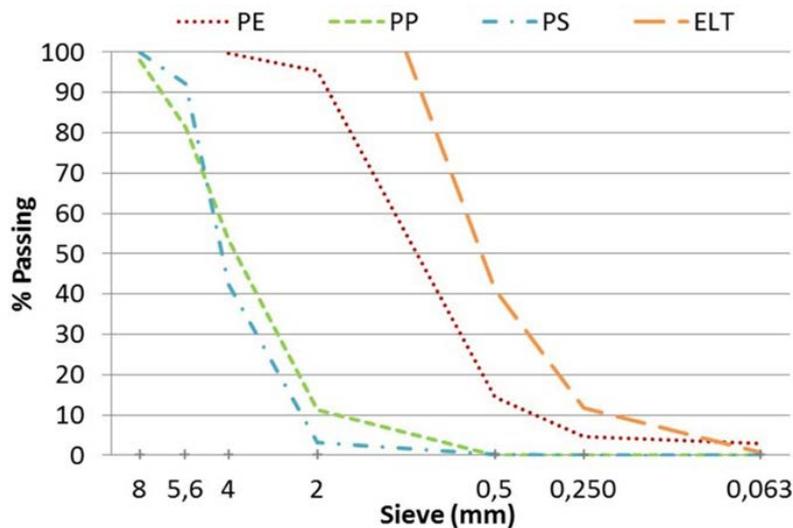


Figure 10. Particle size distribution of the polymeric wastes

Table 6 presents the density of each polymeric waste (89).

Polymer	Density (g/cm ³)
PE	0,90
PP	0,94
PS	1,05
ELT	1,15

Table 6. Density of the selected polymers

Differential Scanning Calorimetry (DSC) tests were carried out to plastic polymeric wastes to find out their thermal behaviour (this point is required to define the mixing temperature) and their composition (Figure 11).

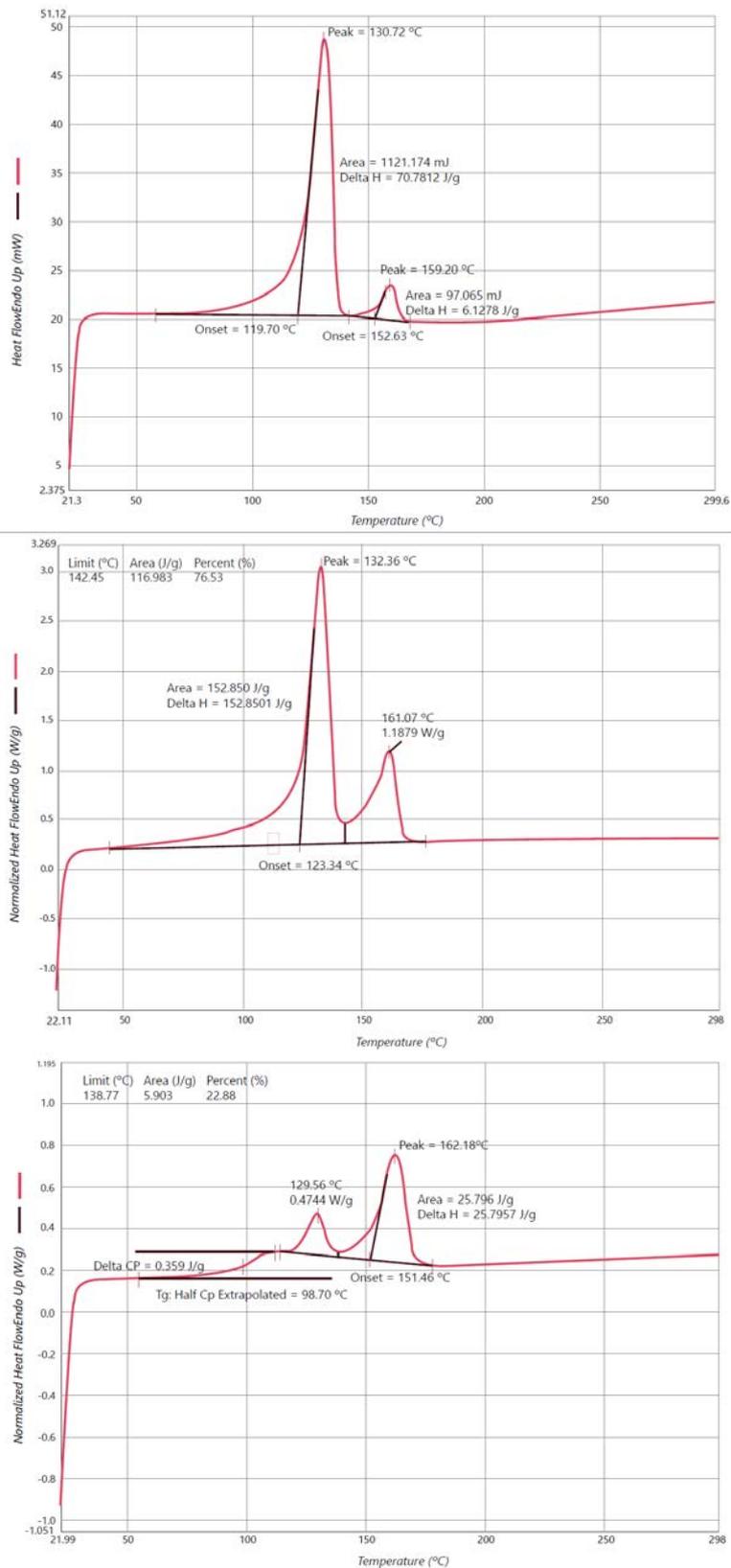


Figure 11. DSC test of the polymeric waste. Downwards: PE, PP and PS

The melting temperature of the PE sample was 130 °C, corresponding to a High Density Polyethylene (HDPE). The DSC also showed a minor quantity of Polypropylene. The sample of PP was actually a mix between PP and PE, with melting points at 161 °C and 132 °C, respectively. PS is an amorphous polymer with a glass transition temperature of 98 °C. This DSC also shows traces of other compounds, with a part of PP with a melting point of 162 °C and a small quantity of HDPE with a melting temperature of 129 °C. The DSC was not carried out with rubber due to it is a vulcanized material and its glass temperature is below our working temperatures, so it was not necessary.

8.3.4. BINDERS AND ADDITIVES

The bitumen and additives used are presented below. A conventional 50/70 penetration grade bitumen was used in the Polymix project, while a rubber modified bitumen, with waxes as additive to reduce its manufacturing temperature, was utilised in the Greenroad project.

- Conventional 50/70 penetration grade binder

The behaviour of the different polymeric waste was analysed with a conventional bitumen with a density of 1,03 g/cm³ (UNE-EN 15326), a penetration of 56,8 dmm (UNE-EN 1426), and a softening point with the ring and ball test of 51,1 °C (UNE-EN 1427).

- Rubber modified bitumen

A bitumen modified with rubber from ELT was used to study the performance of the waxes. This binder used as reference was a PMB 45/80 – 60C, with a manufacturing temperature according to the supplier (Productos Asfálticos S.A.) between 165 °C and 175 °C. Its density was 1,047 g/cm³ (UNE-EN 15326), with 54 dmm penetration (UNE-EN 1426), 63 °C as softening temperature (UNE-EN 1427), and an elastic recovery of 58 % (UNE-EN 13398).

- Additives of binder

The rubber modified bitumen improves several properties of a conventional bitumen. Two waxes were incorporated as an additive to the rubber modified bitumen with the aim to decrease its manufacturing and compaction temperature, and to assess how they affect its performance, how the waxes affect the properties that the rubber triggers in the conventional bitumen.

These two waxes were selected due to their properties to decrease the viscosity of conventional bitumen, and taking into account also economic and availability criteria (Figure 12).

In the first case, it is a Fischer-Tropsch wax (Sasobit), produced from coal and commercialized by Sasol Wax. It is usually mixed in percentages from 3 % to 4 % above bitumen weight. Its addition helps to reduce the viscosity of the bitumen, easing the manufacturing of mixtures at lower temperatures (90). The melting point of this wax is around 100 °C, and it is completely soluble into conventional bitumen at temperatures higher than 120 °C, its use has been proved suitable to produce warm-mix asphalts in cold weather (91). In the second case, it is a Fatty acid amide wax (Kemfluid), which is manufactured in Zaragoza (Spain) from pig tallow by Unión Derivan. It is usually dosed in percentages around 2 % and 4 % by weight of bitumen, and it presents a melting point around 140 °C (92).



Figure 12. Additives: Left: Fischer – Tropsch wax. Right: Fatty acid amide wax

The waxes were added by dry way because it is the simplest process and it can be easily implemented in any asphalt plant without great modifications, which agrees better with the aims of the project.

8.4. METHODOLOGY

The technical process carried out to design and analyse the different mixtures developed in this thesis is presented below. The method to replace the coarse and fine fraction for alternative aggregates is included, incorporating the waxes to the rubber modified bitumen to decrease the mixing temperature. The process used to add the polymeric waste replacing a part of filler fraction and modifying the behaviour of the mixtures is also explained.

8.4.1. USE OF ALTERNATIVE AGGREGATES IN THE COARSE AND FINE FRACTION WITH A RUBBER MODIFIED BITUMEN AT REDUCED TEMPERATURE

The three mixtures included in the Spanish specifications (*Pliego de prescripciones técnicas generales para obras de carreteras y puentes, PG-3*), were designed: an asphalt concrete (AC 16 S), a porous asphalt (PA 16), and a very thin asphalt concrete (BBTM 11 B). More than 80 % of the natural aggregates were replaced in the three mixtures by black slag of EAF and RAP, using a modified bitumen with rubber from end-of-life tires. In this way, some of the most employed techniques to recycle by-products and waste in bituminous mixtures were assessed together. Besides, due to the use of rubber increases the viscosity of bitumen, requiring in turn a higher manufacturing temperature, two waxes were added to decrease this mixing temperature and try to reduce its environmental impact.

The aim is that the designed mixtures, all for surface layer, can be used in any situation. This means they fulfil the requirement for the most demanding situations, with the warmest weather and the highest traffic loads. Besides, the design is based on the idea that their production has to be as simple as possible, and with similar conditions, at least, than the manufacturing with a conventional binder.

The design was divided into three stages: first, the viscosity analysis of the rubber modified bitumen when the waxes are added. Second, the experimental design of the mixtures with the alternative aggregates at conventional temperature, that is to say, using the bitumen without waxes. Finally, the study of the behaviour of the three mixes with the same dosage of the previous phase, but manufactured at reduced temperature, that is including the waxes to the rubber modified bitumen.

- Viscosity analysis and rheological characterization

A preselection of waxes was carried out attending to economical and availability criteria. Finally, a wax produced in Spain (Kemfluid) and another, which has been amply used to modify the viscosity of bitumen (Sasobit), were selected.

The impact of waxes on the bitumen was studied with a rheometer DHR-1 of TA Instrument, which was used to analyse the rheological behaviour of the reference bitumen with and without the wax. Both tests were carried out with a 25 mm plate geometry and a 1 mm gap. The viscosity test was performed with a temperature ramp from 100 °C to 190 °C in

rotational mode, while the DSR test was done in oscillatory mode from 0.1 Hz to 10 Hz with a 0,1 % strain, in a range of temperatures from 20 °C to 75 °C at 5 °C intervals.

In all the samples with wax, the percentage added was always 3 % of bitumen weight, while the mixing process was carried out at 150 °C with an IKA homogenizer for 5 minutes at 15.000 rpm.

The decrease in the production temperature that it is possible to achieve by adding the wax was determined by measuring the dynamic viscosity between 100 °C and 190 °C. The viscosity of the CRM binder without wax at the manufacturing temperature recommended by the supplier (170 °C) was considered as reference. The test was repeated under the same conditions to the samples with wax. The temperature at which the samples achieved the reference viscosity was considered the new reduced manufacturing temperature. Besides, the master curves of binder stiffness and phase angle were obtained to analyse the influence of the wax on the performance of the CRM binder, so the rheological behaviour of both bitumen was analysed independently from the frequencies and temperatures used in the test

- **Design of mixtures at conventional temperature without additives**

The mixtures with EAF slag aggregate, RAP and rubber modified bitumen were designed according to the Spanish standards, at the conventional temperature recommended by the bitumen provider. In order to guarantee that the mixes comply with the mechanical requirements, the tests required by the Spanish specifications were carried out: the void characteristics of bituminous specimens (UNE-EN 12697 – 8), water sensitivity test (UNE-EN 12697 – 12), wheel tracking test (UNE-EN 12697 – 12), and Cantabro loss particle test in dry (UNE-EN 12697 – 17) and wet conditions (NLT-362 Spanish Standard). The performance of the alternative aggregates was assessed in each mixture, without influence of the wax in the bitumen.

The characteristics of the asphalt plant were going to determine the production of the mixtures. The incorporation of RAP in real conditions was going to be carried out at high temperatures (it is directly added in the middle of the dryer drum), so it was decided to design the mixtures using the RAP as one additional aggregate, heating it up in the same conditions than the other aggregates. Therefore, there were not differences among the RAP, the black slag and the limestone in relation with the production of the mixture. The

wax was directly added to the mixer, immediately after the bitumen, so the process is very similar to the used in the asphalt plant, where the waxes were going to be incorporated to the mixer drum by a doser. The filler was incorporated in the last position, after the rest of materials were mixed.

The particle size distribution of the recovered aggregates of RAP (without residual bitumen), has been used to design the mixtures. The slag of EAF completed the coarse fraction, while the limestone completed the fine. Due to the high specific weight of the slag, much higher than the other aggregates, the dosage of the mixtures was done by volume.

Initially, with the tests required by the Spanish normative, the mixtures with the best mechanical performance were selected. In function of the results with these tests, the heavy traffic level in which these mixtures could be used was defined. Secondly, dynamic and workability tests were carried out to characterize better the performance of these mixtures. The stiffness (UNE-EN 12697 – 26), the fatigue resistance (UNE-EN 12697 – 24), and the required energy to compact the mixture with the gyratory machine (UNE-EN 12697 – 31) were calculated.

- **Characterization of the mixture at reduced temperature with additives**

The same tests that were carried out to design and characterize the mixtures at conventional temperature, were repeated but incorporating the selected wax to the experimental mixtures and manufacturing them at the reduced temperature achieved in the viscosity analysis of the binders. In this way, the behaviour of the mixtures at both temperatures could be compared and the impact of the wax above the mixtures determined. Therefore, the technical viability of manufacturing at reduced temperature with a high percentage of alternative materials could be assessed.

8.4.2. DOSAGE OF POLYMERIC WASTE BY DRY WAY

The study carried out to design modified mixtures with polymeric waste replacing a percentage of the filler fraction, the mixture used as reference was an asphalt concrete (AC22) for surface layer with 4,8 % of conventional 50/70 penetration grade bitumen above mixture. The incorporation of the polymers was carried out by dry way in all cases. In a previous phase, not performed in this laboratory, different percentages of polymeric waste

to be added to the mixture were analysed (from 0,5 % to 1,5 %). Finally, 1 % was considered as the optimum in function of the homogeneity, workability and voids content of the resulting mixture.

The polymers were added replacing natural aggregate only in the filler fraction, unlike other authors who replaced other fractions or directly added a percentage of the polymeric waste by weight (96, 97). The remainder of the particle sizes kept unchanged. To achieve this, 1% of aggregates was replaced by polymeric waste corresponding to the volume occupied by this percentage only in the filler fraction. In means, for a sample of 1200 g, the

weight of the polymer would be $12 \text{ g} \cdot \frac{\text{Polymer density } (\frac{\text{g}}{\text{cm}^3})}{\text{Filler density } (\frac{\text{g}}{\text{cm}^3})}$.

Four modified asphalt concrete were manufactured in function of the polymer added: AC22 PE, modified with Polyethylene; AC22 PP, modified with Polypropylene; AC22 PS, modified with Polystyrene; and AC22 ELT, with rubber from end-of-life tires. Besides, an asphalt concrete with a lower maximum nominal size (AC16) was also used to analyse the influence of the texture in the adherence tests, it was modified with the same polymers added by the same process.

The polymeric wastes were incorporated differently. The plastic polymers (PE, PP and PS) were added to the mixer drum above the coarse aggregate, before the fine aggregate and the bitumen, while the rubber was added after the binder.

The next figures present the process to manufacture 10 kg of modified mixture, taking as example the preparation of the PP mixture.



Figure 13. Polymeric waste (PP) and natural aggregate in the mixer



Figure 14. Polymeric waste poured on the aggregates and mixture without bitumen



Figure 15. Addition of bitumen and final mixture

In this way, the polymers were softened so that they basically coated the aggregates, thus improving the linkage among them. Besides, they also improved the adherence between binder and aggregates (67). In the case of the rubber, it was mainly mixed with the bitumen, interacting in this way with the bitumen modifying its properties (98), and acting as elastomer into the mixture.

Different tests were carried out with the modified mixtures in the same conditions, with the aim to compare the influence of each polymer.

In a first phase, the tests of the Spanish specifications were carried out: the voids test (UNE-EN 12697 – 8), the water sensitivity test (UNE-EN 12697 – 12) to assess the loss of cohesion of the mixtures, and the wheel tracking test (UNE-EN 12697 – 22) to evaluate the resistance against plastic deformation. In a second phase the behaviour of the mixtures were deeply analysed using dynamic tests. The stiffness (UNE-EN 12697 – 26) of the mixtures was calculated, from which the master curves and the Black diagram of each of them were obtained. The fatigue resistance (UNE-EN 12697 – 24) was also analysed, and the workability test with the gyratory machine (UNE-EN 12697 – 31) was used to check if the incorporation of the residual polymers required changing the compaction process. Besides, taking into consideration that the residual polymers can change the skid resistance and the

adherence between layers, other tests were performed to assess these properties. The British pendulum from Transport Road Research Laboratory (TRRL) was adapted to different conditions of the mixtures surface to evaluate the skid resistance. Finally, adherence between layers was analysed by both shear and fatigue to shear tests. The LCB shear test (acronym of Road Research Laboratory of Barcelona in Spanish) (99) evaluated the adherence of two specimens by applying a direct shear stress at constant speed in the joint junction. The real performance of the pavement responds to repetitive and short loads (110), so that the bituminous mixtures underwent a dynamic shear fatigue test developed by the School of Civil Engineering from Santander (105), applying a parallel load to the junction levels of the layers. In this way, we can compare the different types of mixtures in the same conditions, and analyse the adherence between layers under a static and a dynamic load.

8.5. RESULTS AND DISCUSSION

The experimental results of this thesis are presented in this chapter, they are divided in function of the project they are linked with. Firstly, the behaviour of the three mixtures (AC, PA and BBTM) designed by replacing part of their mineral fraction with black slag and RAP is presented in the section 8.5.1. These alternative materials were used in a simple way that favours their utilization in any conventional asphalt plant. All the aggregates sizes of RAP were used in the AC16 mixtures, except the aggregates bigger than 16 mm.

8.5.1. BITUMINOUS MIXTURES WITH ALTERNATIVE AGGREGATES AND RUBBER MODIFIED BITUMEN AT REDUCED TEMPERATURE

The results correspond with two phases: the analysis of the binder with the additives, and the incorporation of the selected binder to the mixtures.

The aim in the first stage was to select the optimal additive that decreases the manufacturing temperature of the rubber modified bitumen of reference. This binder of reference was analysed with the two preselected waxes: the Fischer – Tropsch and the fatty acid amide wax. The rheological behaviour of the three bitumen (the reference one and both transformed with the two waxes) was studied, and the optimal wax to be employed in the project was selected. In the second stage the mechanical and dynamic properties of the mixtures were assessed with more than 80 % of the aggregates replaced by slags from

EAF and RAP. The bitumen used were the reference one (PMB 45/80 – 60C), and this bitumen already transformed with the selected wax.

- Viscosity analysis and rheological behaviour

These tests were performed with a DHR-I rheometer of TA Instruments. The percentage of wax added was always 3 % of bitumen weight, while the mixing process was carried out at 150 °C with an IKA homogenizer for 5 minutes at 15.000 rpm.

The viscosity was measured with the DSR rheometer in rotational mode in a range of temperature from 100 °C to 190 °C, which covers the manufacturing and compaction procedure. The results showed that when the temperature is higher than the melting point of the waxes, this decreases the viscosity of the reference bitumen (Figure 16).

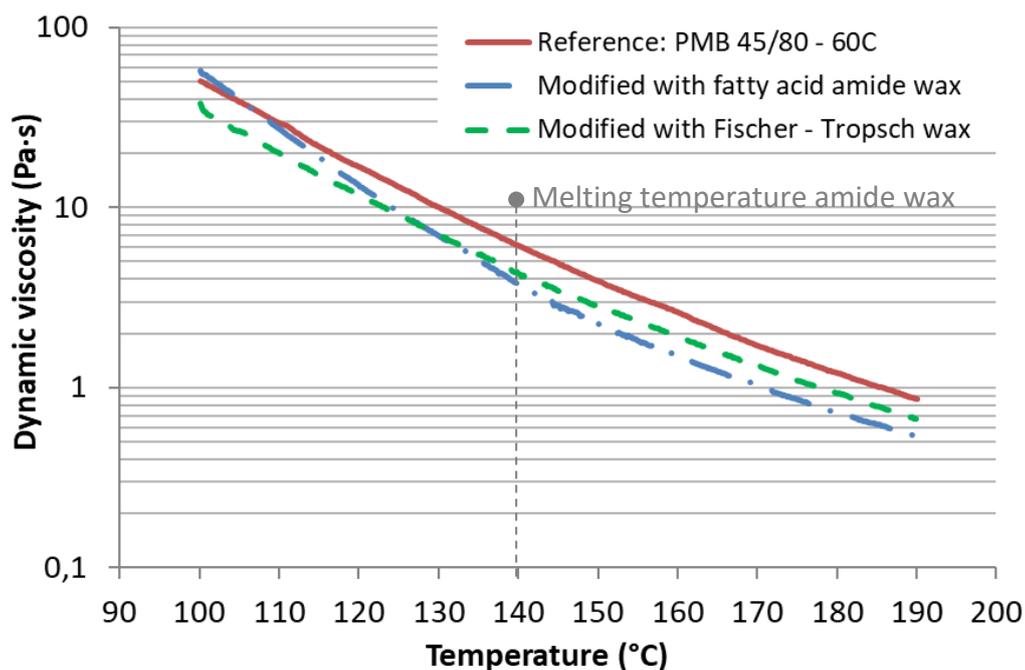


Figure 16. Viscosity of three bitumen at manufacturing and compaction temperatures

As it can be observed in Figure 16, the addition of the fatty acid amide wax decreases more the viscosity of the rubber modified bitumen than the Fischer – Tropsch wax, when the temperature of the mixture is above its melting point (140 °C). However, when the temperature falls below 130 °C the viscosity of the CRM bitumen with wax starts rising, reaching the viscosity of the original CRM bitumen at around 100 °C. Therefore, the behaviour of the reference bitumen with the wax can be divided into two zones:

Zone A. Above the melting point of the wax (from 140 °C to 190 °C), where the viscosity of the bitumen with wax is below and parallel to the reference bitumen.

Zone B. Under the melting point of the wax (from 100 °C to 140 °C), where the viscosity of the bitumen with the wax increases faster than the viscosity of the reference bitumen.

The viscosity of the bitumen with the Fischer – Tropsch wax is parallel and lower than the reference binder in all the gap of temperatures analysed (100 °C – 190 °C). It should be noticed that the melting temperature of this wax (90 °C) is lower than the range of temperatures.

The curves of viscosity obtained were adjusted to Arrhenius equation, where μ (Pa·s) is the viscosity, T is the temperature in kelvin degrees, E_f (J/mol) is the flow activation energy, R is the universal gas constant (8.314 J/mol · K), and A is the fitting parameter.

Equation 1. Arrhenius equation

$$\eta = A \cdot e^{\frac{E_f}{R \cdot T}}$$

Table 7 presents the Arrhenius equation for the reference bitumen with and without the waxes in the two different zones: above (A) and under (B) the melting temperature of the fatty acid amide wax, due to it presents a change in its behaviour.

Binder	Zone	Equation	E_f (J/mol)	R^2
PMB 45/80-60 C	A	$\eta = 153,464 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{7188,73}{T}}$	59767	0,99
PMB 45/80-60 C + Fischer - Tropsch wax		$\eta = 167,645 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{7022,87}{T}}$	58389	0,97
PMB 45/80-60 C + Fatty acid wax		$\eta = 168,539 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{6948,74}{T}}$	57771	0,99
PMB 45/80-60 C	B	$\eta = 10,231 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{8317,61}{T}}$	69152	0,99
PMB 45/80-60 C + Fischer - Tropsch wax		$\eta = 14,131 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{8050,88}{T}}$	66936	0,98
PMB 45/80-60 C + Fatty acid wax		$\eta = 0,058 \cdot 10^{-9} \cdot e^{\frac{10266,62}{T}}$	85356	0,99

Table 7. Viscosity curves and activation energy for both bitumen and zones

In zone A, the bitumen with fatty acid amide wax showed the highest decrease of the

activation energy, meaning that less energy is required for molecular movement when the temperature is higher than its melting point. On the other hand, the behaviour is the opposite when the temperature is below the melting point (zone B) and the wax changes from liquid to solid, the resistance to flow of the reference bitumen with the fatty acid amide wax increases the activation energy. This is clearly reflected in the change of slope that is produced between 130 °C and 140 °C.

The viscosity of the three binders was also analysed at conventional service temperatures of the road, between 20 °C and 75 °C, with the DSR rheometer in oscillatory mode (it is not possible to measure the viscosity with the rotational mode at these temperatures). The Figure 17 includes the viscosity at 1,59 Hz.

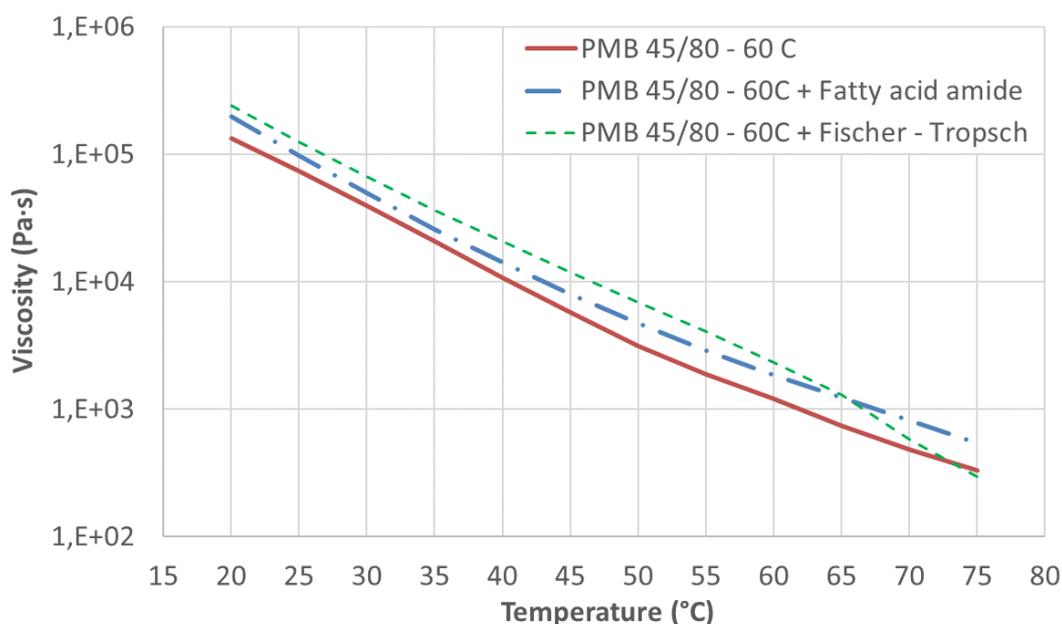


Figure 17. Viscosity of bitumen at service temperatures of road

When the fatty acid amide wax is incorporated the viscosity at service temperatures is slightly higher than the reference bitumen. In the case of Fischer – Tropsch wax its viscosity is higher than the reference binder at temperatures lower than 75 °C, and higher than the viscosity of bitumen with the fatty acid amide wax at temperatures lower than 65 °C.

The fatty acid amide wax was finally selected because it decreases more the viscosity at manufacturing temperatures, and it reaches the viscosity of reference binder at higher temperatures than the Fischer – Tropsch wax, so the risk of suffering plastic deformation at high service temperatures is lower.

The viscosity curve was used to calculate the temperature at which the bitumen with wax reaches the same viscosity than the original CRM bitumen at its recommended production temperature (170 °C). According to the results, the temperature could be reduced by 15 °C; so, the asphalt mixture with fatty acid amide wax can be manufactured at 155 °C.

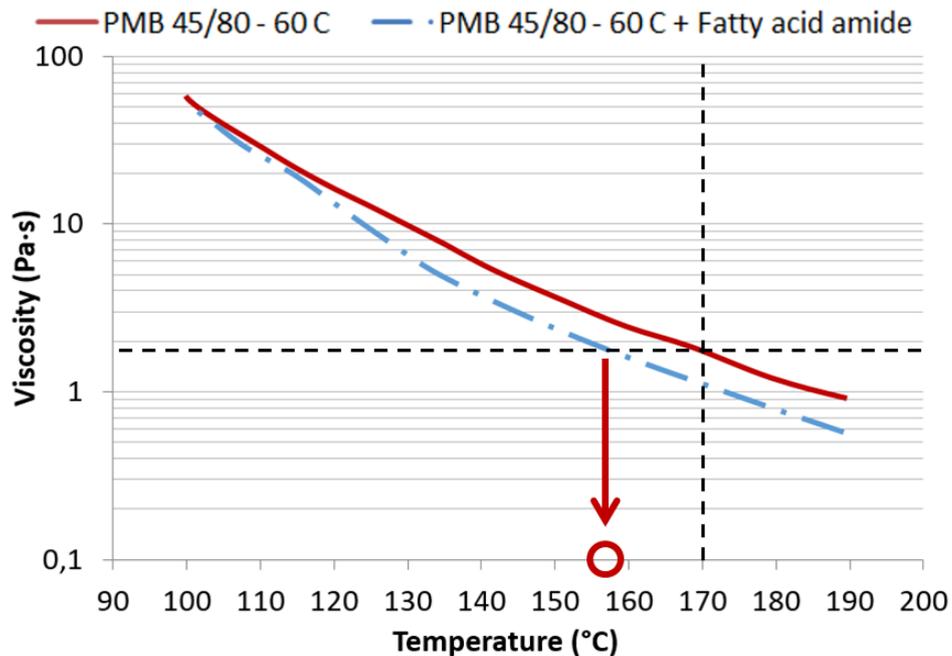


Figure 18. Result of the viscosity test

Taking into account that the manufacturing temperature of the reference bitumen ranges from 165 °C to 175 °C (170 °C is the average), bituminous mixtures incorporating fatty acid amide wax to the rubber modified bitumen could be manufactured between 150 °C and 155 °C, this is the same range of temperatures than mixtures with conventional 50/70 bitumen.

The rheological behaviour of both bitumen was analysed to evaluate the influence of the wax on the performance of the rubber modified bitumen. The stiffness (G^*) and phase angle (δ) of the reference bitumen PMB 45/80 – 60C and this bitumen with the 3 % of fatty acid amide wax are shown in Figure 19 and Figure 20.

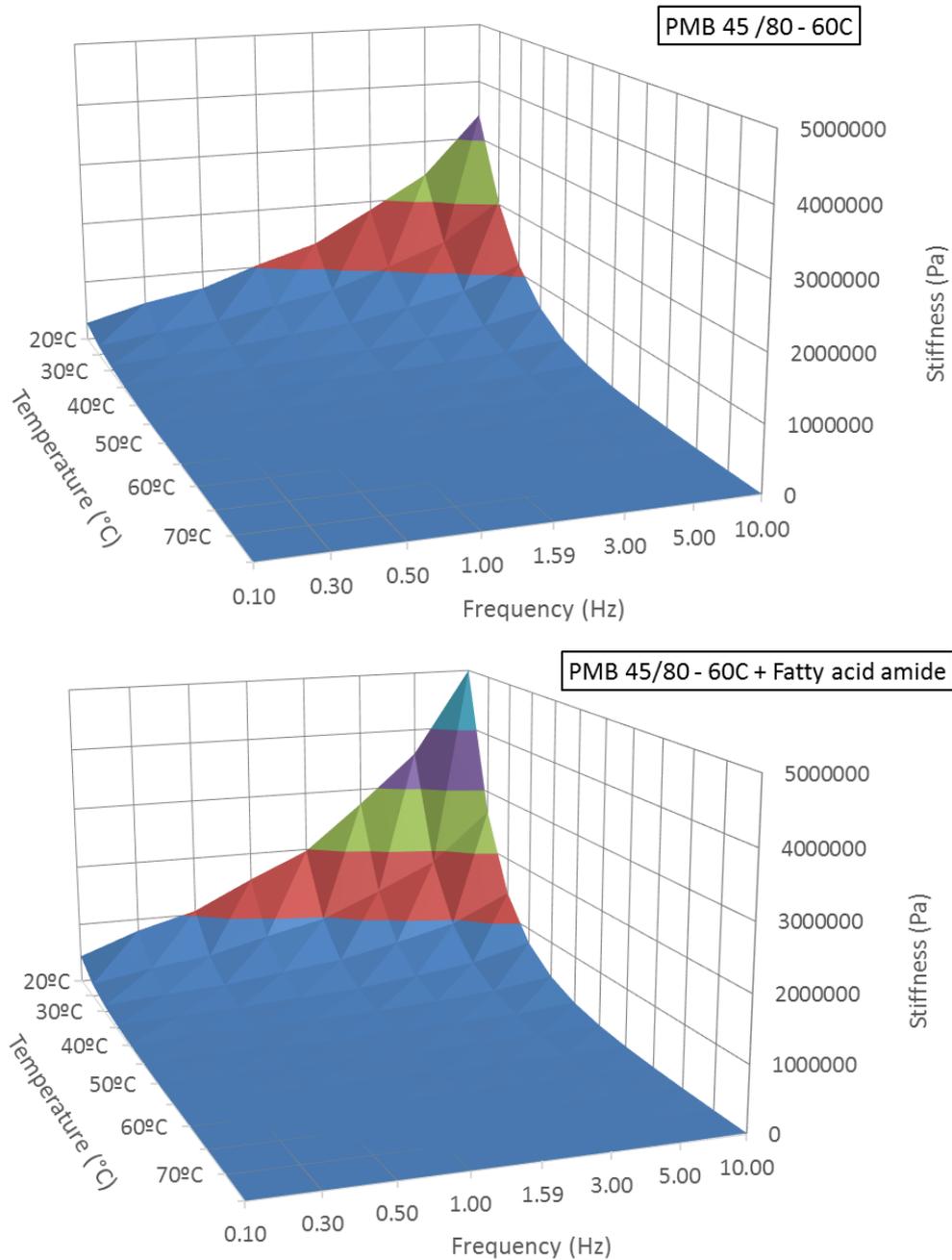


Figure 19. Stiffness. Downwards: reference bitumen and reference + Fatty acid amide wax

As it can be observed, the addition of the wax increased the stiffness, especially at low temperatures and high frequencies, and decreased the phase angle, suggesting a more elastic behaviour of the bitumen with wax. However, unlike the case of the stiffness, the bigger differences in the phase angle are produced at high temperatures and low frequencies. On the other hand, the relation of the phase angle with the temperature and frequency also changed, since a more horizontal plane is obtained, which implies that the

bitumen with the wax is less dependent on these parameters.

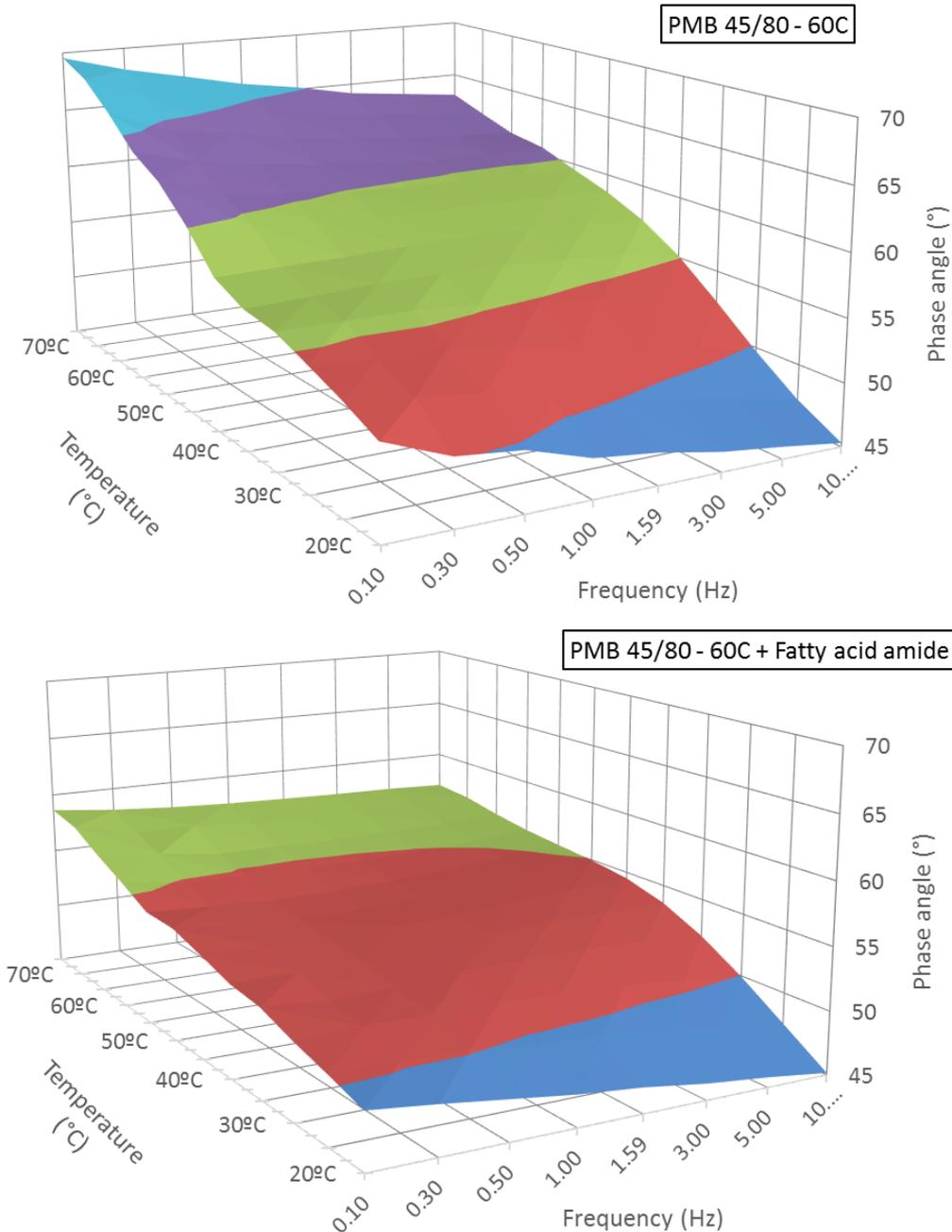


Figure 20. Phase angle. Downwards: reference bitumen and reference + Fatty acid amide wax

Likewise, the master curve for both bitumen was developed. The stiffness results were adjusted to a sigmoidal curve by least-squares fitting:

Equation 2. Sigmoidal curve

$$\text{Log } G^*(\text{Pa}) = \alpha + \beta / (1 + \exp(\rho - \gamma \cdot \log \omega_r))$$

Where α is the lower asymptote, β is the difference between the values of upper and lower asymptote, ρ and γ are shape parameters (they define the position of the turning point and the slope respectively)(111) and ω_r is the reduced frequency:

Equation 3. Reduced frequency

$$\omega_r = a_T \cdot \omega \text{ (rad/s)}$$

ω_r links the frequencies of the test (ω) with the temperature (a_T):

Equation 4. Curve of temperature

$$a_T = a_1 \cdot T(^{\circ}\text{C})^2 + a_2 \cdot T(^{\circ}\text{C}) + a_3$$

Where a_1 , a_2 and a_3 are shape parameters.

The same shift factors derived for the stiffness were used to obtain the master curve of the phase angle. These master curves are shown in Figure 21.

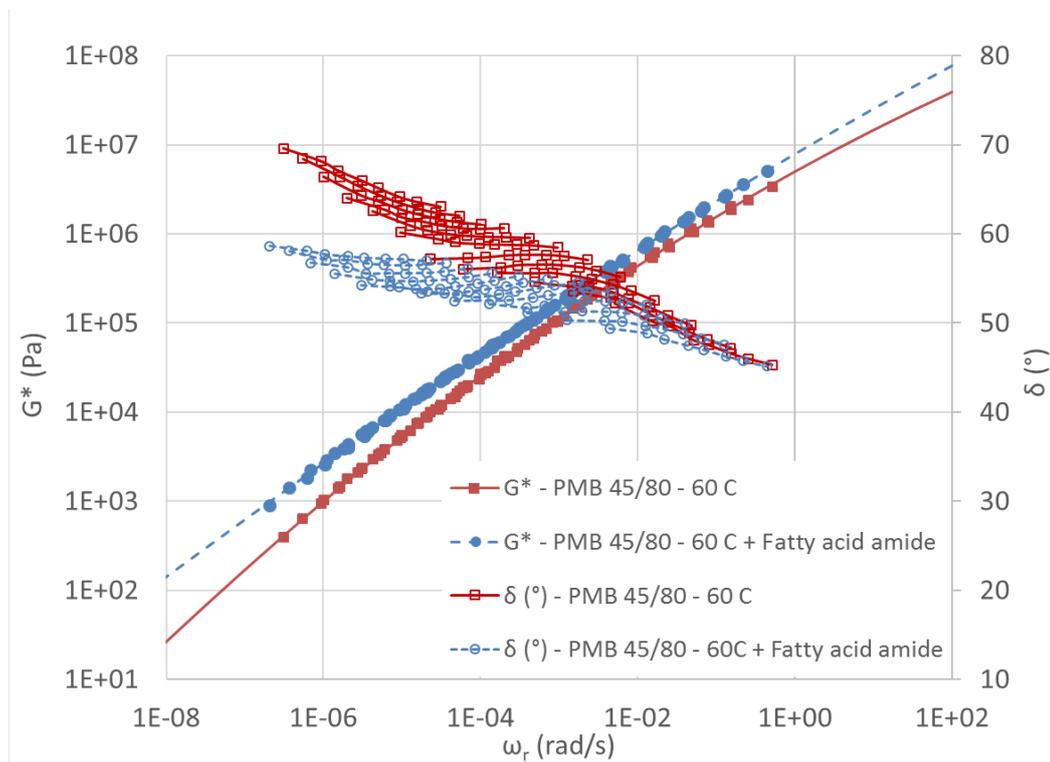


Figure 21. Master curves of CRM bitumen alone and with the fatty acid amide wax

According to this figure, a higher complex modulus is obtained for all the reduced frequencies when the wax is added to the CRM bitumen, which is in agreement with the work of other authors (80, 107). The biggest difference in the complex modulus of the reference bitumen and the bitumen/wax mixture is produced at low reduced frequencies

(or high temperatures), so this increase of the binder stiffness should improve the resistance against permanent deformation. However, when adding the wax, a slight increase of the stiffness is also observed at high reduced frequencies (or low temperatures), what could imply that the bitumen is more prone to cracking.

On the other hand, the wax decreases the phase angle associated to each modulus, making the binder more elastic especially at low reduced frequencies, as it was previously explained. It should also be noticed that both binders show a lack of linearity probably due to the modification of the bitumen structure caused by the rubber; therefore, the elasticity of the polymer and the viscoelastic behaviour of the binder are being assessed.

The parameters of the master curve and the correlation coefficients are shown in Table 8. In both cases, the value of α is negative, which means that G^* at low frequencies (or high temperatures) is very small. The asymptotes of the bitumen with wax are higher than asymptotes of reference bitumen, which coincides with its increase of the stiffness.

	α	β	ρ	γ	a_1	a_2	a_3	R^2
PMB 45/80 – 60C	-18,85	30,21	-1,70	0,12	$5,72 \cdot 10^{-4}$	-0,13	0,30	0,997
PMB 45/80 – 60C + fatty acid amide	-12,60	26,87	-0,97	0,10	$5,80 \cdot 10^{-4}$	-0,13	-0,30	0,998

Table 8. Master curve parameters

The increase in the ρ parameter when the wax was added means that the horizontal position of its turning point increased. However, this did not imply a reduction of the hardness of the bitumen with wax as it was stated by another author (106)), because the master curve of the bitumen with wax is always above the reference bitumen due to the differences in the position of the asymptotes. The slope is quite similar in both cases.

Finally, the thermal susceptibility was also analysed with the value of $\tan(\delta)$. The phase angle (δ) links the elastic and viscous component of a binder, so $\tan(\delta)$ is a way to characterize its behaviour. A flat curve implies a lower susceptibility to temperature, which is important to achieve a material able to resist the plastic deformation (108). The values of $\tan(\delta)$ are presented in Figure 22 for both bitumen at 1,59 Hz, which has been considered as the representative frequency. According to the results, the thermal susceptibility is decreased when the wax is added because it shows a more horizontal curve, besides it is always below the reference binder, so it has a more elastic behaviour.

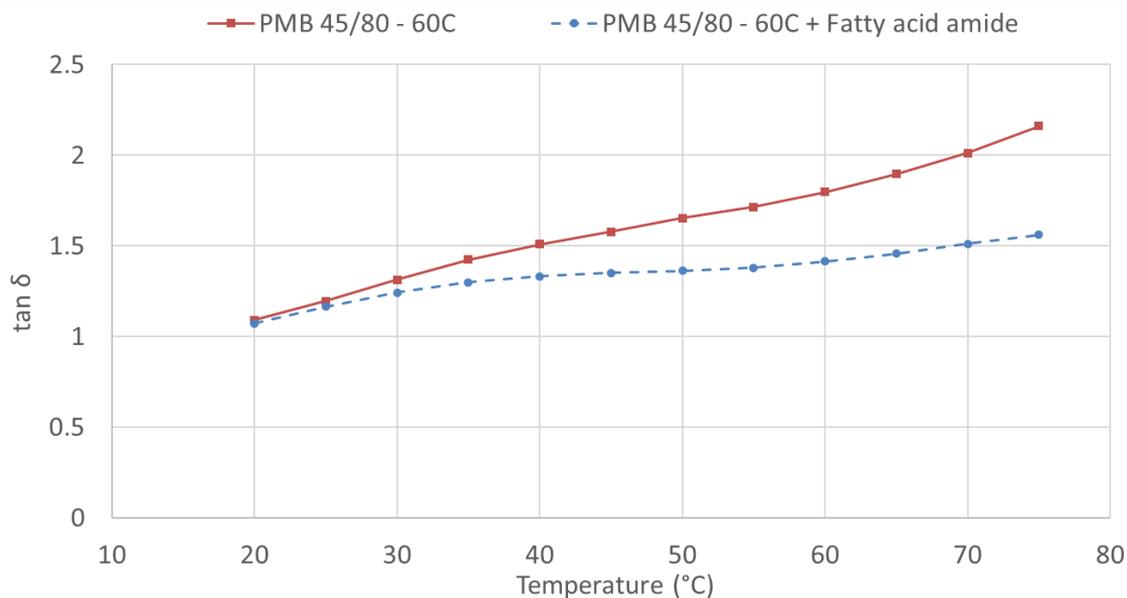


Figure 22. Tan (δ) values of both bitumen

The rheological analysis of the bitumen samples showed that the incorporation of fatty acid amide wax increases the modulus and the elastic behaviour of rubber modified bitumen, makes the binder less sensitive to thermal variations, and decreases the manufacturing temperature approximately by 15 °C.

- Mechanical characterization of the mixtures

The aim was to maximize the use of alternative materials, adjusting them to the particle size distribution of our mixtures (AC, PA and BBTM). The design of mixtures was carried out by volume due to the high specific weight of the black slag, much higher than the other aggregates, so that in this way the mixtures have a compactness and percentage of voids similar than conventional mixtures with natural aggregates.

The initial aim was to introduce approximately 20 % of RAP by volume of aggregates in the three mixtures. Nevertheless, the tests carried out showed that the incorporation of RAP in the PA and BBTM mixtures worsen their performance and do not allow to decrease the percentage of virgin binder. As the fine fraction is small in these mixtures, it was decided to use black slag in the coarse fraction in both, and limestone in the fine fraction. Anyway, the final percentage of recycled material in mixture was from 80 % to 90 % by volume, fulfilling the requirement of test mixtures with a high percentage of alternative aggregates.

Therefore, the RAP was used only in the AC mixture. With a continuous particle size distribution, it was used in all the sizes of the mixture (from 16 mm to filler). The coarse

fraction was completed with the black slag, and the fine fraction with limestone. This RAP had 4 % by weight of residual binder, so it incorporated a 0,5 % of binder to the new AC mixture. This quantity did not reduced the amount of virgin bitumen, due mainly to the RAP was used as the other aggregates, it means it was heated up to 175 °C, what transformed the RAP a “black aggregate”.

The final dosage for each mixture is shown in the Table 9. These percentages are the result of several previous tests modifying the proportions of the materials.

Material	AC 16 S		BBTM 11 B		PA 16	
	% Volume	% Weight	% Volume	% Weight	% Volume	% Weight
Black slag	60	69	78	83	88	91
Limestone	19	16	17	13	7,5	5
RAP	18	14	-	-	-	-
Filler	3	1	5	4	4,5	4
New bitumen / Mixture		3,80		3,75		3,85
Total bitumen / Mixture		4,30		3,75		3,85

Table 9. Percentage of each material

The final percentage of virgin binder is lower than usual due to the high specific weight of black slag, which makes that these mixtures are denser than the conventional ones.

The result of the mechanical tests including in the Spanish normative for the characterization of each mixture are presented below. The analysis has been carried out dividing the results in function of the mixture, and taking into consideration that the mixture with the reference binder with rubber was manufactured at 170 °C, while the mixture with this binder and the fatty acid amide was produced at 155 °C.

- *Asphalt concrete (AC16 S)*

Marshall samples were used for the voids (UNE EN 12697 – 8) and the water sensitivity test (UNE EN 12697 – 12), while for the wheel tracking test (EN 12697 – 22) were slab used with a height of 50 mm. Table 10 presents the results for both asphalt concretes depending on the temperature of each one.

Temperature	Conventional (170 °C)	Reduced with wax (155 °C)	Spanish standard
Voids test (UNE EN 12697 – 8)			
Density (g/cm ³)	2,892	2,891	-
Voids in mixture (%)	5,3	5,3	4 – 6
Voids in aggregates (%)	17,2	17,2	> 15
Water sensitivity test (UNE EN 12697 – 12)			
I. T. S. Dry (Kp)	1790,9	1555,5	-
I. T. S. Wet (Kp)	1757,7	1411,6	-
I. T. S. R. (%)	98	91	≥ 85
Wheel tracking test (UNE EN 12697 – 22)			
Slope (mm/1000 cycles)	0,04	0,03	≤ 0,07
Tracking depth (mm)	2,1	2,1	-

Table 10. Mechanical properties of AC 16 S at both temperatures

The results followed a normal distribution and there was homogeneity of variances so a T-Student test was performed to analyse the results. Table 11 collects the significances obtained.

p-value	Voids test	Water sensitivity test		Wheel tracking test
		Dry	Wet	
	0,883	0,003	0,000	0,090

Table 11. Significances of the mechanical tests of AC mixtures

The mixture manufactured at reduced temperature did not have differences in the void test, but it decreased significantly the indirect tensile strength ratio in the water sensitivity test (p-values under 0,05). An increase of the resistance against plastic deformation, although not significant, was produced which agrees with the increment of the viscosity and the stiffness of the bitumen with wax below its melting temperature.

- *Very thin asphalt concrete (BBTM 11 B)*

The voids test (UNE EN 12697 – 8), the water sensitivity test (UNE EN 12697 – 12), and the resistance against plastic deformation test (UNE EN 12697 – 22) with slabs of 40 mm height were carried out. Besides, the Cantabro particle loss test (UNE EN 12697 – 17) was also performed, required by the Spanish standards until the update of 2008. The results are included on Table 12.

Temperature	Conventional (170 °C)	Reduced with wax (155 °C)	Spanish standard
Voids test (UNE EN 12697 – 8)			
Density (g/cm ³)	2,743	2,689	-
Voids in mixture (%)	16,8	18,1	12 – 18
Water sensitivity test (UNE EN 12697 – 12)			
I. T. S. Dry (Kp)	1169,6	1012,8	-
I. T. S. Wet (Kp)	1084,7	913,4	-
I. T. S. R. (%)	93	90	≥ 90
Wheel tracking test (UNE EN 12697 – 22)			
Slope (mm/1000 cycles)	0,06	0,06	≤ 0,07
Tracking depth (mm)	2,4	2,3	-
Cantabro particle loss test (UNE EN 12697 – 17)			
Loss mass (%)	9,8	11,8	≤ 15*

*Required until 2008

Table 12. Mechanical properties of BBTM 11 B at both temperatures

The results have also a normal distribution and homogeneity of variances, so T-Student was used to analyse them. The significances are presented on Table 13.

	Voids test	Water sensitivity test Dry	Wet	Wheel tracking test	Cantabro test
p-value	0,000	0,017	0,009	0,565	0,254

Table 13. Significances of the mechanical tests of BBTM mixtures

Although both mixtures were manufactured with two binders with the same viscosity, the analysis showed that the mixture manufactured at reduced temperature had significantly more voids, although this increment was small. The indirect tensile ratio decreased significantly, as it happened with the asphalt concrete, but this reduction can be related with the slight increase of the voids percentage. There were not differences in the wheel tracking test and Cantabro particle loss. The results of the mixtures at both temperatures fulfilled the requirement for the highest heavy traffic level and the warmest area, and they can be considered similar to those obtained by a conventional BBTM B.

- Porous asphalt (PA16)

The tests required by Spanish standard for this type of mixture were performed to dose the porous asphalt: the voids test (UNE EN 12697 – 8), water sensitivity test (UNE EN 12697 –

12) and Cantabro loss particle test in dry conditions (UNE EN 12697 – 17). The effect of the water above this mixture was also checked with the Cantabro loss particle test in wet conditions (NLT-362 Spanish Standard), although this test ceased to be included in the Spanish standards in 2008. The next table shows the result of the mixtures:

Temperature	Conventional (170 °C)	Reduced with wax (155 °C)	Spanish standard
Voids test (UNE EN 12697 – 8)			
Density (g/cm ³)	2,608	2,547	-
Voids in mixture (%)	22,2	24,4	> 20 %
Water sensitivity test (UNE EN 12697 – 12)			
I. T. S. Dry (Kp)	886,0	764,0	-
I. T. S. Wet (Kp)	805,2	706,2	-
I.T.S.R. (%)	91	92	≥ 85
Cantabro loss particle test: dry (UNE EN 12697 – 17) & wet (NLT – 352)			
Mass loss Dry (%)	12,8	14,4	≤ 20
Wet (%)	29,6	33,5	≤ 35*

* Required until 2008

Table 14. Mechanical properties of PA16 at both temperatures

The results followed a normal distribution and there was homogeneity of variances except in the case of the Cantabro particle loss test in wet conditions. In Table 15 the p-values of each test are shown.

	Voids	Water sensitivity		Loss particle	
		dry	wet	dry	wet
P-value	0,052	0,013	0,066	0,535	0,665

Table 15. Significances of mechanical test of PA mixtures

The T of Student and U of Mann-Whitney tests were applied respectively, the ITS of the dry samples in the water sensitivity test is the only statistically different result, with a p-value under 0,05, although this difference can be also due to the higher percentage of voids, test whose p-value is also very close to the 0,05 limit.

- *Mechanical behaviour of the mixtures*

It can be concluded that, in general words, the three designed mixtures have a similar performance independently from the changes in their manufacturing process, although when the wax is incorporated, the results show a trend to increase the percentage of voids,

the resistance against plastic deformations and the loss particles, also decreasing the indirect tensile strength.

All mixtures, at both temperatures, fulfil the specifications required by the Spanish standards for the highest heavy traffic level and the warmest areas.

- **Workability of the mixtures**

The compactability test (EN 12697-10) was carried out to analyse whether a higher level of compaction energy is required when the mixtures are manufactured with the wax at 155 °C. The test was performed with a Controls ICT 76-B0251 gyratory machine on three samples of 100 mm of diameter per type of mixture, the load was 600 KPa, the speed of movement 30 rpm and the angle of rotation 0.82°. The accumulated energy was calculated using the model developed by *del Rio(103)*:

Equation 5. Accumulated energy by weight

$$\frac{W}{m} = \sum_{1}^{N} \frac{W_i}{m} = \frac{2 \cdot \pi \cdot \alpha \cdot A}{m} \sum_{1}^{N} h_i \cdot S_i$$

Where:

W (KJ): energy of compaction;

m (Kg): weight;

N : total cycles applied;

α (rad): inclination angle of the cylindrical sample;

A (m²): Transverse area of the sample;

h_i (m): height of the sample in each cycle i ;

S_i (KN/m²): shear stress measured in each cycle i ;

- *Asphalt concrete (AC16 S)*

The required energy in relation to the percentage of voids is presented in Figure 23.

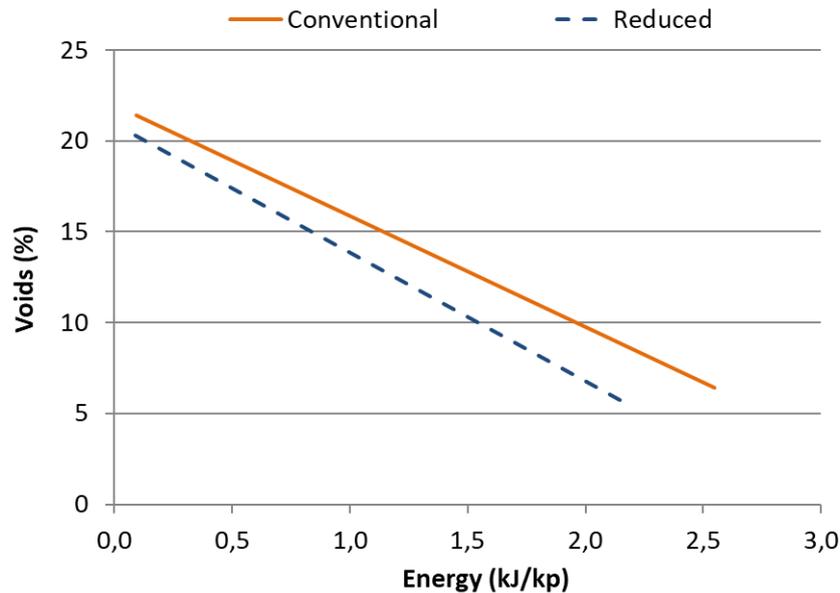


Figure 23. Compaction energy of AC mixtures in function of the percentage of voids

The AC with wax achieves the same percentage of voids with less energy of compaction. Besides, in this case both mixtures have practically the same density of design, so they work with the same percentage of voids. The results were adjusted to straight lines by the least-squares method (Equation 6), whose characteristics are shown on Table 16.

Equation 6. Energy in function of the percentage of voids

$$W \text{ (kJ/kg)} = a - b \cdot H \text{ (%)}$$

Where W (kJ/kg) is the compaction energy per weight unit, H (%) is the voids content of the mixture, and a and b are constant.

The test was carried out with samples of 100 mm diameter, and 512 cycles were applied, but the reference density was not reached. According to previous experiences in the laboratory (103), the reference densities of the types of mixtures used in Spain are usually very difficult to achieve with this size of sample and with the European configuration. Therefore, the required energy to achieve the reference density (W_R) was calculated by extrapolating slightly the calculated line.

Temperature	a	b	W_R	R^2
Conventional	21,96	6,09	2,74 kJ/kg	0,97
Reduced	20,91	7,08	2,20 kJ/kg	0,99

Table 16. Required energy depending on voids for AC mixtures

The mixture at reduced temperature requires less energy to reach its reference density, but the T – student test showed that there are not significant differences (p-value of 0,141).

It is important to highlight that these tests have been performed immediately after manufacturing the mixtures, so the temperature of the mixture has been always higher than the melting temperature of the wax (140 °C).

- *Very thin asphalt concrete (BBTM11 B)*

The compaction energy depending on the voids is presented in Figure 24.

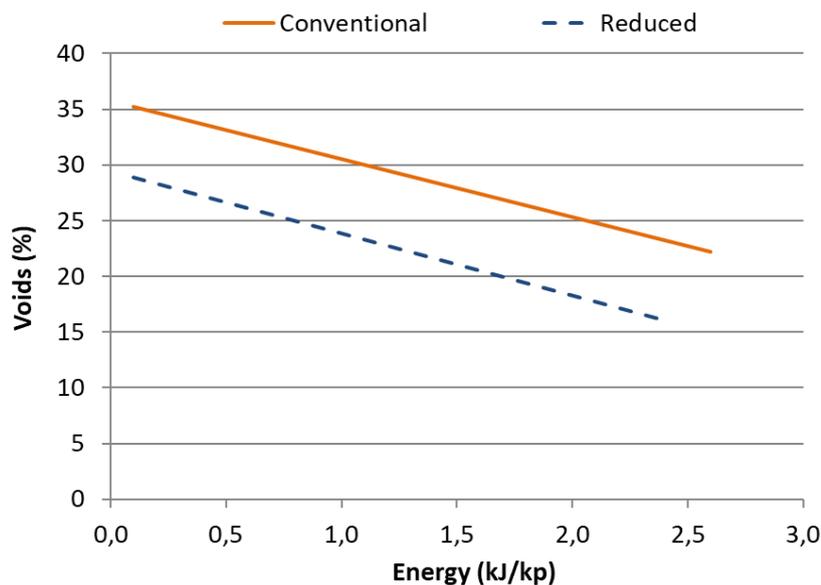


Figure 24. Compaction energy of BBTM mixtures in function of the percentage of voids

The compaction energy of the mixture with the wax is always below the mixture with the reference bitumen, therefore to achieve the same percentage of voids the mixture with the wax will always require less energy.

In this case, the mixture with the wax has a percentage of voids slightly higher than the mixture with the reference bitumen, so its compaction is easier (as it is shown in Figure 24), and besides it has to reach a lower density, favouring the demand of even less energy.

The adjusted straight lines by the least-squares (Equation 6) are shown in Table 17.

Temperature	a	b	W_R	R^2
Conventional	35,76	5,23	3,62 kJ/kp	0,96
Reduced	29,41	5,56	2,04 kJ/kp	0,97

Table 17. Required energy depending on voids for BBTM mixtures

In spite of the difference in the results, the statistical analysis showed that there were not significant differences between the mixtures compaction, with a p-value of 0,690 in the T-Student test.

- *Porous asphalt (PA16)*

The Figure 25 shows the energy of compaction in function of the percentage of voids for the porous asphalt.

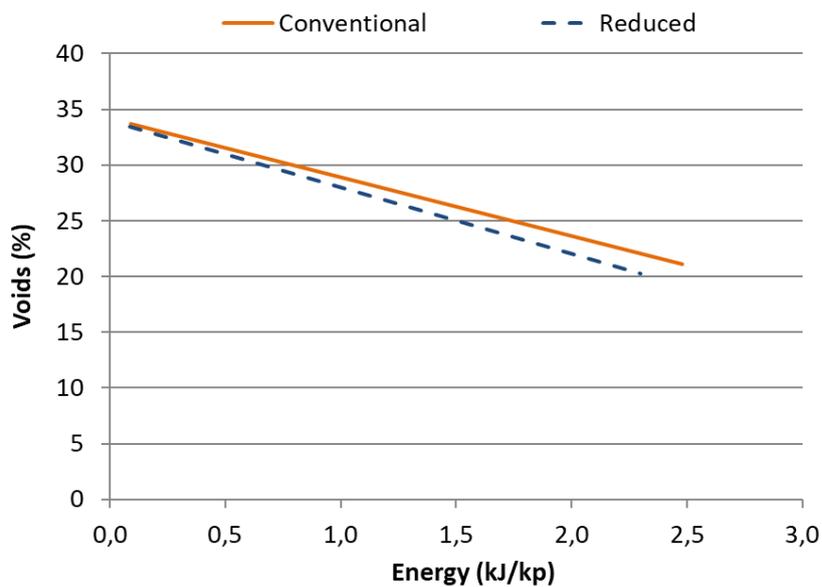


Figure 25. Compaction energy of PA mixtures in function of the percentage of voids

The analysis of the compaction energy shows that for this type of mixture, when voids of mixtures are the same, the reduction of the energy when the wax is added is very small. Nevertheless, as it happened with the BBTM mixtures, in this case there are slight differences between the densities of the mixtures, modifying the final energy required by each mixture. Table 18 presents the energy for each porous asphalt mixture.

Temperature	g	f	W_R	R^2
Conventional	34,16	5,28	2,26 kJ/kp	0,96
Reduced	33,91	5,93	1,60 kJ/kp	0,95

Table 18. Required energy depending on voids for PA mixtures

In this case, as the mixture manufactured at reduced temperature with the wax had a lower density and higher percentage of voids, its required compaction energy is lower. In order to confirm the significance of the results, and as they followed a normal distribution and there was homogeneity of variances, the T-Student test was carried out. The analysis

showed that the compaction energy of both PA mixes did not have significant differences (p-value 0,315).

- *Workability behaviour of the mixtures*

The compaction energy has been always lower for the three mixtures manufactured at reduced temperature with the wax; nevertheless, the difference has not been significant in any case.

The BBTM mixtures require a higher compaction energy than the AC and PA, due to their discontinuity in the particle size distribution, which produces a greater internal friction. Besides, this type of mixture presented the greatest differences when the wax was incorporated, achieving the greatest decrease of the compaction energy. The porous asphalt requires the lower energy compaction, and they presented the lower differences in their compactness.

- **Dynamic tests of the mixtures**

These tests are not required by the Spanish standard, but they are very important to find out the behaviour of the mixtures. The stiffness test and fatigue resistance test were carried out with a universal hydraulic machine Zwick Z100 with 11 samples at 20 °C in both cases. The former was performed with a fixed strain (50 $\mu\text{m}/\text{m}$) and frequencies from 0,1 Hz to 30 Hz. The latter was done at 30 Hz, its failure criterion was the cycle (N) for which the sample presented a stress of $S_0/2$, being S_0 the initial stress for the imposed strain (ϵ) after 100 initial cycles. This is equivalent to decreasing the initial stiffness of the material until its half. The fatigue laws were calculated with the next equation:

Equation 7. Fatigue law

$$\epsilon(\text{m}/\text{m}) = a \cdot 10^{-3} \cdot N(\text{Cycles})^b$$

- *Asphalt concrete (AC16 S)*

Below the dynamic results in the case of the AC for both temperatures are presented.

Stiffness. Four point bending test (EN 12697-26. Annex B)

The results are presented on the Table 19.

Frequency (Hz)	Conventional temperature (170 °C)		Reduced temperature (155 °C)	
	Dynamic Modulus ± Deviation (MPa)	Phase angle ± Deviation (°)	Frequency (Hz)	Dynamic Modulus ± Deviation (MPa)
0,1	1827 ± 367	24,7 ± 2,0	2690 ± 291	25,3 ± 0,9
0,2	2128 ± 404	24,4 ± 1,8	3152 ± 333	24,7 ± 0,8
0,5	2633 ± 464	24,0 ± 1,7	3930 ± 401	23,8 ± 0,7
1	3073 ± 511	23,3 ± 1,6	4612 ± 459	23,0 ± 0,7
2	3597 ± 563	22,6 ± 1,5	5383 ± 526	21,8 ± 0,6
5	4411 ± 638	21,5 ± 1,4	6555 ± 604	20,2 ± 0,6
8	4877 ± 674	20,7 ± 1,3	7221 ± 673	19,3 ± 0,6
10	5094 ± 670	20,4 ± 1,4	7528 ± 699	18,9 ± 0,6
20	5930 ± 821	20,8 ± 3,1	8597 ± 900	18,4 ± 2,9
30	6587 ± 852	19,8 ± 1,6	10021 ± 888	-

Table 19. Stiffness of AC mixtures at conventional and reduced manufacturing temperature

The results of the mixture at 170 °C are similar to those commonly obtained by conventional mixtures, but when the wax is added and the mixture produced at reduced temperature, there is an increment of the stiffness and a decrease of the phase angle, which would confirm the stiffening of bitumen at ambient temperature. The mixture with wax is stiffer and more elastic, so it transmits less loads to the layers below. The U test of Mann-Whitney concluded that the differences between the mixtures were significant (with a p-value of 0,00).

Fatigue resistance. Four point bending test (EN 12697-24. Annex D)

Table 20 includes the initial modulus (S_0), the characteristic strain at 10^6 cycles, the fatigue laws and the coefficient correlation for the AC mixtures manufactured at conventional and reduced temperature.

Temperature (°C)	S_0 (MPa)	strain-characteristic* ($\mu\text{m}/\text{m}$)	Fatigue line	R^2
Conventional (170 °C)	5290	184,9	$\varepsilon = 1,395 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,1463}$	0,93
Reduced (155 °C)	8530	168,4	$\varepsilon = 1,899 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,1754}$	0,88

* 10^6 cycles

Table 20. Results of resistance to fatigue of AC mixtures

The resistance to fatigue is lower in the mixture with the fatty acid amide wax and

manufactured at reduced temperature, which is coherent with the stiffening previously commented, which is also reflected in the initial modulus. Nevertheless, it still has a good value for an asphalt concrete. The statistical analysis concludes that the decrease is not significant (a p-value of 0,733 was obtained through the U test of Mann-Whitney); therefore, it cannot be concluded that the addition of the wax reduces the fatigue resistance.

- *Very thin asphalt concrete (BBTM11 B)*

The stiffness and fatigue resistance for both mixtures (manufactured at conventional and reduced temperature), are presented below.

Stiffness. Four point bending test (EN 12697-26. Annex B)

Table 21 includes the stiffness results.

Frequency (Hz)	Conventional temperature (170 °C)		Reduced temperature (155 °C)	
	Dynamic Modulus ± Deviation (MPa)	Phase angle ± Deviation (°)	Dynamic Modulus ± Deviation (MPa)	Phase angle ± Deviation (°)
0,1	570 ± 126	35,4 ± 1,0	618 ± 95	38,1 ± 0,3
0,2	714 ± 157	34,8 ± 0,8	777 ± 123	37,8 ± 0,4
0,5	969 ± 212	34,3 ± 0,8	1076 ± 169	37,1 ± 0,4
1	1216 ± 265	33,5 ± 0,9	1370 ± 214	36,2 ± 0,5
2	1525 ± 334	32,4 ± 0,9	1748 ± 272	34,9 ± 0,6
5	2048 ± 445	30,6 ± 0,9	2395 ± 367	32,7 ± 0,6
8	2368 ± 515	29,5 ± 0,9	2794 ± 424	31,3 ± 0,7
10	2540 ± 559	29,0 ± 0,9	2993 ± 452	30,7 ± 0,7
20	3115 ± 674	28,1 ± 2,3	3716 ± 586	28,4 ± 0,6
30	3455 ± 709	26,8 ± 1,5	4273 ± 605	28,0 ± 1,2

Table 21. Stiffness of BBTM mixtures at conventional and reduced manufacturing temperature

The results of the mixture at reduced temperature show a slight increase of the dynamic modulus and the phase angle, although in this case the U test of Mann-Whitney determines that there are not significant differences (the p-value obtained in the test was 0,094).

Fatigue resistance. Four point bending test (EN 12697-24. Annex D)

The results for both discontinuous mixtures are shown in the following table.

Temperature (°C)	S ₀ (MPa)	strain-characteristic* (µm/m)	Fatigue line	R ²
Conventional (170 °C)	3120	168,3	$\varepsilon = 3,325 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,2159}$	0,93
Reduced (155 °C)	3530	147,6	$\varepsilon = 3,603 \cdot 10^{-3} \cdot N^{-0,2313}$	0,96

*10⁶ cycles

Table 22. Results of fatigue test of BBTM mixtures

The characteristic strain at 10⁶ cycles is lower and can be confirmed that the initial modulus (S₀) is higher for the mixture manufactured at reduced temperature with the fatty acid amide wax, but as in the case of the stiffness test the U test of Mann-Whitney got a significance of 0,678; therefore, there were not significant differences between the mixtures.

- *Porous asphalt (PA16)*

The results of the dynamic tests in the case of the PA mixtures are presented below.

Stiffness. Four point bending test (EN 12697-26. Annex B)

The stiffness and phase angle are presented on Table 23.

Frequency (Hz)	Conventional temperature (170 °C)		Reduced temperature (155 °C)	
	Dynamic Modulus ± Deviation (MPa)	Phase angle ± Deviation (°)	Dynamic Modulus ± Deviation (MPa)	Phase angle ± Deviation (°)
0,1	734 ± 290	41,2 ± 3,9	379 ± 55	38,6 ± 3,4
0,2	782 ± 249	40,2 ± 3,9	476 ± 55	38,1 ± 2,2
0,5	929 ± 240	38,8 ± 3,9	665 ± 68	37,5 ± 1,7
1	1088 ± 253	37,4 ± 3,9	851 ± 83	36,8 ± 1,2
2	1274 ± 267	36,1 ± 4,2	1091 ± 101	35,7 ± 1,0
5	1618 ± 314	34,1 ± 4,4	1512 ± 138	33,7 ± 0,9
8	1881 ± 391	32,8 ± 4,6	1774 ± 158	32,4 ± 0,8
10	1965 ± 383	32,3 ± 4,5	1906 ± 169	31,9 ± 0,7
20	2403 ± 471	33,0 ± 4,5	2384 ± 211	29,9 ± 0,7
30	2674 ± 518	29,7 ± 4,5	2796 ± 186	29,7 ± 1,7

Table 23. Stiffness of BBTM mixtures at conventional and reduced manufacturing temperature

A slightly lower dynamic modulus was obtained for the PA mixture with wax, especially at the lowest frequencies. However, the statistical analysis carried out indicated that there are not statistical differences between the mixtures, since the significance in the U test of Mann-Whitney was 0,164.

In spite of the differences shown by the binders in the rheology test, the addition of wax has not significantly affected the stiffness of the porous asphalt, as it happened with the other types of mixture. The higher the percentage of voids, the lower the difference between mixtures. This point is probably because the stiffness is more influenced by the percentage of voids.

Fatigue resistance. Four point bending test (EN 12697-24. Annex D)

Technical problems with the universal hydraulic machine impeded to perform properly the fatigue resistance test with the porous asphalt at the conventional temperature without wax. The fatigue law of the mixture with wax manufactured at reduced temperature (155 °C) is presented below.

Table 24 includes the initial modulus (S_0), the strain-characteristic at 10^6 cycles, the fatigue laws and the coefficient correlation for the PA mixture manufactured at reduced temperature with the wax.

S_0 (MPa)	strain-characteristic* ($\mu\text{m/m}$)	fatigue law	R^2
2329	165	$\epsilon(\text{m/m}) = 3,947 \cdot 10^{-3} \cdot N(\text{cycles})^{-0,230}$	0,79

* 10^6 cycles

Table 24. Fatigue resistance of PA at reduced temperature

The strain-characteristic for 10^6 cycles can be considered similar to the result obtained by a conventional PA mixture. Although there are not specific requirements for the fatigue resistance of PA mixes, the replacement of natural aggregates and the addition of wax are not a limitation, at least for this property.

- *Dynamic behaviour of the mixtures*

The addition of the wax to the rubber modified bitumen of reference increases the stiffness of the mixture and decreases its fatigue resistance. The influence of the wax is greater in the mixtures with less voids. In the case of the AC mixtures, there are significant differences in the dynamic modulus depending on whether the wax has been incorporated or not, but

these differences are minimized as the percentage of voids are increased, until finally they are not significant.

Figure 26 shows the stiffness of the different mixtures. The increase of the stiffness due to the wax can be observed in the case of AC, and how it is reduced when the voids are increased until it is inappreciable for the PA mixtures.

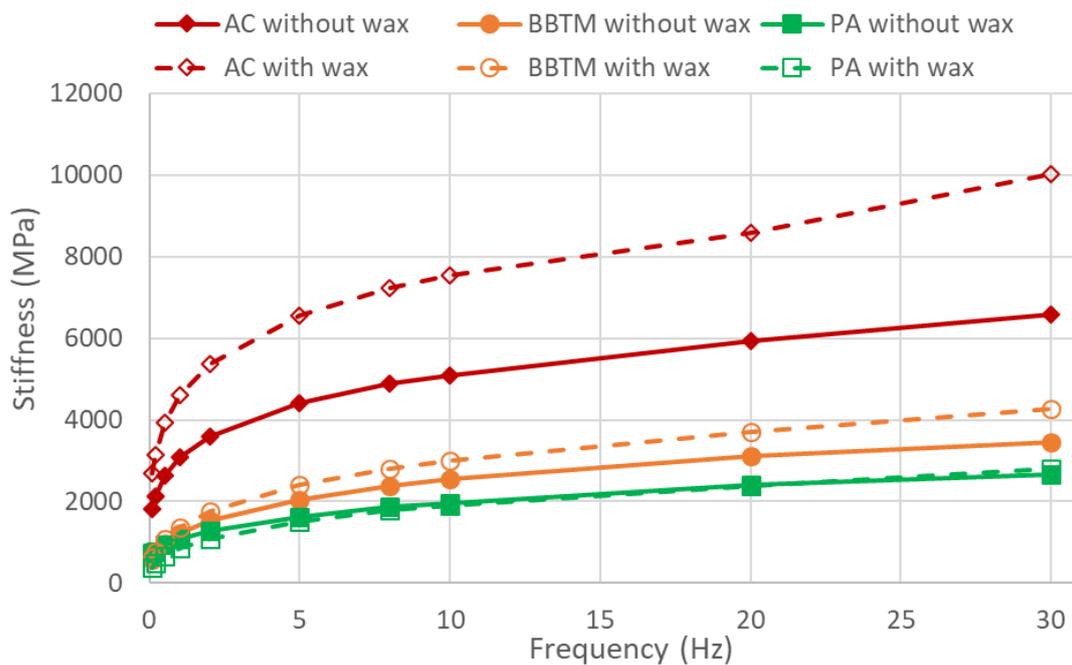


Figure 26. Stiffness of the mixtures in function of frequency

8.5.2. USE OF POLYMERIC WASTE BY DRY WAY

This chapter presents the modifications of an asphalt concrete when different polymeric wastes are added by dry way. Due to a part of this thesis belongs to the POLYMIX project, ACCIONA Infrastructures performed the initial design of the reference mixture and the percentage of the polymer to add, using the required tests included in the Spanish specifications, such as the voids test and the water sensitivity test (89).

Other activities were carried out in the School of Civil Engineering Construction of Santander, like the assessment of the plastic deformation, the stiffness, the fatigue resistance, the workability of the modified mixtures, the skid resistance, and the adherence between layers.

Table 25 includes the different asphalt concrete manufactured in function of its maximum nominal size and residual polymer used.

Maximum aggregate size (mm)	Polymeric waste	Mixture
22	-	AC22 REF
	Polyethylene	AC22 PE
	Polypropylene	AC22 PP
	Polystyrene	AC22 PS
	Rubber (end-of-life tires)	AC22 ELT
16	-	AC16 REF
	Polyethylene	AC16 PE
	Polypropylene	AC16 PP
	Polystyrene	AC16 PS
	Rubber (end-of-life tires)	AC16 ELT

Table 25. Asphalt concretes

- **Initial tests of design**

The reference mixture designed by ACCIONA in a previous stage was a semi-dense Asphalt Concrete for surface layer (AC22 surf 50/70 S). The amount of bitumen used was 4.8% based on total weight of mix. The temperature of the bitumen and aggregates were 155 °C and 175 °C, respectively. The reference mixture as well as the modified with the polymeric waste fulfilled the standards relative to voids and water sensitivity.

Mixture	Density UNE EN 12697 – 8 (g/cm ³)	Voids in mixture UNE EN 12697 – 8 (%)	Water sensitivity UNE EN 12697 – 12 (%)
AC22 REF	2,332	4,4	97,8
AC22 PE	2,308	4,8	89,2
AC22 PP	2,346	4,1	90,4
AC22 PS	2,324	4,5	92,8
AC22 NFU	2,318	4,8	94,3

Table 26. Characteristics of the mixtures

After this first stage developed by ACCIONA, the behaviour of the modified mixtures with the residual polymers was studied more deeply. The results of the tests carried out are shown below.

- **Behaviour against plastic deformations**

The results of the wheel tracking test (EN 12697-22) are shown in Table 27. The test was applied to four 60 mm high specimens per modified mixture, which were tested at 60 °C. The load used was 700 N.

Mixture	Average slope (mm/103 cycles)	Rut depth (mm)
REF	0,08	2,7
PE	0,05	2,6
PP	0,06	2,4
PS	0,13	4,3
ELT	0,06	2,8

Table 27. Wheel tracking test

The reference mixture obtained a good value but its use is not recommended for the highest heavy traffic level in warm areas (the limit value according to the Spanish specifications is 0,07 mm/10³ cycles). The mixtures with PE, PP and ELT considerably increase the resistance against plastic deformation compared with the reference mixture, and they can be used in any road without limitations of heavy traffic level or climatic conditions. The mixture with PP is different since the results obtained were worse than for the reference mixture. This difference can be due to a lower adherent capacity of this polymer with the aggregates, or to its lower glass transition temperature (it is an amorphous polymer), because the other polymers with higher melting temperature have had low plastic deformations.

The results did not follow a normal distribution, the U test of Mann-Whitney was done to check the results. The statistical significances of the modified mixtures in relation to the reference mixture are shown on Table 28.

	PE	PP	PS	ELT
REF	0,028	0,289	0,050	0,028

Table 28. Significance of the average slope

PE and ELT significantly increase the resistance of the reference mixture against plastic deformation, while PP does not have a significant incidence. Finally, PS worsens the result of the reference mixture, although it is in the limit of the confidence interval.

The increase of the resistance against plastic deformation with the thermoplastic polymers can be due to an increase in the internal resistance of the mineral skeleton. Thus, when the polymers are added over their melting temperature, they are softened and work as another binder with the aggregates, linking the mineral structure when the temperature is decreased and finally recovering their solid state. Figure 27 shows how the PE and PP join the coarse aggregates in a mixture without binder.



Figure 27. Aggregates with PE and PP

With the addition of ELT, small elastic particles are incorporated improving the elastic behaviour (although they are added by dry way, a partial digestion is reached with the binder), increasing the mixture in this way its resistance against the plastic deformation.

- **Stiffness of the mixtures with polymeric waste**

The test (four point bending test, UNE EN 12697-26. Annex B) was done at 20 °C with a number of prismatic samples between 15 and 18, depending on the type of mixture. The frequencies went from 0,1 Hz to 30 Hz. The stiffness and phase angle of the mixtures are included in Table 29.

Frequency (Hz)	Stiffness ± standard deviation (MPa)				
	Phase angle ± standard deviation (°)				
	AC22 REF	AC22 PE	AC22 PP	AC22 PS	AC22 NFU
0,1	921 ± 151	2268 ± 237	2486 ± 526	1237 ± 219	2250 ± 285
	43 ± 2	32 ± 2	31 ± 2	39 ± 2	30 ± 2
0,2	1241 ± 188	2805 ± 272	3041 ± 622	1616 ± 262	2736 ± 315
	41 ± 2	30 ± 2	29 ± 2	37 ± 2	29 ± 2
0,5	1799 ± 243	3694 ± 338	3934 ± 769	2265 ± 326	3546 ± 365
	37 ± 2	28 ± 2	26 ± 2	34 ± 2	27 ± 1
1	2297 ± 278	4471 ± 400	4689 ± 885	2865 ± 392	4255 ± 399
	35 ± 3	26 ± 1	24 ± 1	32 ± 2	25 ± 1
2	2956 ± 341	5342 ± 474	5535 ± 1000	3582 ± 460	5077 ± 430
	32 ± 2	23 ± 1	22 ± 1	29 ± 2	24 ± 1
5	3961 ± 408	6626 ± 591	6766 ± 1163	4674 ± 573	6294 ± 464
	28 ± 2	21 ± 1	20 ± 1	26 ± 2	21 ± 1
8	4539 ± 445	7343 ± 652	7456 ± 1258	5298 ± 644	6975 ± 491
	26 ± 1	19 ± 1	18 ± 1	24 ± 1	20 ± 1
10	4815 ± 462	7665 ± 691	7801 ± 1337	5598 ± 680	7292 ± 501
	25 ± 1	19 ± 1	18 ± 1	23 ± 1	19 ± 1
20	5764 ± 517	8741 ± 788	8871 ± 1531	6613 ± 808	8388 ± 511
	23 ± 1	17 ± 1	16 ± 1	21 ± 1	18 ± 1
30	6475 ± 601	9656 ± 969	9514 ± 1361	7373 ± 947	9423 ± 645
	22 ± 2	18 ± 2	16 ± 2	21 ± 2	19 ± 1

Table 29. Stiffness of modified mixtures with polymeric waste

The results showed that the incorporation of the polymers makes the mixtures stiffer. Nevertheless, the results obtained can be divided into two groups: the mixture with PS in one side, which slightly increases the stiffness as compared to the reference mixture; and mixtures including PE, PP and ELT on the other side, which increase the stiffness with a much higher influence than that of the reference mixture. The mixture including PS was the only mixture whose results do not follow a normal distribution, so to compare the results the U test of Mann-Whitney was carried out, the statistical significances are shown in the

next table. All the polymers significantly modify the reference mixture.

	PE	PP	PS	ELT
REF	0.000	0.000	0.004	0.000

Table 30. Significance of the dynamic modulus for each type of mixture

From these results the Master Curve of each mixture, depending only on the frequency, was developed according to the Equation 8.

Equation 8. Theoretical master curve: sigmoidal curve

$$\text{Log } G^*(\text{Pa}) = \alpha + \beta (1 / \exp(\rho - \gamma \cdot \log \omega (\text{rad/s})))$$

The parameters of the curve, the maximum and minimum values, and the correlation coefficient are shown in Table 31.

Mixtures	δ	α	β	γ	M_{\min} (MPa)	M_{\max} (MPa)	R^2
REF	1,096	3,233	-0,849	0,538	12,5	21330,4	0,97
PE	1,914	2,480	-0,840	0,514	82,0	24774,2	0,96
PP	2,046	2,310	-0,846	0,521	111,2	22698,6	0,86
PS	1,333	2,998	-0,883	0,538	21,5	21428,9	0,95
ELT	1,843	2,708	-0,655	0,427	69,7	35563,1	0,96

Table 31. Master curves of the reference and modified mixtures

The Figure 28 presents the variation of dynamic modulus in function of the frequency.

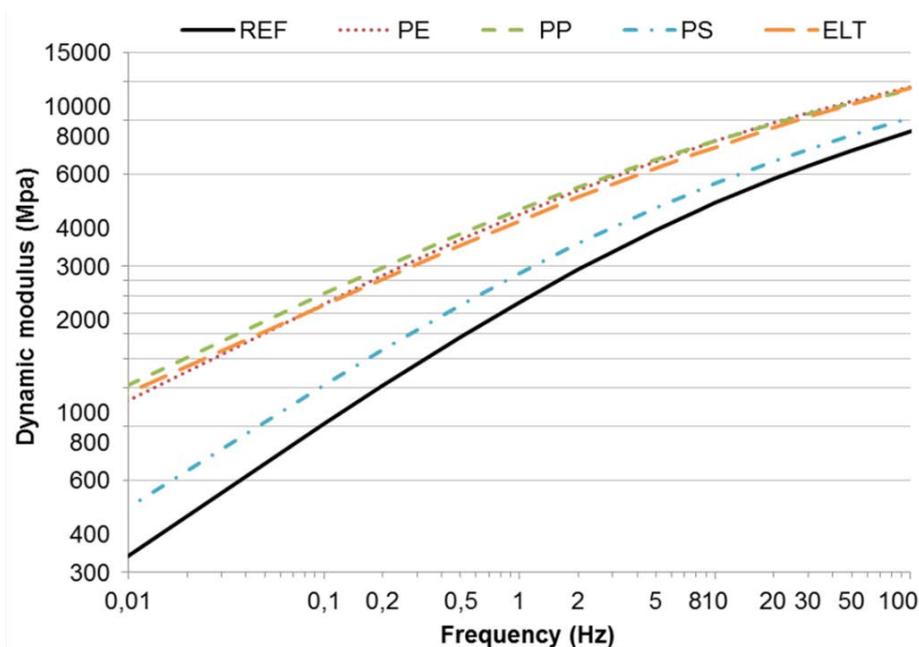


Figure 28. Master curve of each asphalt concrete

These master curves verified that all the modified mixtures increase the dynamic modulus as compared to the reference mixture. The mixtures modified with PE, PP and ELT have a similar behaviour. The mixture with PS increased the stiffness of the reference mixture, but it did not reach the same values of stiffness than the other polymers at the same frequency.

The frequency is linked with the traffic velocity. When the velocity is low the potential problem is the plastic deformation, while at high speeds the potential problem is the cracking. Considering low velocities, it has been confirmed that the incorporation of PE, PP and ELT to the mixture makes the resistance against plastic deformation increase, as it was shown in the previous test, besides the stiffness of the reference mixture is also increased more proportionally at low frequencies, while at high frequencies the increase is lower.

The results showed that the mixtures that increased the stiffness also decreased the phase angle, thus incrementing the elastic performance of the mixture. As it can be seen in Figure 29, the mixtures modified with PE, PP and ELT present the lowest phase angle followed by PS.

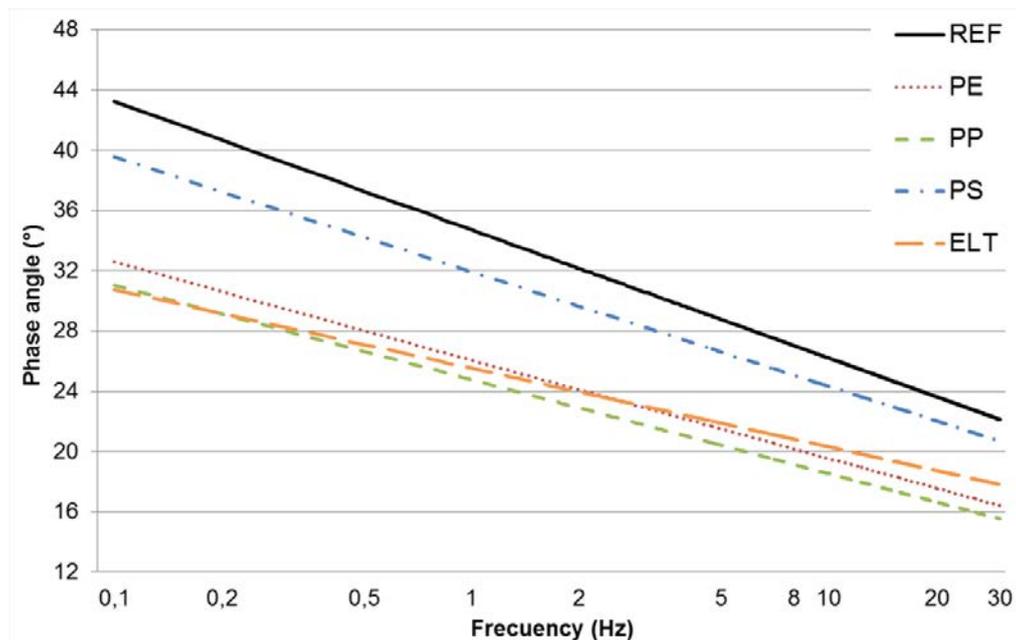


Figure 29. Phase angle of the mixtures related to frequency at 20°C

Table 32 includes the significances of the U test of Mann – Whitney comparing the phase angle of the mixtures. The values indicate that all the polymers have significant influence above the phase angle.

	PE	PP	PS	NFU
REF	0,000	0,000	0,000	0,000

Table 32. Significance of phase angle

The Black Diagram displays the values of the phase angle (Φ) for a specific value of the dynamic modulus (M), independently of the frequency or the temperature (although in this case all the data are at 20 °C). It represents the elastic component of a mixture for a specific stiffness. This diagram was calculated by adjusting the phase angle and the dynamic modulus to a polynomic function by the least-squares method (Equation 9).

Equation 9. Black diagram

$$\Phi (^{\circ}) = a + b \cdot \log M (\text{MPa}) + c \cdot \log M (\text{MPa})^2$$

The Black Diagram was obtained for each mixture, whose parameters and correlation coefficient are presented in Table 33.

Mixtures	a	b	c	R ²
REF	34,304	24,734	-7,318	0,96
PE	161,470	-49,171	3,254	0,90
PP	150,568	-44,884	2,825	0,88
PS	89,815	-10,090	-1,971	0,93
ELT	66,221	-1,696	-2,637	0,93

Table 33. Coefficients of Black Diagram and correlation coefficient

The representation of the Black Diagram is shown in Figure 30.

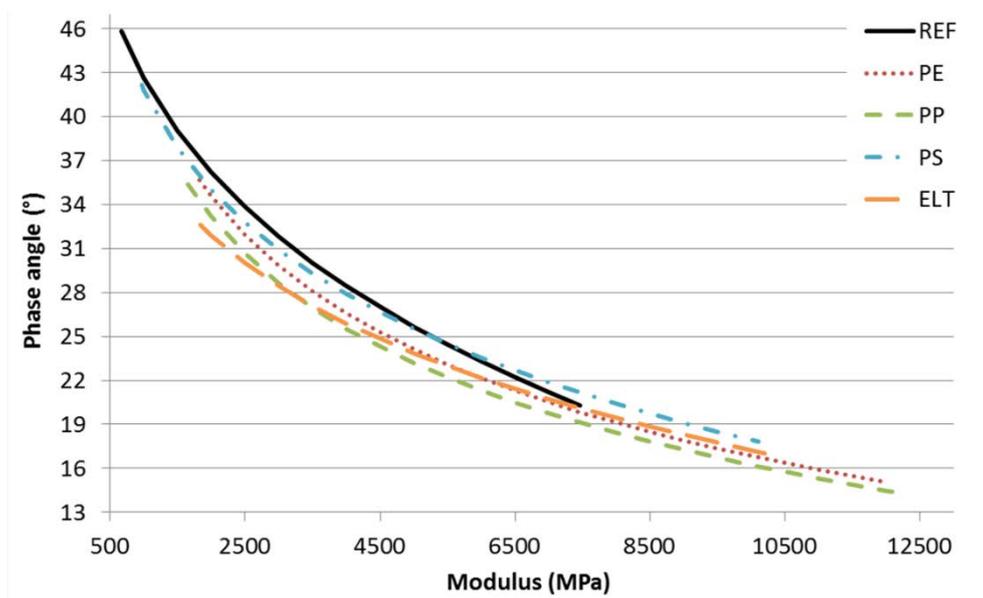


Figure 30. Black Diagram

It was verified that mixtures including PE, PP and ELT are mixtures with lower phase angle and therefore, more elastic performance. The mixture with PS is between them and the reference mixture, except when the reference mixture achieved its highest modulus, then the mixture including PS presents a higher phase angle.

- **Fatigue resistance of the mixtures with polymeric waste**

The four point bending test (EN 12697-24. Annex D) was carried out to evaluate the useful life of a mixture under repeated loads. The test, as in the case of the dynamic modulus, was performed with a number of samples between 15 and 18, at a frequency of 30Hz, a temperature of 20 °C. The failure criterion was the cycle (N) for which the sample presented a stress of $\sigma_0/2$, being σ_0 the initial stress for the imposed strain (ϵ). This is equivalent to decreasing the initial Stiffness (S_0) of the material to its half. As the results were obtained, the fatigue laws were calculated with the following equation:

Equation 10. Fatigue law

$$\epsilon \text{ (m/m)} = d \cdot 10^{-3} \cdot N \text{ (Cycles)}^e$$

The fatigue laws obtained, the initial stiffness (S_0), the characteristic strain at 10^6 cycles and the correlation coefficient are included on Table 34.

Mixture	S_0 (MPa)	strain-characteristics* ($\mu\text{m/m}$)	d	e	R^2
REF	5645,0	118,5	2,4543	-0,2194	0,96
PE	8580,0	121,2	2,2506	-0,2115	0,83
PP	8205,4	126,3	1,7723	-0,1912	0,90
PS	6205,0	126,7	2,5206	-0,2164	0,93
ELT	8512,0	159,1	1,4083	-0,1578	0,83

* 10^6 cycles

Table 34. Fatigue laws, initial stiffness and characteristic strain

The value of S_0 is incremented for every polymer with the same trend showed in the stiffness test (Table 29). The strain characteristic is also increased when the polymers are added. Both effects (greater stiffness and greater strain characteristic) mean a greater durability against cracking.

The fatigue laws are represented in Figure 31. The mixtures with thermoplastic polymers (PE, PP and PS) and the reference have practically the same performance. The addition of

the rubber from ELT increase the elasticity of the mixture and it resists more cycles for the same strain.

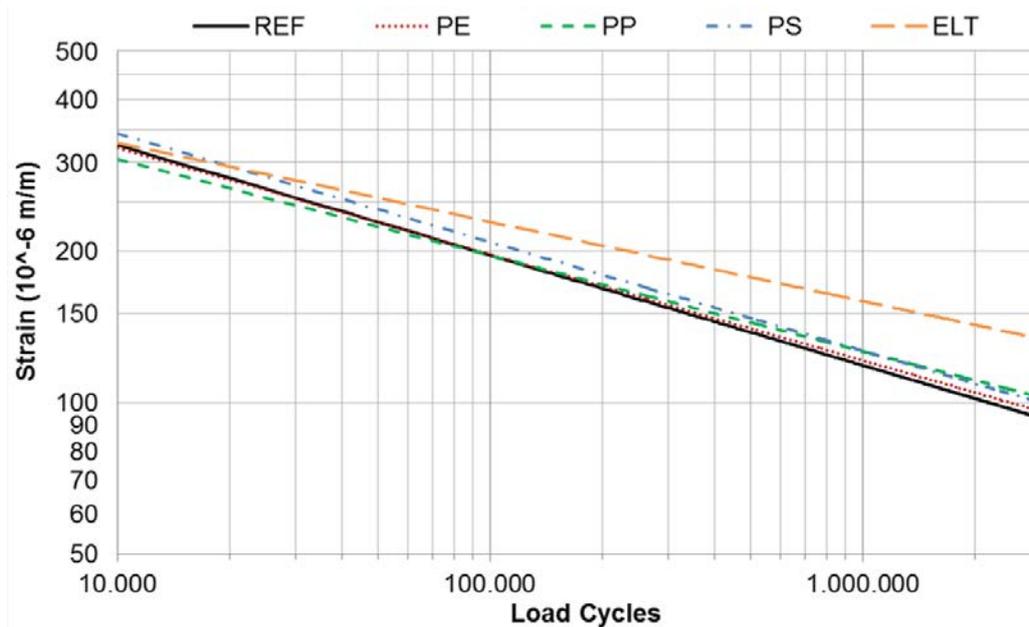


Figure 31. Graphical representation of the fatigue curves: Deformation - Cycles

However, there is no significant difference between the mixtures (the significance of the Kruskal – Wallis test was 0,708). Therefore, the fatigue resistance is not modified by the incorporation of the polymeric wastes added, and the modified mixtures, although stiffer, have the same performance than the reference mixture. Thus, these modified mixtures transmit a lower load to the layers below and resist the same number of axles.

- **Workability of the mixtures**

Whether the addition of polymers modifies the compaction of mixtures was assessed by the compactability test (UNE EN 12697-10).

Table 35 presents the parameters of the straight lines (Equation 6), the accumulated energy depending on voids percentage, the correlation coefficient, and the required energy to reach 5% of voids in each mixture.

Temperature	a	b	R ²	Energy 5%
REF	2,67	0,16	0,94	1,89 kJ/kp
PE	2,84	0,18	0,87	1,95 kJ/kp
PP	3,14	0,17	0,95	2,31 kJ/kp
PS	3,00	0,16	0,98	2,18 kJ/kp
ELT	3,04	0,17	0,95	2,19 kJ/kp

Table 35. Lines of the required energy of compaction and values for 5% of voids

Figure 32 represents the accumulated energy of compaction from the first cycle until 512, according to the model developed by *Del Rio* (Equation 5), depending on the voids containing each type of mixture.

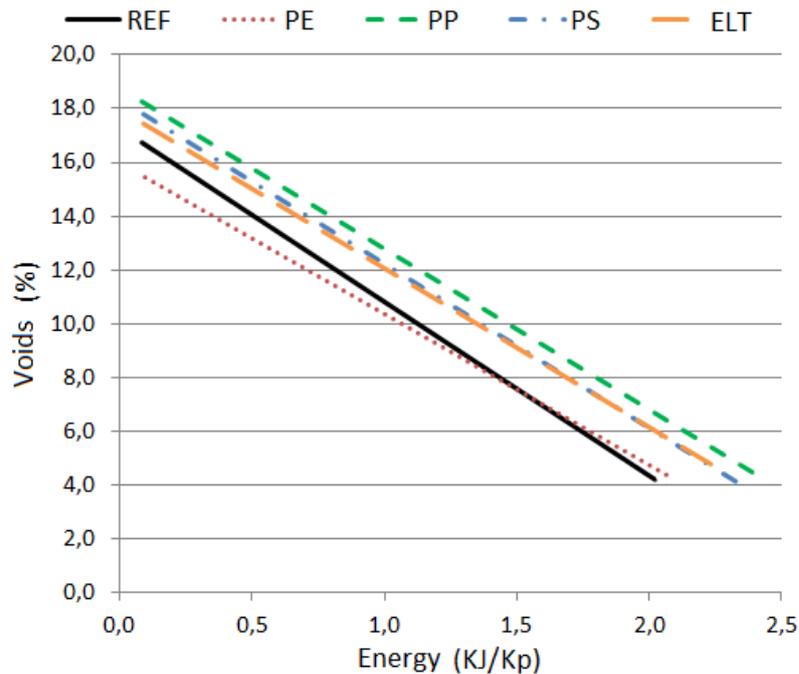


Figure 32. Energy of compaction - Voids

Although a significance of 0,397 was obtained in the Kruskal-Wallis test, which means that there are not significant differences, the results show a trend to increase the energy of compaction. PE is the only polymer whose mixture has a similar behaviour than the reference mixture. The increase can be due to the bigger size of the plastic particles, to the different melting temperature of the polymers, to the partial digestion that these particles produce in the bitumen, and to the increase of the stiffness that the polymers cause in the mixtures.

- **Study of the skid resistance**

Another feature to assess was whether the polymers change the skid resistance conditions of the reference mixture. Since there is not a normalized method, one new process was performed to measure the skid resistance of the mixtures, based on another used in previous studies (104).

The skid resistance was evaluated under two circumstances: on new samples without erosion and on polished specimens; in this way, the skid resistance was analysed in the initial and use conditions.

The Skid resistance was calculated with the TRRL pendulum on track specimens, as shown in Figure 33.



Figure 33. Evaluation of skid resistance

Four samples of each type of asphalt concrete were employed. The polishing procedure was carried out by abrading the wearing course surface. This procedure consisted in sanding 30 times the surface of the specimen in the same direction and sense, with sandpaper grit size 4, trying to keep an even contact pressure, so the procedure was performed by the same operator in all cases.

Figure 34 shows the values obtained by the British Pendulum Tester (BPT).

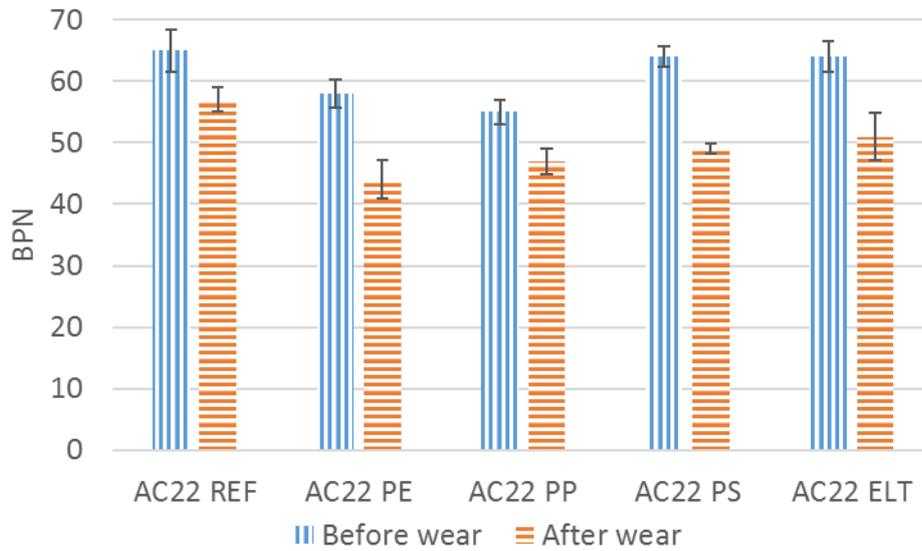


Figure 34. Skid resistance

The results adjusted to a normal distribution and there was also homogeneity of variances, both before and after wearing. Table 36 presents the significances obtained.

		PE	PP	PS	ELT
REF	Before wearing	0,041	0,003	0,929	0,978
	After wearing	0,000	0,004	0,024	0,121

Table 36. P-value of the skid coefficient for each type of mixture

The skid resistance of the mixtures modified with the additives PS and ELT did not have meaningful differences with respect to the reference mixture before wear. However, after wearing, only the ELT mixture kept without significant differences regarding the reference mixture. The PE and PP reduce the skid resistance right after they are added to the mixture, while the PS does it after the mixture is polished. Rubber is the only that keeps the asphalt mixture skid resistance even after being worn down. These differences can be due to the behaviour of the rubber (it has a higher friction than plastics) (109), and the fact that it does not coat the aggregates as the plastic polymers do.

The macrotexture depth of the mixtures was also evaluated to check if it affected to the skid resistance. It was measured using the volumetric patch technique, the results ranged from 0,4 mm to 0,6 mm, so the macrotexture was not considered a main parameter that had had influence in the skid resistance of the mixtures.

- **Assessment of the adherence between layers**

Some residual polymers modify the superficial properties of the mixtures, as it has been verified in the previous chapter, decreasing the skid resistance. Therefore, the adherence between layers was analysed because they can have some influence on this property.

The shear stress between layers was measured to analyse the adherence between layers. The LCB direct shear test (acronym of Road Research Laboratory of Barcelona in Spanish) (20), and a dynamic test developed by the School of Civil Engineering from Santander were used. In order to evaluate this property properly, and to take into consideration the influence of the texture, it was decided to use an additional mixture, so the study was carried out on two types of mixtures: the AC22 used in the previous tests, and one AC16, which is used habitually in surface layer.

- *LCB Shear test*

The LCB shear test evaluates the adherence of two specimens by applying a direct shear stress at constant speed in the joint junction (2,5 mm/min), as shown in Figure 35.



Figure 35. Test of static adherence between layers

This test is performed at 20 °C with at least 7 samples for each mixture type, conformed all of them by two specimens which were joined by 4,1 g of conventional emulsion C69B3 ADH (what is equal to 350 g/m² of bitumen). The tack coat used was the same in all cases.

The results of the static adherence tests are shown on Figure 36.

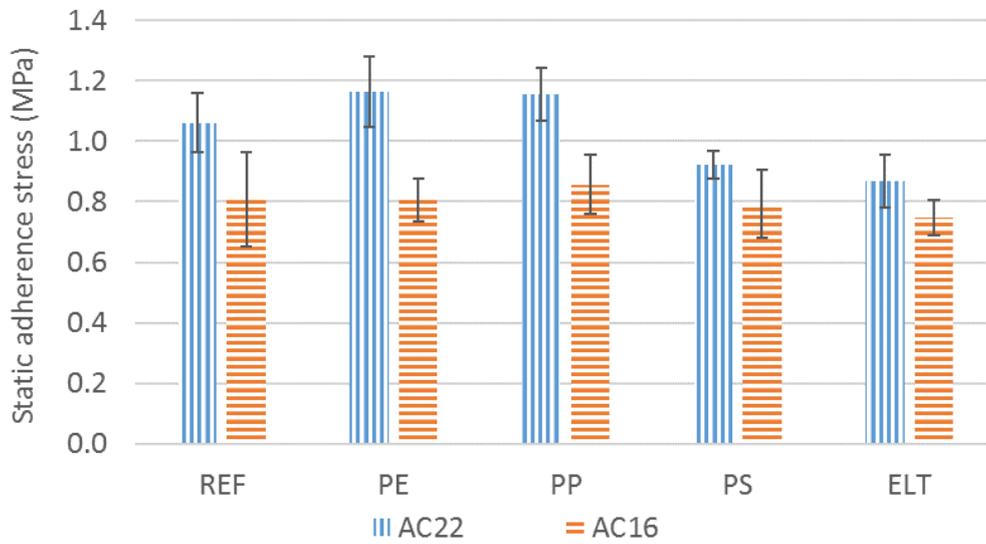


Figure 36. Adherence among layers in front of shear stress

The mixture AC22, independently from the polymer added, presented always a higher shear resistance than AC16.

In the case of AC22 mixtures, the PE and PP reached a slightly higher resistance than the reference mixture, and slightly lower in the case of PS and ELT, while for the AC16 mixtures the resistance was practically the same.

Concerning the AC22 mixture, after verifying the normality and homoscedasticity of the results, the Scheffe test was performed for each couple of samples. The AC16 mixture did not show a normal distribution in all cases so that the U of Mann-Whitney test was applied. The significances are shown in Table 37.

		PE	PP	PS	ELT
AC22	REF	0,306	0,387	0,087	0,004
AC16	REF	0,325	0,385	0,355	0,064

Table 37. P-value of the static adherence test

According to the result, the static adherence of the AC16 reference mixtures is not modified significantly by any of the waste polymers. However, in the case of the AC22 mixture, the addition of rubber from ELT slightly reduces the shear resistance, obtaining a value around 80% of that of the reference.

The results were also analysed comparing the data in relation to the maximum aggregate size (AC16 vs. AC22). The results showed that the static adherence is significantly greater

in the case of the AC22 mixes, confirming that the texture has influence on the adherence among the layers for all the mixtures. Table 38 summarises the significances.

REF	AC16	PE	AC16	PP	AC16	PS	AC16	ELT	AC16
AC22	0,008	AC22	0,001	AC22	0,001	AC22	0,005	AC22	0,021

Table 38. P-value for concretes of the same and different maximum size

The possible impact of the manufacturing process of the samples on the adherence was also studied. The variables considered were the presence or not of the emulsion, and if the second layer was extended on a surface at ambient temperature or hot.

This analysis was performed only with the mixture modified with PP (AC22 PP) as representative of the mixtures with polymers, and the reference mixture (AC22 REF). The test was done under the same conditions, but with the mixtures manufactured at different conditions:

- a) With emulsion and cold mixture (the common situation): the test was performed compacting the first layer of the sample, and when it was cold, the emulsion was applied. Later, the second layer is compacted over the emulsion.
- b) Without emulsion and cold mixture: the same process was performed, but in this case, compacting the second layer of the specimen over the first without emulsion; that is, after compacting the first layer of the specimen and leaving it to cold, the second layer was compacted directly on the clean surface of the first. In this way, we can analyse the emulsion influence.
- c) Without emulsion and hot mixture: in order to evaluate the temperature influence, the last procedure was repeated compacting the second layer directly over the first layer, without emulsion, but it was added when the first sample was still hot (without letting it to cold). They were compacted consecutively.

The compaction procedure used for each layer has been in all cases the one indicated by the Spanish standard NLT 161/98.

The results for each of the conditions are shown in Figure 37.

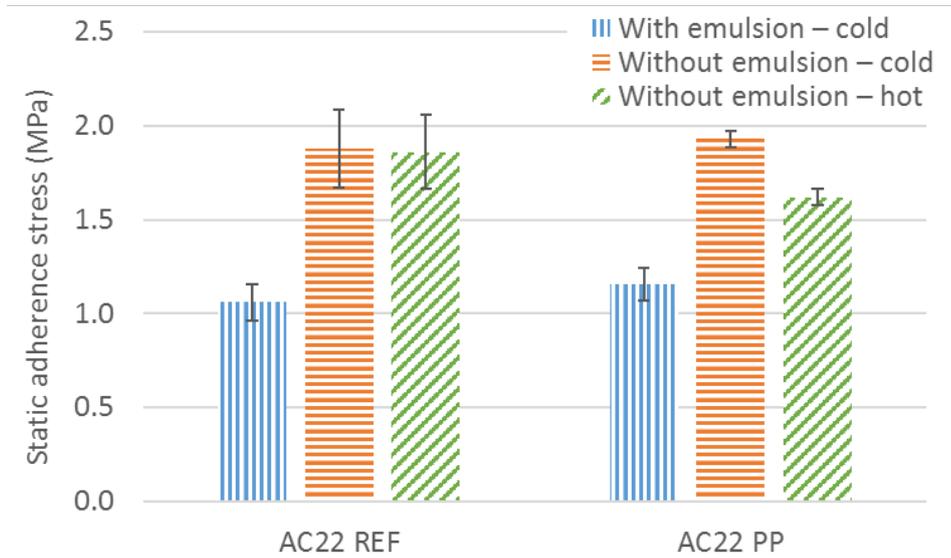


Figure 37. Influence of tack coat and temperature on the shear adherence of AC22 REF and AC22 PP

The parameters assessed were whether the presence of the tack coat, the temperature of the surface, and the incorporation of the polymer, modify the shear resistance.

For the same manufacturing conditions of the samples there were not significant differences between the reference mixtures and the mixtures with PP. The shear values are similar for a given temperature and the same characteristics of the interface between layers. The p-values are shown in Table 39, where the shear resistance is presented for both types of mixture for each situation.

With emulsion – cold	AC22 PP	Without emulsion – cold	AC22 PP	Without emulsion – hot	AC22 PP
AC22 REF	0,387	AC22 REF	0,722	AC22 REF	0,245

Table 39. P-values of the reference mixture and the modified with PP

There were not significant differences in function of the surface temperature (p-values are above 0,05 for the reference mixture and with PP in Table 40). However, a higher shear resistance was observed when the emulsion was not used. Therefore, it may be concluded that is more determining the presence of the emulsion than the temperature of the lower layer, taking also into consideration that the test has been carried out under laboratory conditions, securing a clean surface between layers.

Factor	Conditions	AC22 REF	AC22 PP
Surface	Cold / Hot	1,000	0,081
Emulsion	With / without	0,019	0,019

Table 40. P-values in relation to the compaction temperature and the use of emulsion

- *Assessment of the adherence between layers by dynamic test*

The test was initially developed to assess the effect of geotextiles in the shear resistance of a pavement (105). It was adapted in this thesis to calculate the adherence between layers under repetitive and short loads, which are similar to the loads that the pavement should bear (110). This dynamic shear test applies a parallel load to the junction levels of the layers. In this way, we can compare the different types of mixtures under the same conditions, and analyse the adherence between layers under a static and a dynamic load.

This dynamic test uses a three-layer specimen with measures of 260 mm length and 205 mm of width, and 50 mm thickness for the central layer and 40 mm thickness for the side layers. The three-layer specimen is supported in the outer layers while the central layer, on which a vertical sinusoidal load is applied with a frequency of 10 Hz and a maximum value of 16 kN and a minimum of 3 kN, remains free of support. This arrangement is shown in Figure 38. The maximum shear stress reached in each junction surface is 0,15 MPa.

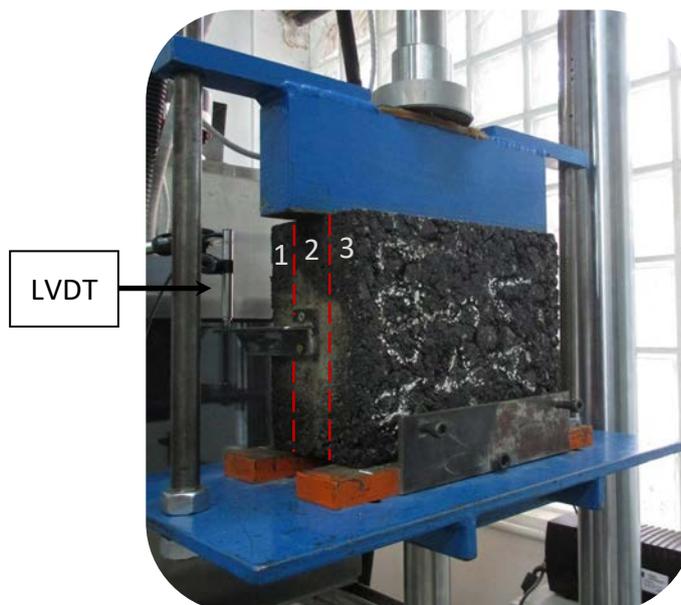


Figure 38. Shear fatigue adherence test

As starting hypothesis, it was considered that the energy applied on the central specimen produced its slip, disregarding any compression or deformation effect on it. The vertical slip curves of the central specimen are represented in relation to the number of cycles to determine the failure moment. These curves are registered with two LVDT comparators placed in the medium point at both sides of the central specimen.

The slipping of the central samples was considered as failure criterion, except if any abrupt change in the slope was produced due to a rearrangement of the specimen, considering, in this case, this cycle as one of failure.

Figure 39 shows the oscillating movement of the central specimen. From this movement, and considering the amplitude associated to each cycle, and only with the aim to compare the materials, a parameter χ was estimated that is related with the energy necessary to make the specimen slip. With this aim, a value of medium strength of 9,5 KN (F_m) was considered.

Data were not taken for every cycle. The test was divided in intervals capturing medium values that have been considered representative:

Equation 11. Energetic parameter to slip the central sample

$$\chi = \sum_1^{N_R} F_m \cdot 2 \cdot A_i \cdot C_i$$

Where N_R is the number of intervals until the failure was produced, A_i is the medium amplitude of each interval and C_i is the number of cycles of the interval.

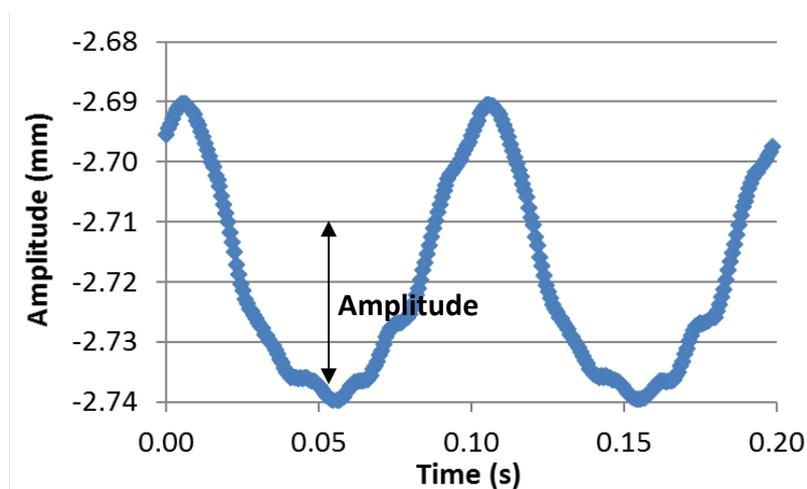


Figure 39. Amplitude of movement of the cycle 160.000 of one AC22 ELT sample

It was verified that the energetic parameter χ does not depend on the net vertical displacement (not recoverable), because it is negligible respect to the oscillatory movement, which is repeated constantly during all the cycles.

The test was carried out at 20 °C with 4 three-layer specimens. The specimens were manufactured with the same emulsion used in the static adherence test (C69B3) and with the same amount of bitumen (350 g/m²).

The cycles until failure are presented for each mixture in Figure 40.

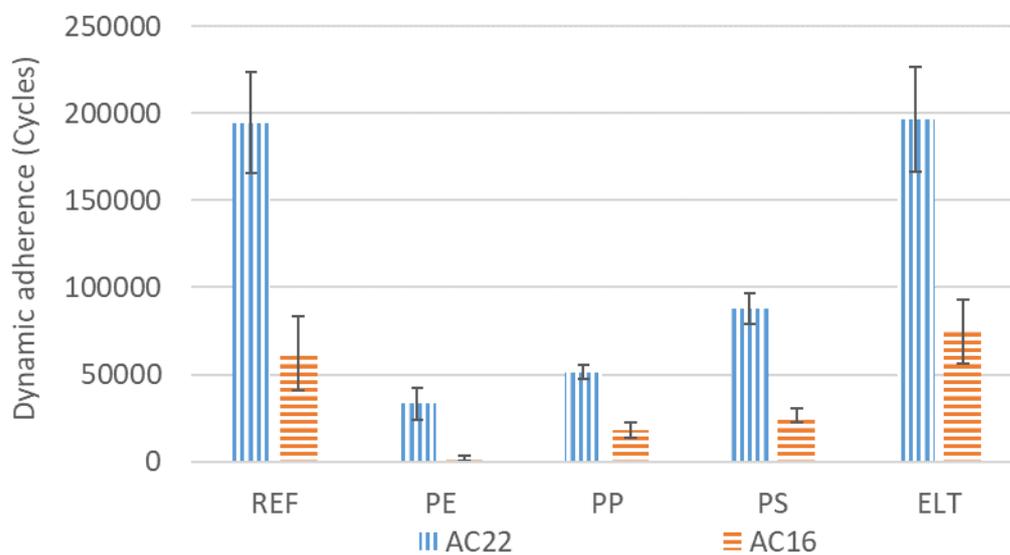


Figure 40. Cycles until failure

The incorporation of the polymeric waste decreased very significantly the adherence between layers. The values of the modified AC16 mixtures have been very low, even in the case of AC16 PE it is practically null. The behaviour of AC22 mixtures is very similar to AC16, but in this case the cycles resisted outnumber them.

The results did not adjust to a normal distribution. With regard to the AC22 mixture, the U test of Mann-Whitney showed that there are not significant differences between the reference mixtures and the modified with ELT, while the adherence is reduced significantly in the case of mixtures with PE, PP and PS. In the case of AC16 mixtures the behaviour is analogous, only the mixture modified with ELT has a similar performance than the reference mixture, having the mixtures with PE, PP and PS a significantly lower resistance. These differences in the performance of ELT regarding the other polymers might be due to its rubbery state.

The significances for both mixtures are presented next on Table 41.

		PE	PP	PS	ELT
AC22	REF	0,034	0,050	0,050	0,827
AC16	REF	0,021	0,021	0,034	0,386

Table 41. Significances of the analysis of results of the dynamic adherence test.

These results, initially, discourage the use of polymeric waste. The result of the AC16 REF was considered as the minimum acceptable value (it is usual to use in a rehabilitation process the AC16 above another mixture of the same type). The results obtained by the AC22 PE, AC22 PP and AC22 PS were compared statically with the AC16 REF mixture. The U test of Mann – Whitney concluded that there were significant differences between the AC22 PE and AC16 REF mixtures, so the cycles that the AC22 PE resists are significantly lower than the AC16 REF, whose result is the minimum value.

The significances of this analysis are included in the Table 42.

	AC22 PE	AC22 PP	AC22 PS
AC16 REF	0,029	0,857	0,114

Table 42. Significances considering the result of AC16 as the minimum value

Therefore, the results obtained by the mixtures AC22 PP, AC22 PS and AC22 ELT can be considered as suitable. The use of PE would be discouraged in any case. In the case of AC16 mixtures, only the rubber from ELT does not decrease the resistance adherence.

As in the static adherence case, it was verified that increasing the aggregate size in turn increases the shear resistance. Nevertheless, the adherence is basically not affected in the LCB static test by the addition of the polymeric waste, while in the dynamic test all the plastic polymers (PE, PP and PS) decrease it significantly, and there is also a differential behaviour among them.

The vertical slip of the central specimen until failure was also analyzed, studying its oscillating movement and the net slip that is produced in each cycle due to the fact that the movement amplitude is not fully recovered.

The net vertical slip is shown in Figure 41. It is appreciated that the mixtures modified with PE and PP have a more fragile performance than the rest. The rubber modified mixture is the only one with a similar performance to that of the reference, even in the case of AC16

it increases its resistance (where the texture has a lower influence due to the smaller maximum aggregate size).

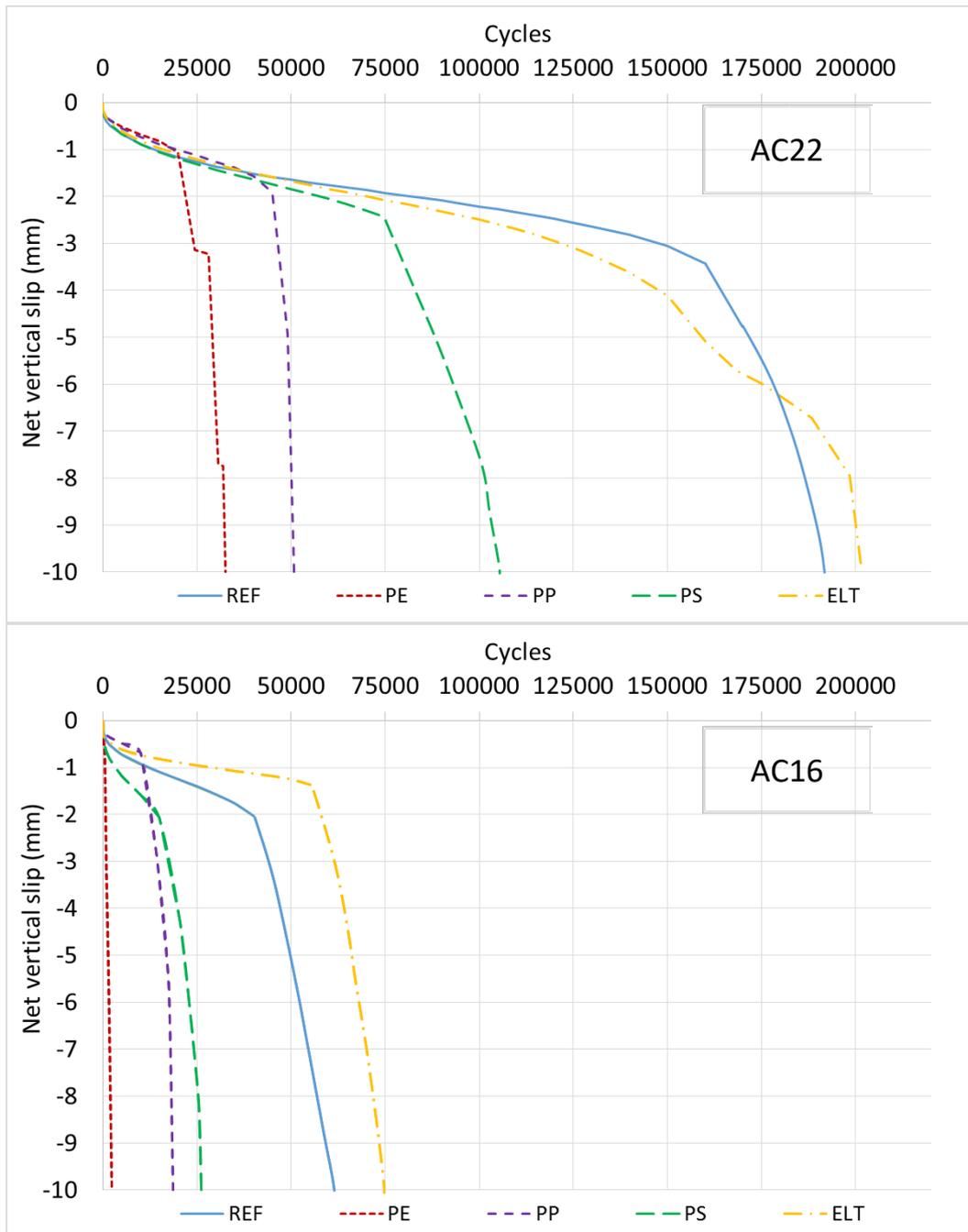


Figure 41. From top to bottom: vertical slip curves - cycles for the mixture AC22 and AC16 respectively

Figure 42 shows, as example, the accumulated amplitude of the central layer in function of the cycles for the AC22 ELT. This amplitude is representative of the oscillatory movement of this layer, the energetic parameter χ was calculated from this movement.

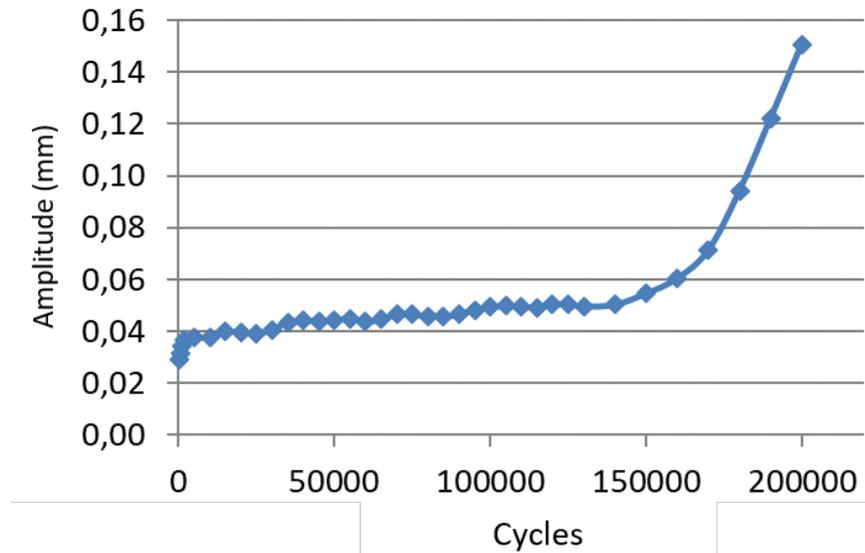


Figure 42. Amplitude in function of cycles for a specimen of AC22 ELT

The parameter χ showed greater differences depending on the used polymer (Figure 43). The mixtures with the crystalline polymers (PE and PP) had much lower values than the others. The rubber is the polymer that reached the highest values, while the PS is in the middle.

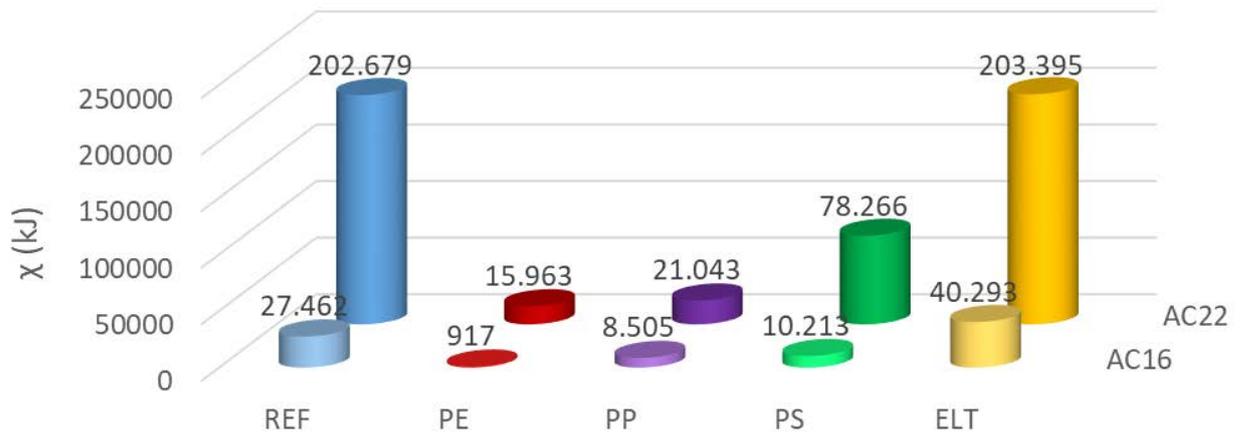


Figure 43. Parameter χ of each mixture

These differences can be due to the different composition of each polymer. Rubber is the polymer that had the best performance, what is coherent if we have in mind that it is the only amorphous polymer that is above its glass transition temperature; that is to say, in rubbery state. In this way, rubber behaves in a more elastic way increasing the movement amplitude and obtaining a higher parameter χ .

Considering that the polymers modify the mixture surface properties, the possible relation

between the shear dynamic resistance with the skid resistance of the specimens was analysed. With this aim, the results of the AC22 mixtures without sanding were used, obtaining a significant correlation among the shear fatigue resistance and the skid resistance with a significance of 0,047. This p-value, although close to the limit that the confidence interval has (0,05), shows that the specimens with a higher resistance to skid also present a higher adherence in the shear fatigue test. This relation is summarized in the following equation, which obtained a coefficient of correlation of $R^2=0,74$.

Equation 12. Relation between the skid resistance and cycles until failure of dynamic shear test

$$\text{Cycles}_{\text{failure}} = 14982 \cdot \text{BPN} - 799233$$

Where BPN are the values of the British Pendulum Number.

8.6. EXPERIMENTAL STRETCHES

The mixtures presented in this thesis were used in two experimental roads. The laboratory design, the manufacturing and the process to lay down the mixtures were adapted to the construction conditions at real scale.

Firstly, the experimental road stretch of the mixtures AC, PA and BBTM manufactured at reduced temperature with rubber modified bitumen and alternative aggregates is presented. In a second point, the pilot road with the AC mixture modified with the different polymeric waste is exposed.

8.6.1. PILOT ROAD OF MIXTURES WITH ALTERNATIVE AGGREGATES AND RUBBER MODIFIED BITUMEN AT REDUCED TEMPERATURE

These mixtures were laid in an urban road of Santander (Cantabria, Spain). The experimental stretch is an urban road in a touristic area, with a length of approximately 1000 m, one lane in each direction and low heavy traffic level.

The pilot road was divided into three sections, one per type of mixture, with the experimental mixtures in one direction and the reference mixtures in the other (the traffic is similar in both).

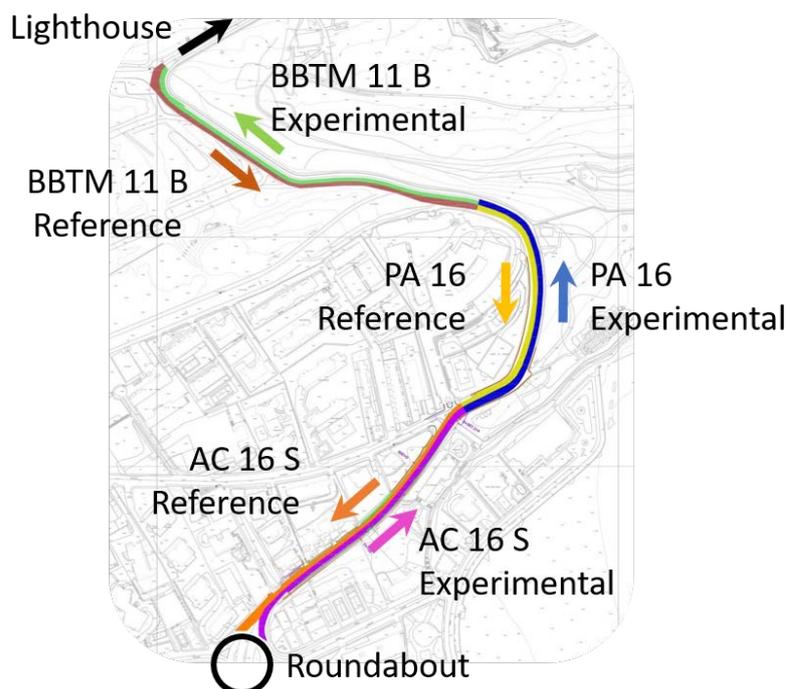


Figure 44. Pilot road of mixtures with alternative aggregates and rubber modified bitumen with wax

The reference mixtures were designed with silica and limestone. Commercial binders were used for the mixtures. A conventional 50/70 penetration grade bitumen for the AC16 mixture, while a modified PMB 45/80 – 60C bitumen was used for the PA16 and BBTM mixture, because these both are usually designed with this type of binder. The thickness of the mixtures was 5 cm for the AC and PA, and 3 cm for the BBTM. The lines were of 3 m width.

The mixtures were laid in 2014, and they were monitored for 1 year and half. The tests showed a similar behaviour between the reference and experimental mixtures, and there were not relevant differences between their construction processes. The biggest differences were found in the skid resistance test, in which the experimental mixtures presented a higher resistance, especially in the case of AC and PA mixtures. Also, the experimental PA mixture had a slightly higher drainability than the reference. There were not great differences between the stiffness of the experimental and reference mixtures.

Figure 45 presents some images of the experimental stretch.



Figure 45. Construction process and final mixtures of the experimental pilot road

8.6.2. PILOT ROAD OF MIXTURES WITH ALTERNATIVE AGGREGATES AND RUBBER MODIFIED BITUMEN AT REDUCED TEMPERATURE

The experimental stretch of the modified mixtures with polymeric waste was carried out in the M-300 road, it is an access to Alcalá de Henares (Madrid, Spain) with a T1 heavy traffic level (one of the highest). It has 2000 m, divided into different sections of 500 m for each of the polymers. The rest of the access road was constructed with the reference mixture. The thickness of the AC is 6 cm, and it has a width of 9 m.

The pilot road is presented in Figure 46.

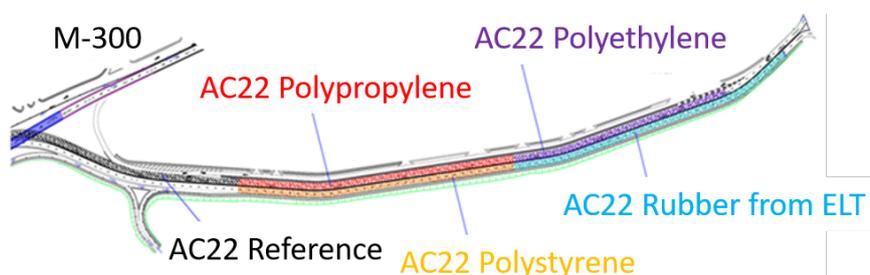


Figure 46. Experimental stretch of mixtures modified with polymeric waste

This stretch was monitored for one year. The differences of stiffness measured in laboratory conditions did not happen at real scale, although the mixtures modified improved in general terms the resistance against plastic deformations. The modified

mixtures also presented a higher percentage of voids, except the mixture with PS, because this polymer was melted and digested by the bitumen. This point could explain the plastic deformation in the laboratory test. The skid resistance, roughness and I.R.I. (International Regularity Index) of the road were measured, but there was not any difference among the mixtures.

The modified mixtures were manufactured as conventional, the only difference is that the asphalt plant requires a doser to incorporate the polymers to the mixer drum. Besides, if the temperature is a main parameter of any hot asphalt mixture, in this case it is even more important, because the temperature affects also the behaviour of the thermoplastic polymers. Some images of the construction and the pilot road are shown in Figure 47.



Figure 47. Construction process and final pilot road of mixtures modified with polymeric waste

8.7. CONCLUSIONS AND FUTURE RESEARCH

8.7.1. PARTICULAR CONCLUSIONS

The conclusions have been divided according to the research project for a better understanding of the results obtained in this thesis.

Firstly, those corresponding to the mixtures in which the natural aggregates have been replaced by black slag and RAP, and the manufacturing temperature of the rubber modified

bitumen has been reduced with a wax. Secondly, the particular conclusions reached after analysing the behaviour of the modified mixtures with the polymeric wastes added by dry way are exposed.

- **Particular conclusions of the mixtures produced with alternative aggregates and rubber modified bitumen with fatty acid amide wax**

The addition of RAP, black slag from EAF, and the fatty acid amide wax have not shown any disadvantage in the manufacturing process of the mixtures at laboratory or real scale.

The results have confirmed that the slag is a very good alternative material to work as coarse aggregate in any type of mixture, but specially in those which, as the porous asphalt, have high requirements in Los Angeles and polished stone value tests.

The viscosity of the bitumen with wax is always lower than the reference binder at manufacturing and laying temperatures. This means that the mixtures with the wax require a lower compaction energy, although they are produced at lower temperature.

The fatty acid amide wax increases the stiffness of the rubber modified bitumen, increasing its elastic behaviour and reducing the thermal susceptibility at service temperatures. This performance of the binder resulted in an increase of the stiffness of the AC mixture, although it was small in the BBTM mixture, and unnoticeable in the PA.

The incorporation of the wax slightly decreases the indirect tensile stress ratio of the water sensitivity test. It also seems that there is a trend to reduce the resistance against fatigue, and to increase the resistance against plastic deformations, although there were not significant differences statistically.

- **Particular conclusions of the mixtures modified with polymeric wastes incorporated by dry way**

The mixtures modified with PE, PP and ELT have a similar performance, increasing the resistance against plastic deformation and the stiffness as compared to the reference mixture, without modifying the fatigue resistance.

Analysing each polymer independently, it can be concluded that:

- The mixture modified with ELT increases the resistance against plastic deformation (the wheel tracking test result was 30 % lower), and it also increases 50 % the

stiffness as compared to the reference mixtures. The mixture has also a more elastic performance with a lower phase angle.

- PP has a very similar performance to the rubber, being the polymeric waste that increases the stiffness of the reference mixture the most (60 %); however, the increase of its resistance against plastic deformation is not statistically significant.
- PE is the polymeric waste that increases the resistance against plastic deformation the most (the slope of the test was 60 % lower). This material also increases the stiffness of the asphalt mixture (60 %) although it does not reach the values of the PP.

Regarding PS, it increases the stiffness of the reference mixture 15 %, but is the only polymer that increases the plastic deformation of the reference mixture.

The required energy of compaction does not show significant differences among the mixtures, although the use of PP, PS and rubber showed a trend to increase it.

Besides the mechanical performance, the addition of residual polymers modifies the mixture's surface properties. The thermoplastic polymers are found in the asphalt layer below their melting temperature (polyethylene and polypropylene) or glass transition temperature (polystyrene), so they work in solid state at road service temperatures. However, the rubber works in the asphalt mixture above its glass transition temperature, therefore, in a rubbery state. This characteristic significantly determines the surface properties of the modified mixtures.

- The plastic polymers reduce the mixture skid resistance, being the rubber the only with similar behaviour to the reference mixture. This difference is more significant after the polishing process.
- The adherence between layers is highly conditioned by the mixtures texture, increasing the resistance with the used aggregate size, independently from the incorporated polymer.

There are important differences depending on the test performed to assess the adherence. The AC22 ELT mixture is the only that showed a slight decrease of its static adherence stress in the LCB test, although its result was, in any case, similar to the reference mixture. However, in the dynamic shear test, the rubber is the only

polymer that increases the adherence obtained by the reference mixture, while the other polymers decrease it considerably. The PP and PS could be added in AC22, because their adherence is similar to the reference AC16.

In the absence of a more detailed study, the use of PE is discouraged because it produces a high decrease in the adherence layers. However, it should be noticed that in this thesis all surfaces in contact contained polymers. This effect would be minimized if one of the layers did not incorporate them, as it happens when a modified mixture with polymers is laid on another one already constructed.

- With respect to the energy necessary to make the central layer slip, the mixture with rubber is the only that exceeded the energy of the reference mixture, and depending on the texture, the energy necessary may be from 4 to 10 times higher than the requested by the mixtures with polypropylene or polyethylene, which means a more elastic performance. Therefore, the rubber seems the more suitable polymer to achieve that the pavement works together.

8.7.2. GENERAL CONCLUSIONS

It is feasible to design mixtures in which practically the whole mineral skeleton comes from recycled material, such as the black slag from EAF and RAP, for any climatic zone and heavy traffic level.

The incorporation of the fatty acid amide wax to the rubber modified bitumen helps to decrease the manufacturing temperature around 15 °C, maintaining a suitable mechanical behaviour.

It is possible to use polymeric wastes incorporated by dry way to obtain modified asphalt concretes that fulfil, even improve, the requirements included in the Spanish specifications. The availability and treatment costs are determining parameters to select the polymers.

The use of rubber is recommended among the polymers analysed, because it improves the mechanical and surface properties. In relation with the plastic polymers, the PP improves the mechanical performance, although the skid resistance should be verified if it is going to be used in the surface layer. In the absence of a more profound study, the PS would be discouraged because it increases the plastic deformations and the PE due to it reduces the adhesion between layers.

8.7.3. FUTURE RESEARCH

The main proposals to continue with the work developed in this thesis are presented below:

- Check the recyclability of the alternative mixtures developed in this thesis. The incorporation of polymers, black slag, or RAP can affect the future recycling of the mixture, which is a main point of its environmental impact.
- Develop a system to characterize the RAP. One of the main issues to recycle the RAP is its great variability. It can be composed of different types of binder, aggregates, with or without additives, etc. A characterization that makes its evaluation in function of its quality possible would simplify its use.
- Analyse the influence of the specific surface of the polymers on the behaviour of the modified mixtures. The polymers have been used as the suppliers provided them, without modifying the particle size.
- Continue with the study of the adherence between layers to determine the minimum value that guarantees that the layers work together, and how the adherence changes depending on the type of mixture, the particle size distribution, the texture and the quantity of emulsion used.
- Study the possibility of reducing the quantity of virgin bitumen when plastic polymers are incorporated to the mixture, because when they are softened they work as alternative binder among the aggregates.
- Assess the use of the mixed plastic fraction that currently goes to landfill, it is a material hardly recyclable nowadays because of its composition, due to the high costs of the cleaning, separation and milling process, among other.

9. REFERENCIAS

9.1. REFERENCIAS

1. Parlamento Europeo. *Directiva 2008/98/CE*. Estrasburgo: Europa, 19 de Noviembre de 2008, 2008. Available from <<http://eur-lex.europa.eu/LexUriServ/LexUriServ.do?uri=OJ:L:2008:312:0003:0030:Es:PDF>>. ISBN L 312/3.
2. LUACES FRADES, César. La Gestión De Los Recursos Naturales De Áridos. Problemática De Abastecimiento En La Comunidad De Madrid. *I Congreso De Urbanismo Y Ordenación Del Territorio. "Ciudad Y Territorio"*, 29 de Febrero de 2008, 2008. pp. 1-24.
3. European Asphalt Pavement Association, EAPA. *Asphalt in Figures 2014*. Brussels, Belgium: EAPA, 2016.
4. *2016 M-E Pavement Design Manual*. 2016^a ed. Colorado: Colorado Department of Transportation, 2016.
5. Ministerio de Fomento. *Real Decreto 635/2006*. Madrid, España: Reino de España, 26 de Mayo de 2006, 2006. ISBN BOE núm. 126.
6. Organisation for Economic Co-operation and Development. *Recycling Strategies for Road Works*. . Organisation for Economic Co-operation and Development ed., Road Transport Research Programme, 1 January 1997, 1997. ISBN 9264154612.
7. MILLER, Timothy D.; and BAHIA, Hussain U. *Sustainable Asphalt Pavements: Technologies, Knowledge Gaps and Opportunities*. Wisconsin, U.S.A.: Modified Asphalt Research Center (MARC), 2009, 2009.
8. HUANG, Y.; BIRD, R. N. and HEIDRICH, O. A Review of the use of Recycled Solid Waste Materials in Asphalt Pavements. *Resources, Conservation and Recycling*, 2007, vol. 52, no. 1. pp. 58-73 SCOPUS.
9. BARDESI, A.; and SOTO, J. A. Low-Temperature Bitumen Mixing: Cold, Half Warm and Warm Mixing. *Carreteras*, 2010, vol. 4, no. 169. pp. 7-24 SCOPUS.
10. COPELAND, Audrey. *Reclaimed Asphalt Pavement in Asphalt Mixtures: State of the Practice*. . Office of Infrastructure Research and Development, Federal Highway Administration ed., , April 2011, 2011. ISBN FHWA-HRT-11-021.
11. RICO ARENAL, Jokin. *Estudio, Análisis Y Diseño De Aplicaciones De Áridos Procedentes De La Valorización De Residuos Industriales: Firmes De Carreteras Y Hormigones*. . BALLESTER MUÑOZ, Francisco; and CASTRO FRESNO, Daniel eds., Universidad de Cantabria, 2016.
12. ENRÍQUEZ BERCIANO, José L., et al. *Monografías Sobre Tecnología Del Acero. Parte I. Acería Eléctrica*. Universidad Politécnica de Madrid, noviembre de 2009, 2009.

13. Centro de estudios y experimentación de obras públicas (CEDEX). *Ficha Técnica. Escorias De Acería De Horno De Arco Eléctrico*. Madrid, Spain: Ministerio de Fomento. Ministerio de medio ambiente y medio rural y marino., 2011.
14. Gobierno de Cantabria. *Decreto 104/2006. Valorización De Escorias En La Comunidad Autónoma De Cantabria*. Santander, Cantabria.: Cantabria, 26 de Octubre de 2006, 2006.
15. Gobierno del País Vasco. *Decreto 34/2003. Valorización Y Posterior Utilización De Escorias Procedentes De La Fabricación De Acero En Hornos De Arco Eléctrico, En El Ámbito De La Comunidad Autónoma Del País Vasco*. Vitoria-Gasteiz: País Vasco, 18 de Febrero de 2003, 2003.
16. Generalidad de Cataluña. *Decreto 32/2009. Valorización De Escorias Siderúrgicas*. . Barcelona: Cataluña, 24 de Febrero de 2009, 2009.
17. HERNÁNDEZ PUY, Joan. *Estudio De La Estabilidad Volumétrica, Propiedades Físicas Y Químicas De La Escoria Negra De Acero De Horno De Arco Eléctrico*. . VÁZQUEZ RAMONICH, Enric; and BARRA BIZINOTTO, Marilda eds., Universidad Politécnica de Cataluña, Junio de 2007, 2007.
18. MANCIO, Mauricio. *Contribução Ao Estudo do Fenômeno Da Instabilidade Volumétrica Das Escórias De Aciaria Elétrica*. . BORGES MASUERO, Angela; and Carpena Coitinho Dal Molin, Denise eds., Universidade federal do rio grande do sul, 2001.
19. MORINO, K.; and IWATSUKI, E. *Utilization of Electric Arc Furnace Oxidizing Slag*. . Gaballah I.; Hager J.and Solozabal R. eds., San Sebastian ed. , 5 September 1999 through 9 September 1999, 1999 SCOPUS.
20. SKAF, M., et al. *EAF Slag in Asphalt Mixes: A Brief Review of its Possible Re-Use. Resources, Conservation and Recycling*, 2016 SCOPUS. ISSN 09213449.
21. HENDRIK G, van O. *Slag, Iron and Steel. 2011 Minerals Yearbook*. United States Geological Survey, USGS;, 2013.
22. BAGAMPADDE, U.; AL-ABDUL WAHHAB, H. I.and AIBAN, S. A. Optimization of Steel Slag Aggregates for Bituminous Mixes in Saudi Arabia. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 1999, vol. 11, no. 1. pp. 30-35 SCOPUS. ISSN 08991561.
23. PASETTO, M.; and BALDO, N. Experimental Evaluation of High Performance Base Course and Road Base Asphalt Concrete with Electric Arc Furnace Steel Slags. *Journal of Hazardous Materials*, 2010, vol. 181, no. 1-3. pp. 938-948 SCOPUS.
24. BEHNOOD, A.; and AMERI, M. Experimental Investigation of Stone Matrix Asphalt Mixtures Containing Steel Slag. *Scientia Iranica*, 2012, vol. 19, no. 5. pp. 1214-1219 SCOPUS.

25. European Asphalt Pavement Association, EAPA. *Asphalt in Figures 2007*. Brussels, Belgium: European Asphalt Pavement Association, EAPA, 2008.
26. European Asphalt Pavement Association, EAPA. *Asphalt in Figures 2015*. Brussels, Belgium: European Asphalt Pavement Association, EAPA, 2016.
27. SÁNCHEZ ALONSO, Elsa. *Efecto Del Tipo De Aditivo En El Comportamiento De Mezclas Bituminosas a Diferentes Temperaturas De Fabricación Y Compactación*. . VEGA ZAMANILLO, Ángel; and CALZADA PÉREZ, Miguel Ángel eds., Spain: Universidad de Cantabria, 2012.
28. Centro de estudios y experimentación de obras públicas (CEDEX). *Reciclado De Pavimentos Asfálticos*. . Ministerio de fomento. Ministerio de medio ambiente y medio rural y marino. ed., España: , Diciembre de 2012, 2012.
29. Ministerio de Fomento. *Orden FOM/2523/2014, Por La Que Se Actualizan Determinados Artículos Del Pliego De Prescripciones Técnicas Generales Para Obras De Carreteras Y Puentes, Relativos a Materiales Básicos, a Firmes Y Pavimentos, Y a Señalización, Balizamiento Y Sistemas De Contención De Vehículos*. Madrid, España: , 3 de Enero de 2015, 2015.
30. ANTHONISSEN, J.; VAN DEN BERGH, W. and BRAET, J. Review and Environmental Impact Assessment of Green Technologies for Base Courses in Bituminous Pavements. *Environmental Impact Assessment Review*, 2016, vol. 60. pp. 139-147 SCOPUS. ISSN 01959255.
31. Normas técnicas. Centro de Estudios de Carreteras (CEDEX). *NLT-162/00. Efecto Del Agua Sobre La Cohesión De Las Mezclas Bituminosas Compactadas (Ensayo De Inmersión - Compresión)*. , 2000.
32. AVILÉS LORENZO, José. *Estudio De La Tenacidad De Los Microaglomerados Reciclados En Caliente Mediante El Ensayo BTB. Efecto Del Tipo Y Contenido De Betún*. . GIMÉNEZ, Perez; and EDMUNDO, Felix eds., Departament d'Infraestructura del Transport i del Territori ed. Universidad Politècnica de Catalunya, 2002. Available from <<http://hdl.handle.net/2099.1/6270>>.
33. SOLANKI, P., et al. Field Construction and Mechanistic Performance of Hot Mix Asphalt Containing Reclaimed Asphalt Pavement. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 2013, vol. 6, no. 4. pp. 403-413 SCOPUS. ISSN 19966814.
34. DANIEL, J. S.; and LACHANCE, A. Mechanistic and Volumetric Properties of Asphalt Mixtures with Recycled Asphalt Pavement. *Transportation Research Record*, 2005, vol. 1929. pp. 28-36 SCOPUS. ISSN 03611981.

35. PÉREZ COCA, Miriam. *Diseño Y Caracterización Mecánica De Mezclas Discontinuas Recicladas Para Capas De Rodadura*. . MIRÓ RECASENS, José Rodrigo ed., Barcelona, España.: Universidad Politécnica de Cataluña, Febrero de 2011, 2011 722-TEC-CA-4858.
36. DONY, A., et al. Reclaimed Asphalt Concretes with High Recycling Rates: Changes in Reclaimed Binder Properties According to Rejuvenating Agent. *Construction and Building Materials*, 2013, vol. 41. pp. 175-181 SCOPUS. ISSN 09500618.
37. FELIPO SANJUÁN, Jesús. Reciclado En Central En Caliente De Capas Bituminosas. *Carreteras*, Noviembre 2013, 2013, vol. Núm. Extraordinario CILA 2013. pp. 56-65.
38. ROWE, G. M.; BARRY, J. and CRAWFORD, K. *Evaluation of a 100 % Rap Recycling Project in Fort Wayne, Indiana*. Kluwer Academic Publishers, 2016 SCOPUS. ISBN 22110844.
39. LO PRESTI, D., et al. Towards 100% Recycling of Reclaimed Asphalt in Road Surface Courses: Binder Design Methodology and Case Studies. *Journal of Cleaner Production*, 2016, vol. 131. pp. 43-51 SCOPUS. ISSN 09596526.
40. VALDÉS, Gonzalo A.; MARTÍNEZ, Adriana H. and PÉREZ, Félix E. *Estudio De Variabilidad Del Material Asfáltico Reciclable (RAP) Y Su Influencia En Las Mezclas Asfálticas Recicladas Fabricadas Con Altas Tasas*. , 2009.
41. PASETTO, Marco; and BALDO, Nicola. Fatigue Behavior Characterization of Bituminous Mixtures made with Reclaimed Asphalt Pavement and Steel Slag. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, 10/3, 2012, vol. 53, no. 0. pp. 297-306. ISSN 1877-0428.
42. PASETTO, Marco; and NICOLA, Baldo. Asphalt Pavements. KIM, Richard Y. ed., Volume 1 ed. London: Taylor & Francis Group, 2014. *Resistance to Permanent Deformation of Base Courses Asphalt Concretes made with RAP Aggregate and Steel Slag*, pp. 1199-1208. ISBN 978-1-138-02693-3.
43. GIANI, M. I., et al. Comparative Life Cycle Assessment of Asphalt Pavements using Reclaimed Asphalt, Warm Mix Technology and Cold in-Place Recycling. *Resources, Conservation and Recycling*, 2015, vol. 104. pp. 224-238 SCOPUS. ISSN 09213449.
44. Association of plastics manufacturers, Plastics Europe. *Plastics - the Facts 2013*. , 04 de Octubre de 2013, 2013.
45. Association of plastics manufacturers, Plastics Europe. *Plastics - the Facts 2016*. , 2016.
46. *European Tyre & Rubber Industry. Statistics*. . European Tyre & Rubber manufacturers association ed., 2013^a ed. , 20/01/2014, 2013.
47. Ewan Scott. *End-of-Life Tyre Report 2015*. Bruselas: European Tyre & Rubber manufacturers association.

48. European Commission. *Being Wise with Waste: The EU's Approach to Waste Management*. Bélgica: Publications Office of the European Union, 2010. ISBN 978-92-79-14297-0.
49. MORRIS, J. Recycling Versus Incineration: An Energy Conservation Analysis. *Journal of Hazardous Materials*, 1996, vol. 47, no. 1-3. pp. 277-293 SCOPUS. ISSN 03043894.
50. Ministerio de agricultura, alimentación y medio ambiente. *Plan Estatal Marco De Gestión De Residuos (PEMAR) 2016 - 2022*. Madrid: España, 2015 0212-033X.
51. Sentencia del tribunal de justicia (sala octava). *Incumplimiento De Estado - Medio Ambiente - Directiva 1999/31/CE - Artículo 14 - Vertido De Residuos - no Conformidad De Los Vertederos Existentes - Procedimiento De Cierre Y Mantenimiento Posterior*. Reino de España, 2016.
52. Del Val Melus, Miguel Ángel. *Estudio De Laboratorio Para La Caracterización Como Material De Firmes De Carreteras De Los Plásticos Procedentes Del Tratamiento De Residuos Sólidos Urbanos*. . ELVIRA MUÑOZ, José Luis ed., Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, Enero 1985, 1985.
53. ZHU, H., et al. Developing Master Curves and Predicting Dynamic Modulus of Polymer-Modified Asphalt Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2011, vol. 23, no. 2. pp. 131-137 SCOPUS.
54. LO PRESTI, D. Recycled Tyre Rubber Modified Bitumens for Road Asphalt Mixtures: A Literature Review. *Construction and Building Materials*, 2013, vol. 49. pp. 863-881 SCOPUS.
55. KALANTAR, Z. N.; KARIM, M. R.and MAHREZ, A. A Review of using Waste and Virgin Polymer in Pavement. *Construction and Building Materials*, 2012, vol. 33. pp. 55-62 SCOPUS.
56. BECKER, Y.; MÉNDEZ, M. P.and RODRÍGUEZ, Y. Polymer Modified Asphalt. *Vision Tecnológica*, 2001, vol. 9, no. 1. pp. 39-50 SCOPUS.
57. ADHIKARI, B.; DE, D.and MAITI, S. Reclamation and Recycling of Waste Rubber. *Progress in Polymer Science (Oxford)*, 2000, vol. 25, no. 7. pp. 909-948 SCOPUS.
58. YILDIRIM, Y. Polymer Modified Asphalt Binders. *Construction and Building Materials*, 2007, vol. 21, no. 1. pp. 66-72 SCOPUS.
59. NAVARRO, F. J., et al. Thermo-Rheological Behaviour and Storage Stability of Ground Tire Rubber-Modified Bitumens. *Fuel*, 2004, vol. 83, no. 14-15 SPEC. ISS. pp. 2041-2049 SCOPUS.

60. FANG, C., et al. Pavement Properties of Asphalt Modified with Packaging-Waste Polyethylene. *Journal of Vinyl and Additive Technology*, 2014, vol. 20, no. 1. pp. 31-35 SCOPUS.
61. CASEY, D., et al. Development of a Recycled Polymer Modified Binder for use in Stone Mastic Asphalt. *Resources, Conservation and Recycling*, 2008, vol. 52, no. 10. pp. 1167-1174 SCOPUS.
62. PUNITH, V. S.; and VEERARAGAVAN, A. Behavior of Reclaimed Polyethylene Modified Asphalt Cement for Paving Purposes. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2011, vol. 23, no. 6. pp. 833-845 SCOPUS. ISSN 08991561.
63. PANDA, M.; and MAZUMDAR, M. Utilization of Reclaimed Polyethylene in Bituminous Paving Mixes. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 2002, vol. 14, no. 6. pp. 527-530 SCOPUS. ISSN 08991561.
64. CERNUDA, Armando, et al. *Betunes Modificados Con Polietileno En El Tramo Chirivel (Almería) - Límite De Provincia Con Murcia De La A-92 Norte. I Congreso Andaluz De Carreteras. Construcción De Carreteras En Climas Semiáridos.* Granada, España ed. Madrid, España: Asociación Española de la Carretera, 10 - 13 de Febrero de 1998, 1998.
65. AHMADINIA, E., et al. Using Waste Plastic Bottles as Additive for Stone Mastic Asphalt. *Materials and Design*, 2011, vol. 32, no. 10. pp. 4844-4849 SCOPUS.
66. VASUDEVAN, R. *Performance Evaluation of Polymer Coated Bitumen Built Roads.* . Central pollution control board, Ministry of Environment & Forests, New Delhi ed., Parivesh Bhawan, East Arjun Nagar, Delhi: National Institute of Science Communication and Information Resources, CSIR, Dr. K.S. Krishnan Marg, New Delhi-110 012, 2002 PROBES/122/2008-2009.
67. VASUDEVAN, R., et al. A Technique to Dispose Waste Plastics in an Ecofriendly Way - Application in Construction of Flexible Pavements. *Construction and Building Materials*, 2012, vol. 28, no. 1. pp. 311-320 SCOPUS.
68. State of California Department of Transportation. Asphalt Rubber Usage Guide, 30 Septiembre 2006, 2006. pp. 1-71.
69. Centro de estudios y experimentación de obras públicas (CEDEX). *Manual De Empleo De Caucho De NFU En Mezclas Bituminosas.* Madrid, Spain.: Ministerio de Fomento;Ministerio de medioambiente;, Mayo de 2007, 2007.
70. MAXIL COYOPOTL, Roberto; and SALINAS HERNÁNDEZ, Marco A. *Ventajas Y Desventajas Del Uso De Polímeros En El Asfalto.* . BERNAL CARREÑO, Ignacio; REYES RAMÍREZ, Rosembergand Ponce Méndez, José Juan Alejandro eds., Puebla, Méjico: Escuela de Ingeniería y Ciencias. Universidad de las Américas Puebla, 2006.

71. MAGALHÃES PINHEIRO, Jorge Henrique; and BARBOSA SOARES, Jorge. The Effect of Crumb Rubber Gradation and Binder-Rubber Interaction Time on the Mechanical Properties of Asphalt-Rubber Mixtures (Dry Process). *Asphalt Rubber Conference 2003*. Asphalt Rubber Conference ed., 2 - 4 de Diciembre de 2003, 2003.
72. VERDÚ ARACIL, Francisco J., et al. *Utilización De Polvo De Caucho NFU Aportado Por Vía Seca Para La Fabricación De Mezclas Bituminosas En Caliente Para Capas De Base Y Antifisuras*. Madrid ed. Madrid: IV Jornada Nacional ASEFMA, 25 y 26 de Marzo de 2009, 2009.
73. CARMONA CARMONA, Marisa; PASTOR VALLE, José David and IZQUIERO NIETO, Silvia. Diseño Y Desarrollo De Mezclas Bituminosas Con Polvo De Neumáticos Atendiendo a La Nueva Normativa Europea. *VIII Congreso Nacional De Firmes*, 2008. pp. 1-41.
74. Gruas I Pauls, Josep M. *Efecto De La Utilización De Mezclas Bituminosas Con Polvo De Neumático Sobre Las Características Funcionales Del Pavimento*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña, Marzo de 2009, 2009. ISBN 722-TES-CA-3392.
75. REYES LIZCANO, Fredy A.; MADRID AHUMADA, María F. and SALAS CALLEJAS, Sandra X. Mezclas Asfálticas Modificadas Con Un Elastómero (Caucho) Y Un Plastómero (Tiras De Bolsas De Leche Con Asfalto 80-100). *Infraestructura Vial*. 2007, 2014, vol. 9. pp. 23 de Julio de 2014-25-34. Available from: <http://www.lanamme.ucr.ac.cr/riv/index.php?option=com_content&view=article&id=247&Itemid=328>.
76. CORRIGAN, Matthew; NEWCOMB, Dave and BENNERT, Thomas. From Hot to Warm. *Public Roads*. August 2010, 2015, vol. 74, no. 1. pp. 20 January 2017. Available from: <<https://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/10julaug/05.cfm>>.
77. The german bitumen forum. *Progress Report 2006*. . RÜHL, Reinhold; and LINDEMEIER, Bernd eds., Germany: , 2006.
78. D'ANGELO, John, et al. *Warm-Mix Asphalt: European Practice*. Washington D.C.: Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation., 2008 FHWA-PL-08-007.
79. GIL REDONDO, Santiago. Estudio De Ligantes Modificados Con Ceras Mediante Técnicas Reológicas Y Calorimétricas. *Carreteras*, March 2011, 2011, vol. 176. pp. 6-27.
80. RUBIO, M. C., et al. Warm Mix Asphalt: An Overview. *Journal of Cleaner Production*, 2012, vol. 24. pp. 76-84 SCOPUS. ISSN 09596526.
81. EDWARDS, Y. Influence of Waxes on Bitumen and Asphalt Concrete Mixture Performance. *Road Materials and Pavement Design*, 2009, vol. 10, no. 2. pp. 313-335 SCOPUS. ISSN 14680629.

82. GIULIANI, F.; and MERUSI, F. Flow Characteristics and Viscosity Functions in Asphalt Binders Modified by Wax. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 2009, vol. 2, no. 2. pp. 51-60 SCOPUS. ISSN 19966814.
83. MARTÍNEZ MONTES, German. *Investigación De Nuevas Mezclas De Baja Energía Para La Rehabilitación Superficial (INMBERS)*. Granada, España: Laboratorio de Ingeniería de la Construcción. Universidad de Granada., 2011.
84. GIL REDONDO, Santiago, et al. Estudio De Los Aditivos Que Permiten Reducir La Viscosidad Del Ligante a Elevadas Temperaturas. *Asefma*, Marzo de 2009, 2009. pp. 211-224.
85. GIL REDONDO, Santiago; and HERRERO, Oscar. *Betún Modificado Con Polvo De Neumático Y Ceras, En Mezcla M-10 Con Fibras*. Madrid, Spain ed. Madrid, Spain: Asociación Española de Fabricantes de Mezclas Asfálticas (ASEFMA), 25 - 26 March 2009, 2009.
86. WANG, H., et al. Effect of Warm Mixture Asphalt (WMA) Additives on High Failure Temperature Properties for Crumb Rubber Modified (CRM) Binders. *Construction and Building Materials*, 2012, vol. 35. pp. 281-288 SCOPUS. ISSN 09500618.
87. RODRÍGUEZ-ALLOZA, A. M.; GALLEGO, J. and PÉREZ, I. Study of the Effect of Four Warm Mix Asphalt Additives on Bitumen Modified with 15% Crumb Rubber. *Construction and Building Materials*, 2013, vol. 43. pp. 300-308 SCOPUS. ISSN 09500618.
88. EL SHARKAWY, S. A.; WAHDAN, A. H. and GALAL, S. A. Utilisation of Warm-Mix Asphalt Technology to Improve Bituminous Mixtures Containing Reclaimed Asphalt Pavement. *Road Materials and Pavement Design*, 2016. pp. 1-30 SCOPUS. ISSN 14680629.
89. CASADO BARRASA, R., et al. Sustainability, Eco-Efficiency and Conservation in Transportation Infrastructure Asset Management. LOSA, Massimo; and PAPAGIANNAKIS, Tom eds., The Netherlands: CRC Press & Balkema, 2014. *POLYMIX: Polymeric Waste in Asphalt Mixes*, pp. 23-31. ISBN 978-1-138-00147-3.
90. BUTTON, Joe W.; ESTAKHRI, Cindy and WIMSATT, Andrew. *A Synthesis of Warm-Mix Asphalt*. Texas, USA.: Texas Transportation Institute, 2007 Report 0-5597-1.
91. KRISTJANSDOTTIR, Olof. *Warm Mix Asphalt for Cold Weather Paving*. Seattle: University of Washington, 2006.
92. DI BAGGIO, Fernando. *Manufacture and Properties of Kemfluid 220-G*. . Sales manager of Unión Deriván SA ed., , 10/02/2016, 2016.
93. JAMSHIDI, A.; HAMZAH, M. O. and YOU, Z. Performance of Warm Mix Asphalt Containing Sasobit®: State-of-the-Art. *Construction and Building Materials*, 2013, vol. 38. pp. 530-553 SCOPUS. ISSN 09500618.

94. D'ANDREA, Antonio, et al. SIIV-5th International Congress - Sustainability of Road Infrastructures 2012 Rheological Characterization of Bituminous Binders Modified with Carbon Nanotubes. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, 3 October 2012, 2012, vol. 53. pp. 546-555. Available from <http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S1877042812043674>. ISSN 1877-0428.
95. YUSOFF, N. I. M.; SHAW, M. T. and AIREY, G. D. Modelling the Linear Viscoelastic Rheological Properties of Bituminous Binders. *Construction and Building Materials*, 2011, vol. 25, no. 5. pp. 2171-2189 SCOPUS. ISSN 09500618.
96. AKBARI MOTLAGH, A., et al. Improving Technical Characteristics of Asphalt Pavement using Wastes of Polystyrene Disposable Dishes. *World Applied Sciences Journal*, 2012, vol. 18, no. 5. pp. 605-612 SCOPUS.
97. ZOOROB, S. E.; and SUPARMA, L. B. Laboratory Design and Investigation of the Properties of Continuously Graded Asphaltic Concrete Containing Recycled Plastics Aggregate Replacement (Plastiphalt). *Cement and Concrete Composites*, 2000, vol. 22, no. 4. pp. 233-242 SCOPUS.
98. HASSAN, N. A., et al. A Review of Crumb Rubber Modification in Dry Mixed Rubberised Asphalt Mixtures. *Jurnal Teknologi*, 2014, vol. 70, no. 4. pp. 127-134 SCOPUS. ISSN 01279696.
99. MIRÓ RECASENS, R.; MARTÍNEZ, A. and PEÉ JIMÉNEZ, F. Assessing Heat-Adhesive Emulsions for Tack Coats. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Transport*, 2005, vol. 158, no. 1. pp. 45-51 SCOPUS. ISSN 0965092X.
100. GALLEGO, J.; RODRÍGUEZ-ALLOZA, A. M. and GIULIANI, F. Black Curves and Creep Behaviour of Crumb Rubber Modified Binders Containing Warm Mix Asphalt Additives. *Mechanics of Time-Dependent Materials*, 2016. pp. 1-15 SCOPUS. ISSN 13852000.
101. PELLINEN, T. K.; WITCZAK, M. W. and BONAQUIST, R. F. *Asphalt Mix Master Curve Construction using Sigmoidal Fitting Function with Non-Linear Least Squares Optimization*. , 2004 SCOPUS.
102. GARCIA, Gabriel; and THOMPSON, Marshall. *HMA Dynamic Modulus Predictive Models - A Review*. . Illinois Center for Transportation ed., , Enero 2007, 2007. ISBN 0197-9191.
103. DEL RÍO PRAT, María. *Estudio De Los Procesos De Compactación Y Post-Compactación De Mezclas Bituminosas Empleando Nuevos Índices Energéticos: Aplicación a Mezclas De Alto Módulo Que Contienen Cantos Rodados*. . CALZADA PÉREZ, Miguel Ángel; and VEGA ZAMANILLO, Ángel eds., Santander, Spain: Universidad de Cantabria, 2011.

104. PASCUAL-MUÑOZ, P., et al. Influence of Early Colour Degradation of Asphalt Pavements on their Thermal Behaviour. *Construction and Building Materials*, 2014, vol. 65. pp. 432-439 SCOPUS. ISSN 09500618.
105. ZAMORA BARRAZA, David. *Desarrollo De Un Procedimiento Para La Optimización Del Comportamiento De Un Firme Flexible Mediante El Empleo De Un Geosintético Como Elemento Antirremonte De Fisuras*. . CALZADA-PÉREZ, Miguel Ángel; and CASTRO-FRESNO, Daniel eds., Santander, Spain.: Universidad de Cantabria, 2008, 2008.
106. YUSOFF, N. I. M.; AIREY, G. D. and HAININ, M. R. Predictability of Complex Modulus using Rheological Models. *Asian Journal of Scientific Research*, 2010, vol. 3, no. 1. pp. 18-30 SCOPUS. ISSN 19921454.
107. RODRÍGUEZ-ALLOZA, A. M.; GALLEGO, J. and GIULIANI, F. Complex Shear Modulus and Phase Angle of Crumb Rubber Modified Binders Containing Organic Warm Mix Asphalt Additives. *Materials and Structures/Materiaux Et Constructions*, 2017, vol. 50, no. 1 SCOPUS. ISSN 13595997.
108. SUBHY, A.; LO PRESTI, D. and AIREY, G. Rubberised Bitumen Manufacturing Assisted by Rheological Measurements. *Road Materials and Pavement Design*, 2016, vol. 17, no. 2. pp. 290-310 SCOPUS. ISSN 14680629.
109. PERSSON, B. N. J. Theory of Rubber Friction and Contact Mechanics. *Journal of Chemical Physics*, 2001, vol. 115, no. 8. pp. 3840-3861 SCOPUS. ISSN 00219606.
110. TOZZO, C., et al. Fatigue Investigation of the Interface Shear Performance in Asphalt Pavement. *Modern Applied Science*, 2014, vol. 8, no. 2. pp. 1-11 SCOPUS. ISSN 19131844.
111. ABEDLI AL-HADDAD, Abdulhaq H. Construction of a Complex Shear Modulus Master Curve for Iraqui Asphalt Binder using a Modified Sigmoidal Fitting. *International Journal of Scientific Engineering and Technology Research*, February 2015, 2015, vol. 04, no. 04. pp. 682-690. ISSN 2319-8885.

I. ANEJO ESTADÍSTICO

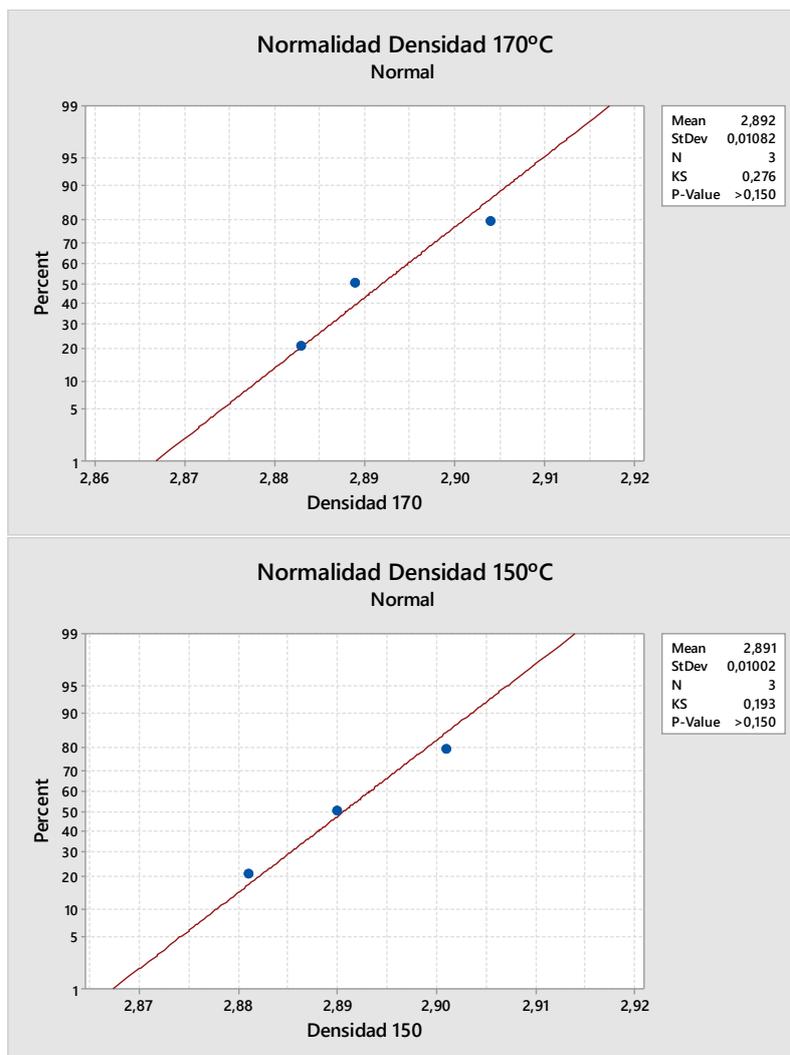
A continuación, se presenta el análisis estadístico llevado a cabo sobre los ensayos presentados en este trabajo. Dicho análisis se realizó los programas IBM SPSS (Statistical Package for the Social Sciences) y Minitab Statistical Software.

ANEJO I. ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS MECÁNICOS DE DOSIFICACIÓN DE LAS MEZCLAS CON ÁRIDOS ALTERNATIVOS Y BETÓN MODIFICADO CON CAUCHO A TEMPERATURA REDUCIDA

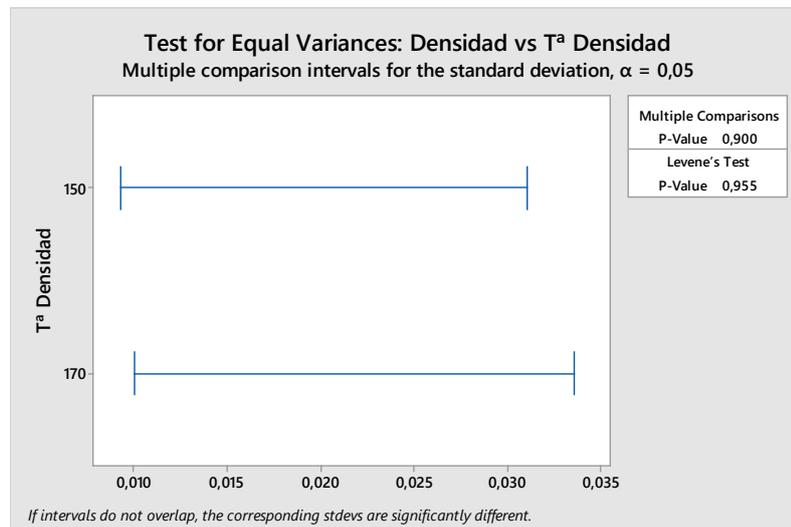
- Hormigón bituminoso (AC 16 S)

Análisis del ensayo de huecos:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



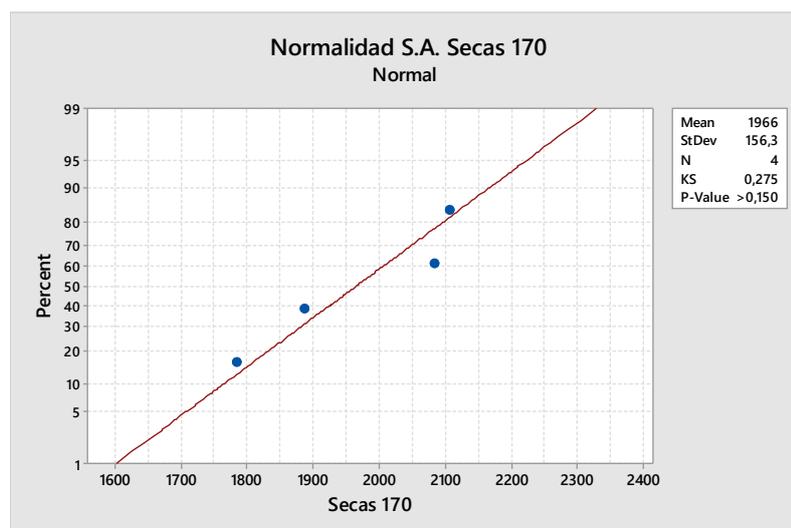
c) Prueba T de Student de análisis:

- Two-sample T for Densidad 170 vs Densidad 150

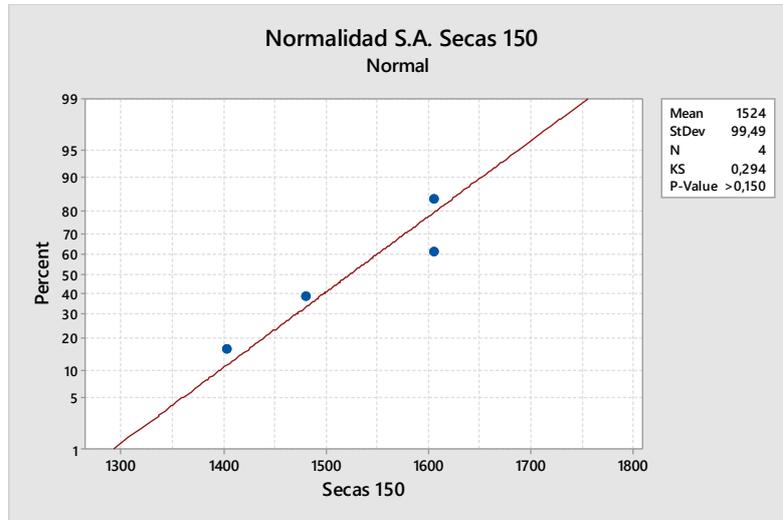
Difference = μ (Densidad 170) - μ (Densidad 150)
 Estimate for difference: 0,00133
 95% CI for difference: (-0,02230; 0,02496)
 T-Test of difference = 0 (vs \neq): T-Value = 0,16 P-Value = 0,883 DF = 4
 Both use Pooled StDev = 0,0104

Análisis del ensayo de sensibilidad al agua:

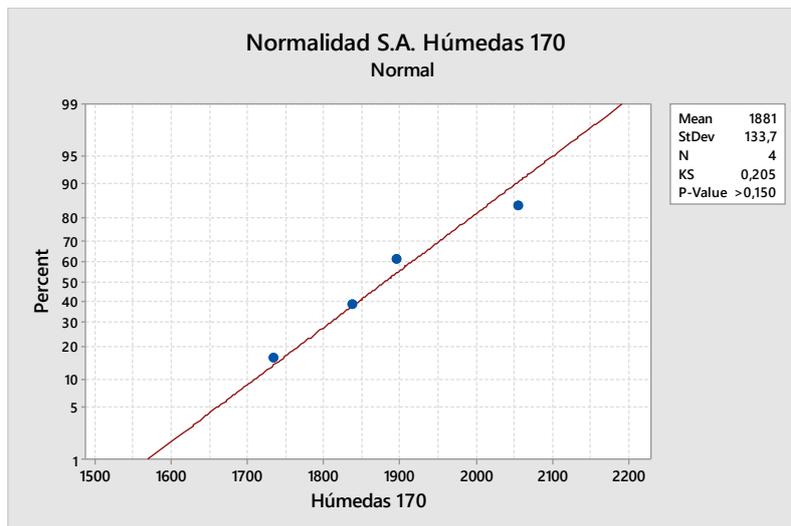
a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



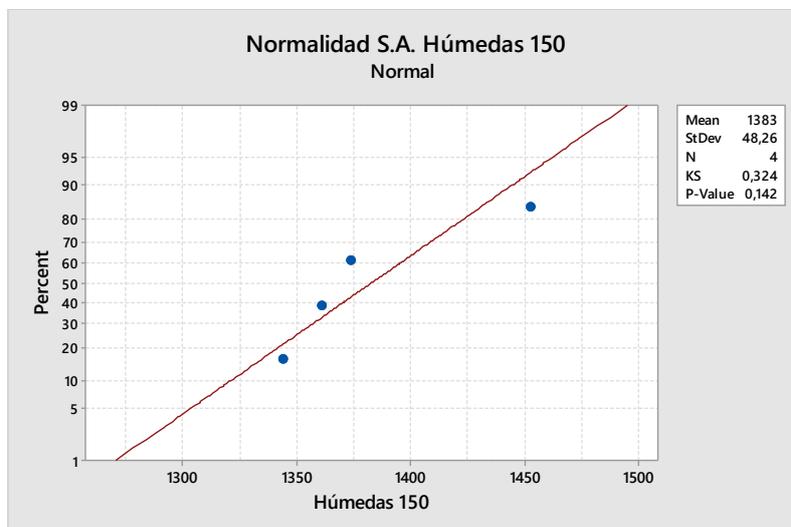
Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo·fuerza (Kgf)



Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)

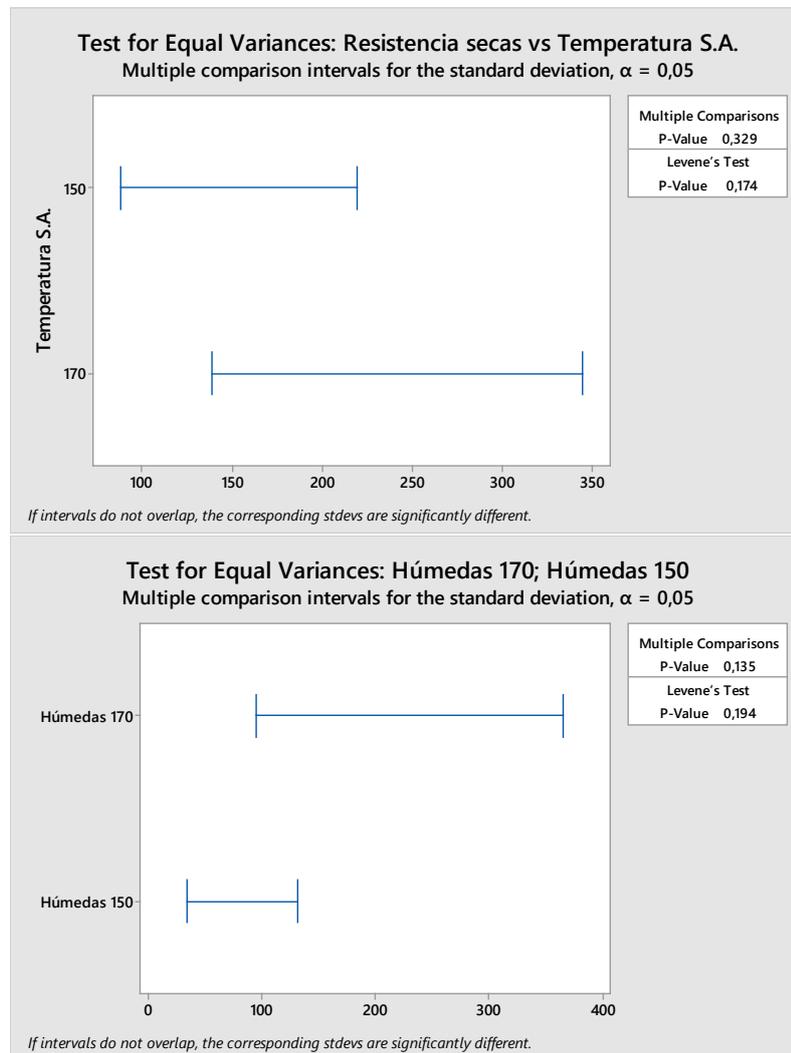


Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)



Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)

b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



c) Prueba T de Student de análisis:

- Two-sample T for Resistencia secas

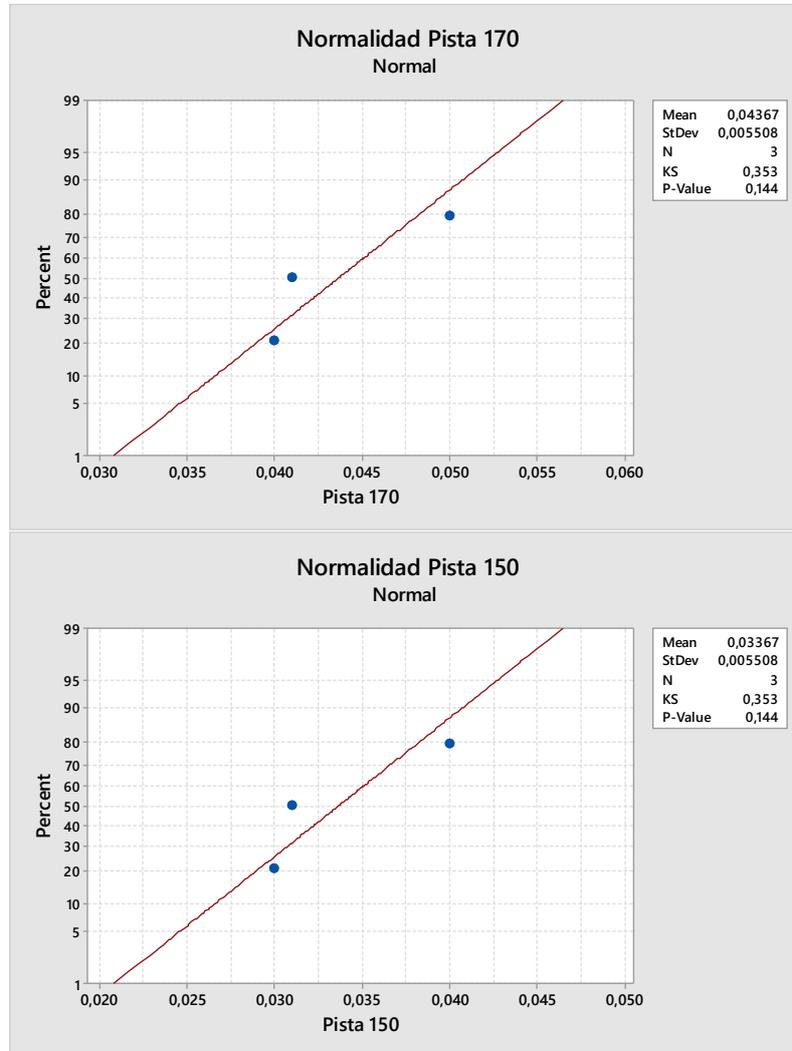
Difference = μ (150) - μ (170)
 Estimate for difference: -441,8
 95% CI for difference: (-668,4; -215,1)
 T-Test of difference = 0 (vs \neq): T-Value = -4,77 P-Value = 0,003 DF = 6
 Both use Pooled StDev = 131,0170

- T de dos muestras para Resistencia húmedas

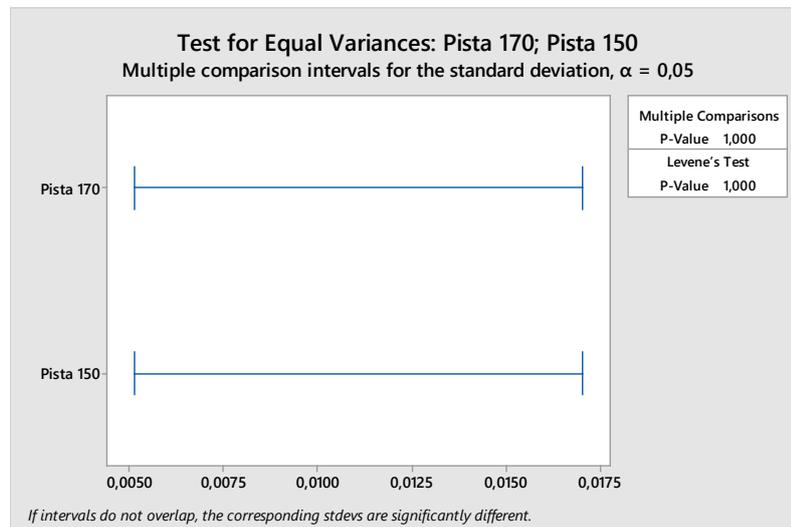
Diferencia = μ (150) - μ (170)
 Estimado de la diferencia: -498,0
 IC de 95% para la diferencia: (-672,0; -324,0)
 Prueba T de diferencia = 0 (vs. no =): Valor T = -7,00 Valor P = 0,000 GL = 6
 Ambos utilizan Desv.Est. agrupada = 100,5419

Análisis del ensayo de rodadura:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



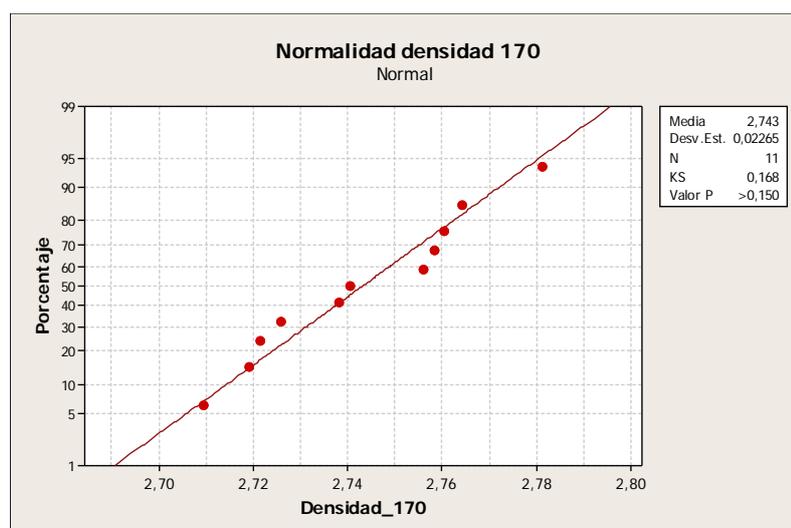
c) Prueba T de Student de análisis:

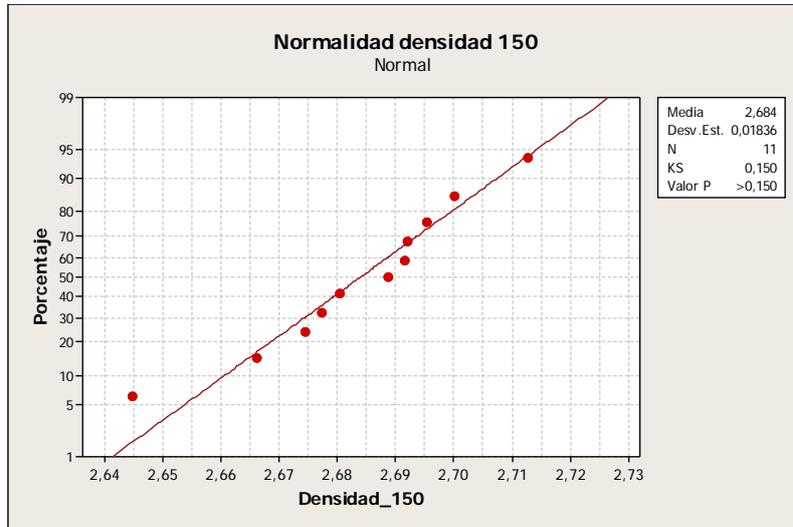
Difference = μ (Pista 170) - μ (Pista 150)
Estimate for difference: 0,01000
95% CI for difference: (-0,00249; 0,02249)
T-Test of difference = 0 (vs \neq): T-Value = 2,22 P-Value = 0,090 DF = 4
Both use Pooled StDev = 0,0055

- Mezcla discontinua (BBTM11 B)

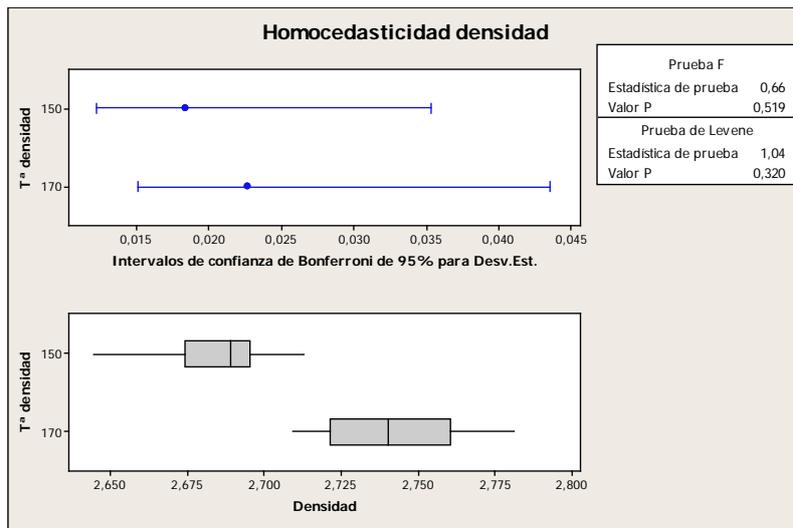
Análisis del ensayo de huecos:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):





b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



c) Prueba T de Student de análisis:

- T de dos muestras para Densidad_170 vs. Densidad_150

Diferencia = μ (Densidad_170) - μ (Densidad_150)

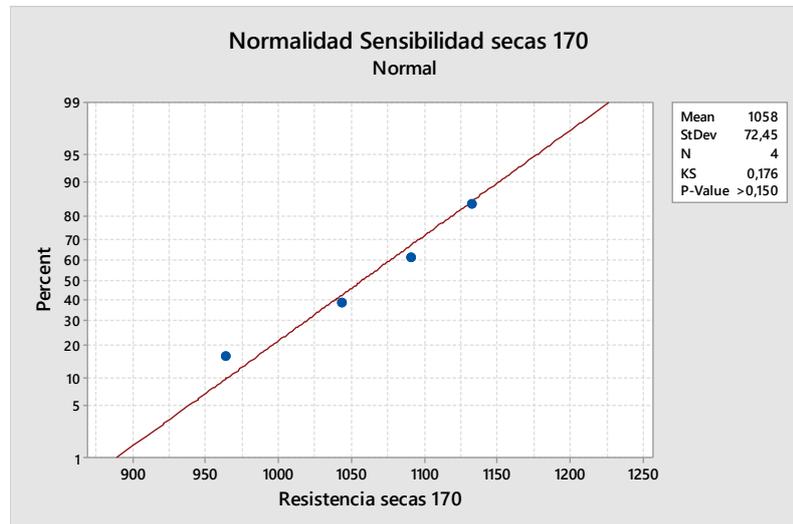
Estimado de la diferencia: 0,05917

IC de 95% para la diferencia: (0,04077; 0,07757)

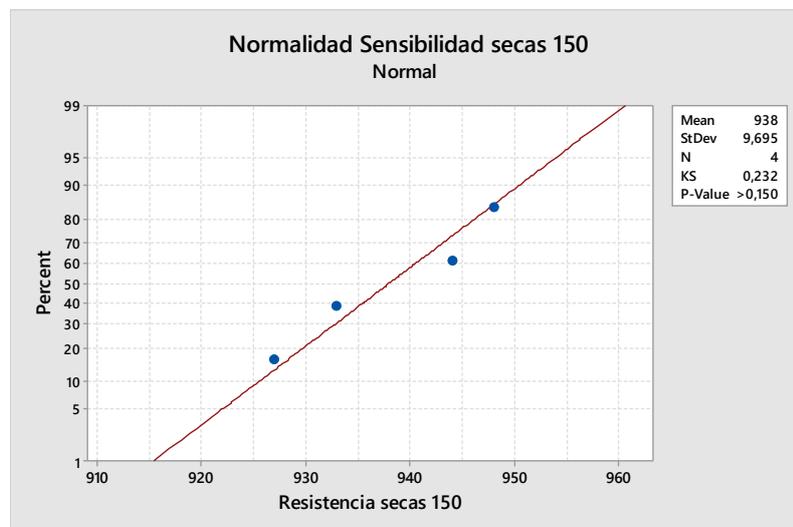
Prueba T de diferencia = 0 (vs. no =): Valor T = 6,73 Valor P = 0,000 GL = 19

Análisis del ensayo de sensibilidad al agua:

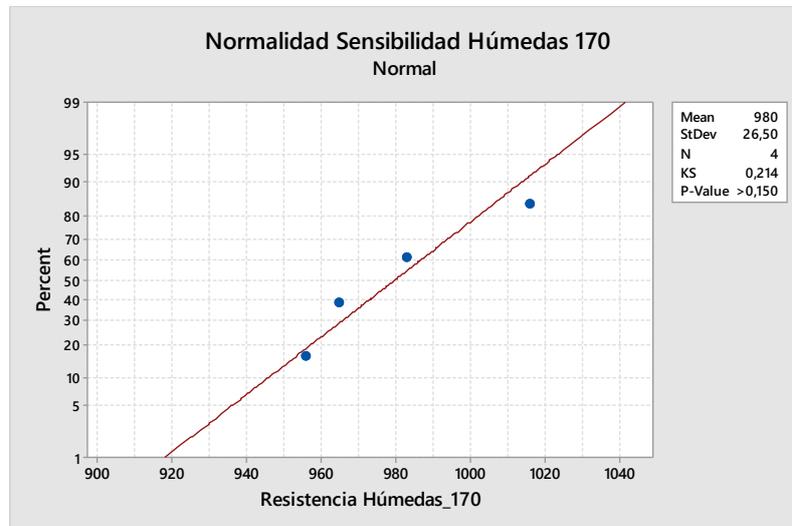
a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



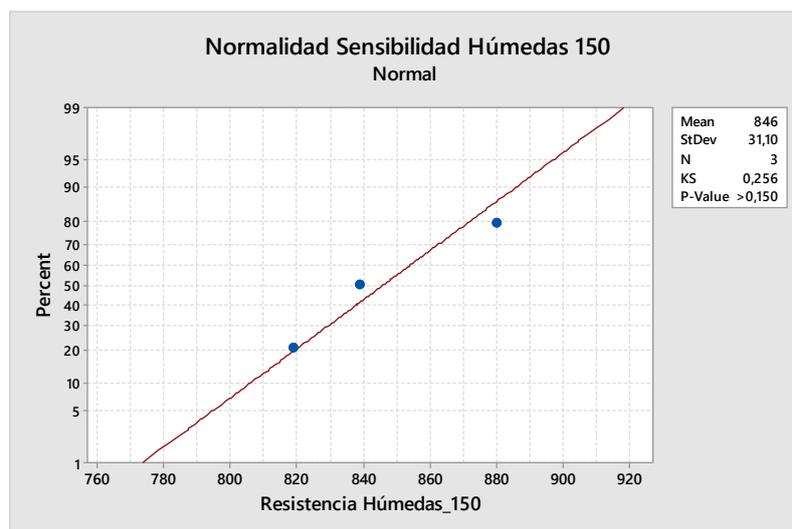
Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)



Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)

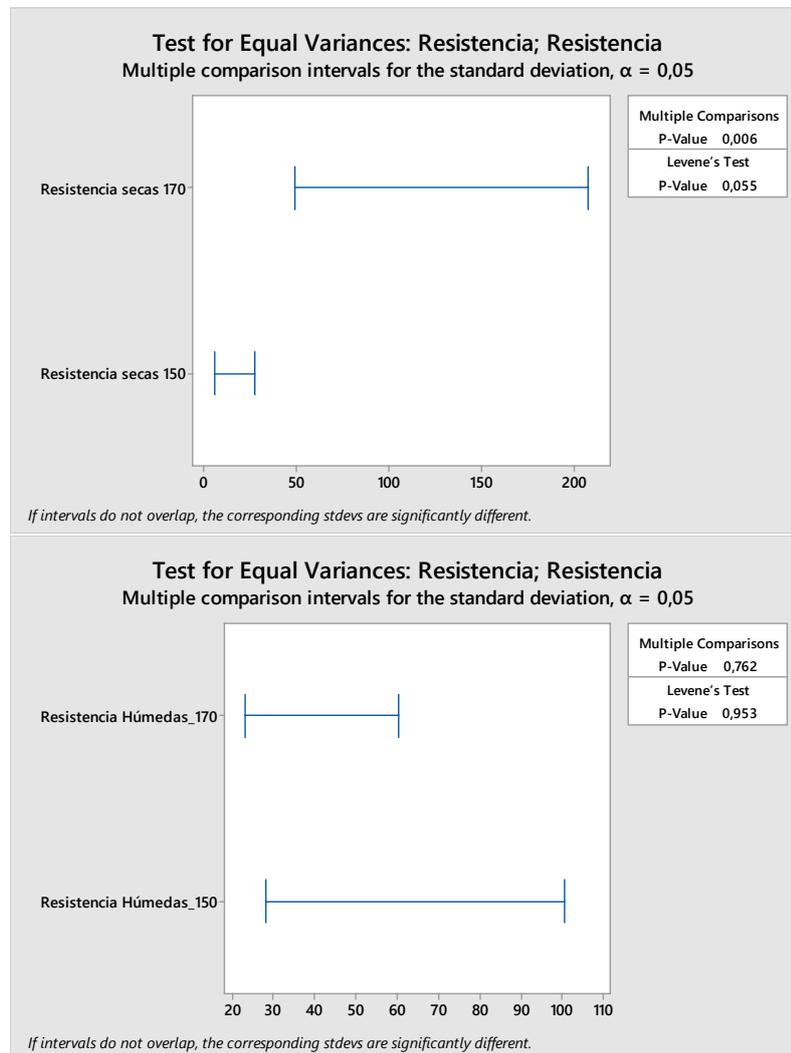


Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)



Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)

b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



c) Prueba T de Student de análisis:

- Two-sample T for Resistencia secas 170 vs Resistencia secas 150

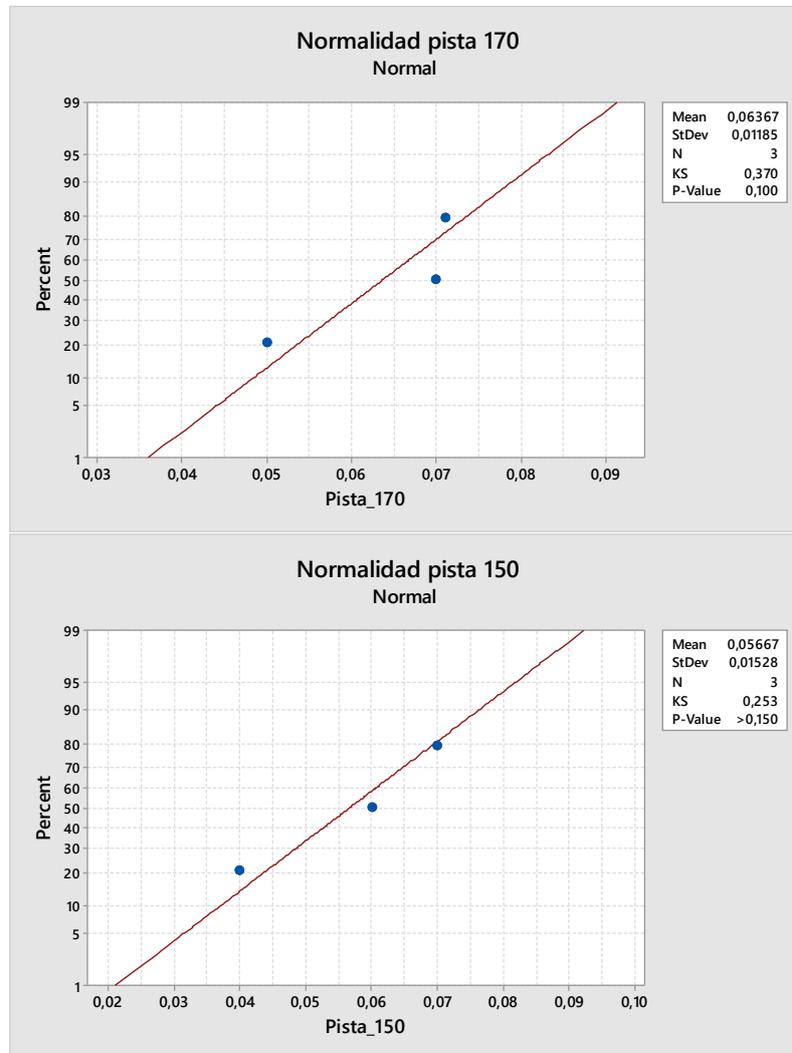
Difference = μ (Resistencia secas 170) - μ (Resistencia secas 150)
 Estimate for difference: 120,0
 95% CI for difference: (30,6; 209,4)
 T-Test of difference = 0 (vs \neq): T-Value = 3,28 P-Value = 0,017 DF = 6
 Both use Pooled StDev = 51,6849

- T de dos muestras para Resistencia Húmedas_170 vs. Resistencia Húmedas_150

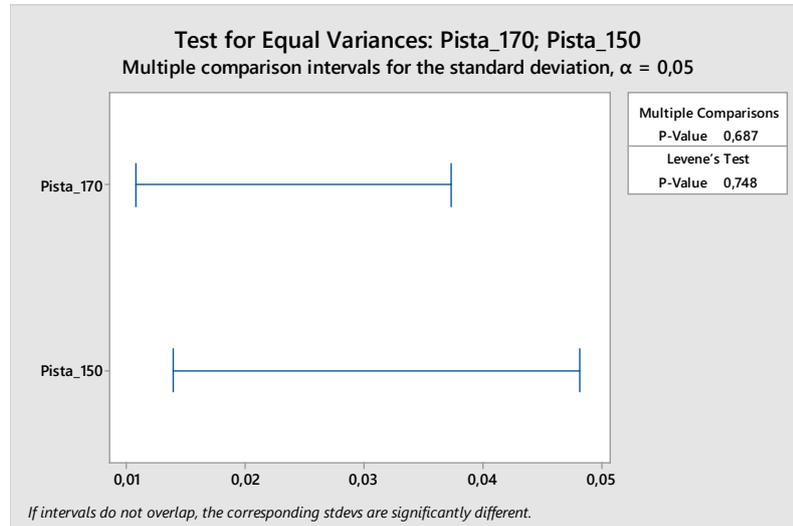
Diferencia = μ (Resistencia Húmedas_170) - μ (Resistencia Húmedas_150)
 Estimado de la diferencia: 134,0
 IC de 95% para la diferencia: (63,0; 205,0)
 Prueba T de diferencia = 0 (vs. no =): Valor T = 6,01 Valor P = 0,009 GL = 3

Análisis del ensayo de rodadura:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



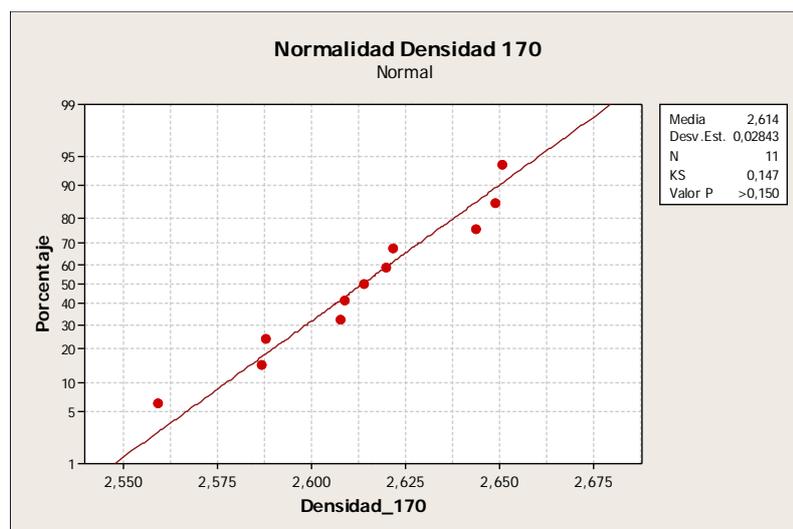
c) Prueba T de Student de análisis:

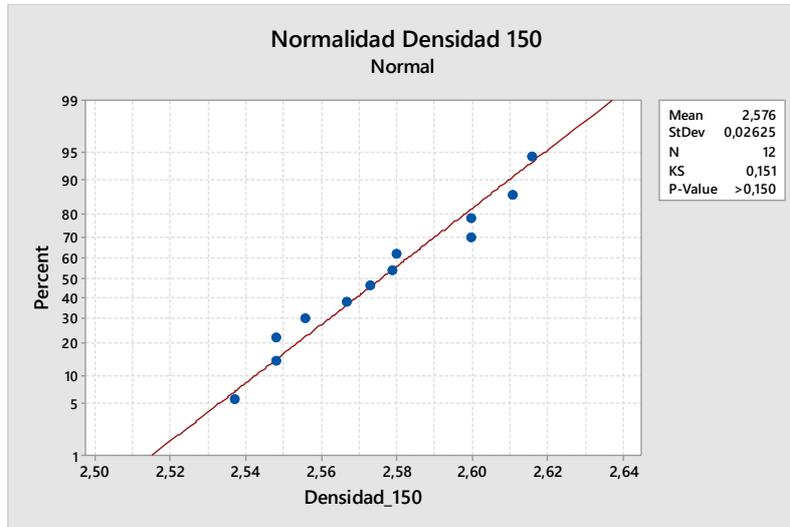
Difference = μ (Pista_170) - μ (Pista_150) Estimate for difference: 0,0070
 Estimate for difference: 0,0070
 95% CI for difference: (-0,0240; 0,0380)
 T-Test of difference = 0 (vs \neq): T-Value = 0,63 P-Value = 0,565 DF = 4
 Both use Pooled StDev = 0,0137

- Mezcla porosa (PA16)

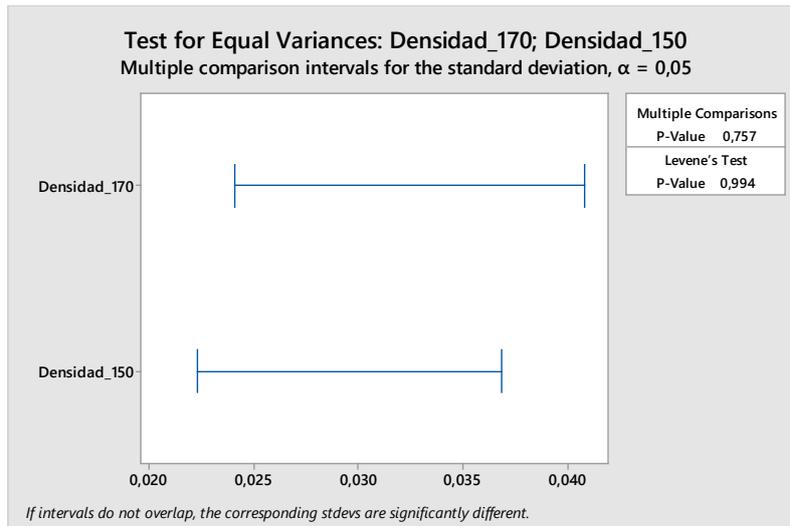
Análisis del ensayo de huecos:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):





b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



c) Prueba T de Student de análisis:

- T de dos muestras para Densidad_150 vs. Densidad_170

Diferencia = μ (Densidad_150) - μ (Densidad_170)

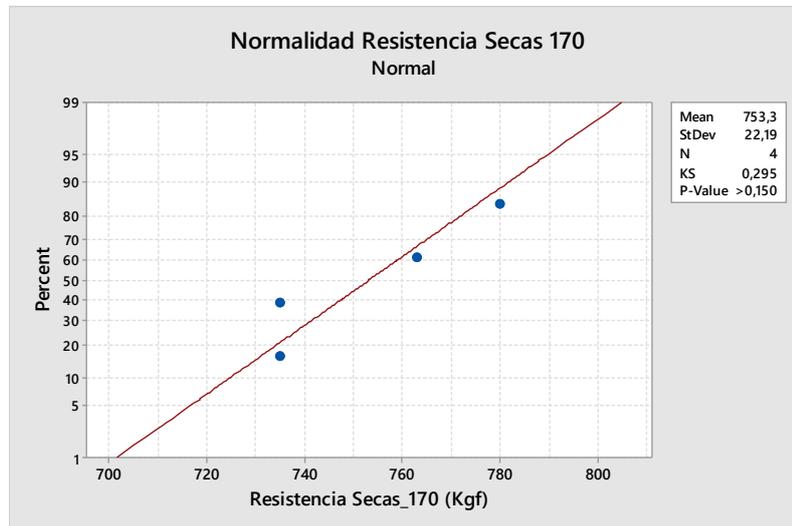
Estimado de la diferencia: -0,0375

IC de 95% para la diferencia: (-0,0613; -0,0136)

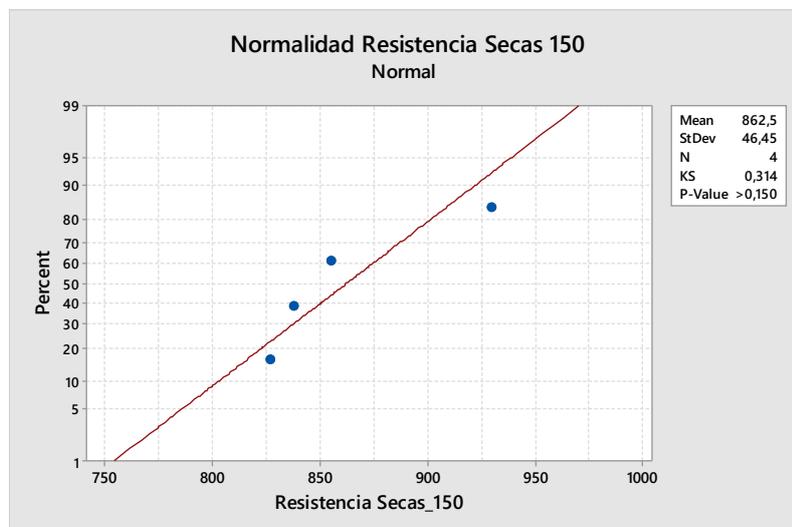
Prueba T de diferencia = 0 (vs. no =): Valor T = -3,28 Valor P = 0,004 GL = 20

Análisis del ensayo de sensibilidad al agua:

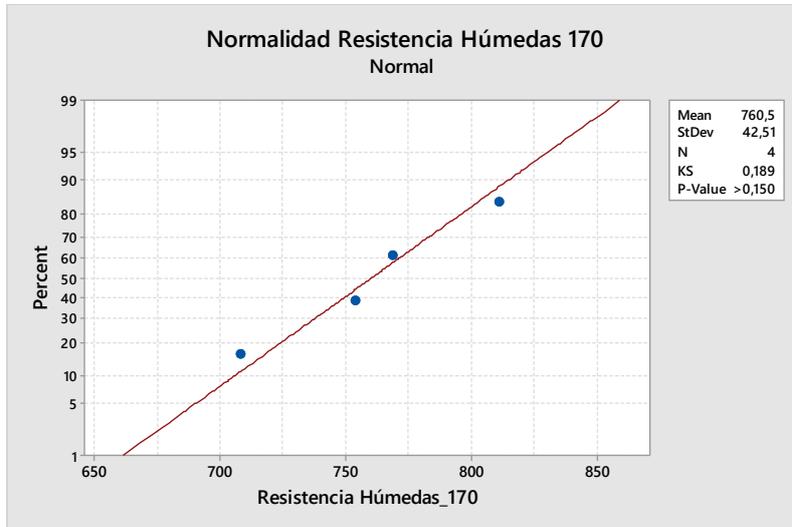
a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



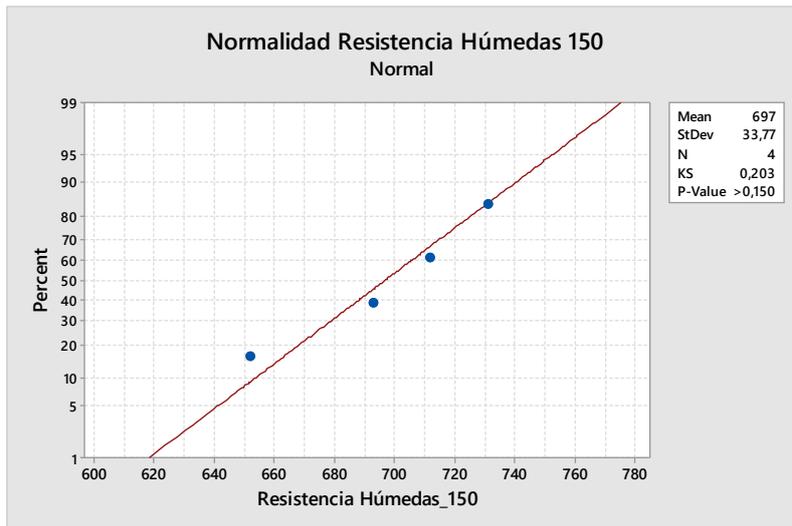
Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)



Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)

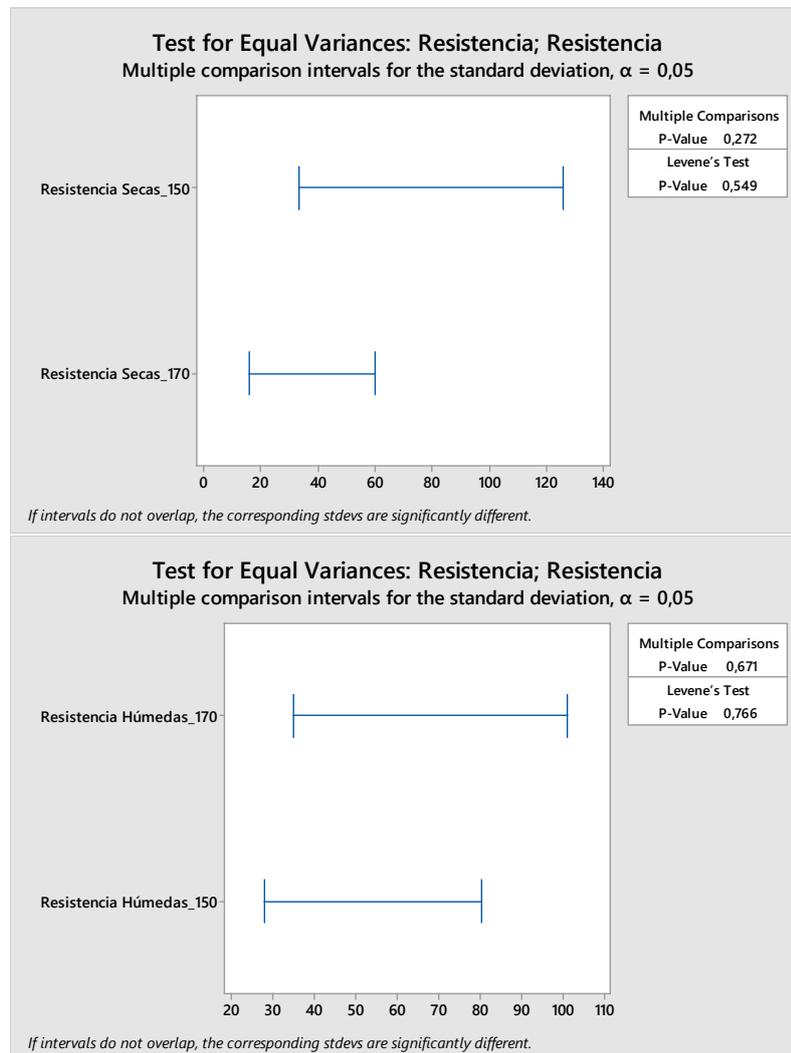


Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)



Nota: Valor medio de la carga máxima de rotura en Kilogramo-fuerza (Kgf)

b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



c) Prueba T de Student de análisis:

- Two-sample T for Resistencia Secas_150 vs Resistencia Secas_170

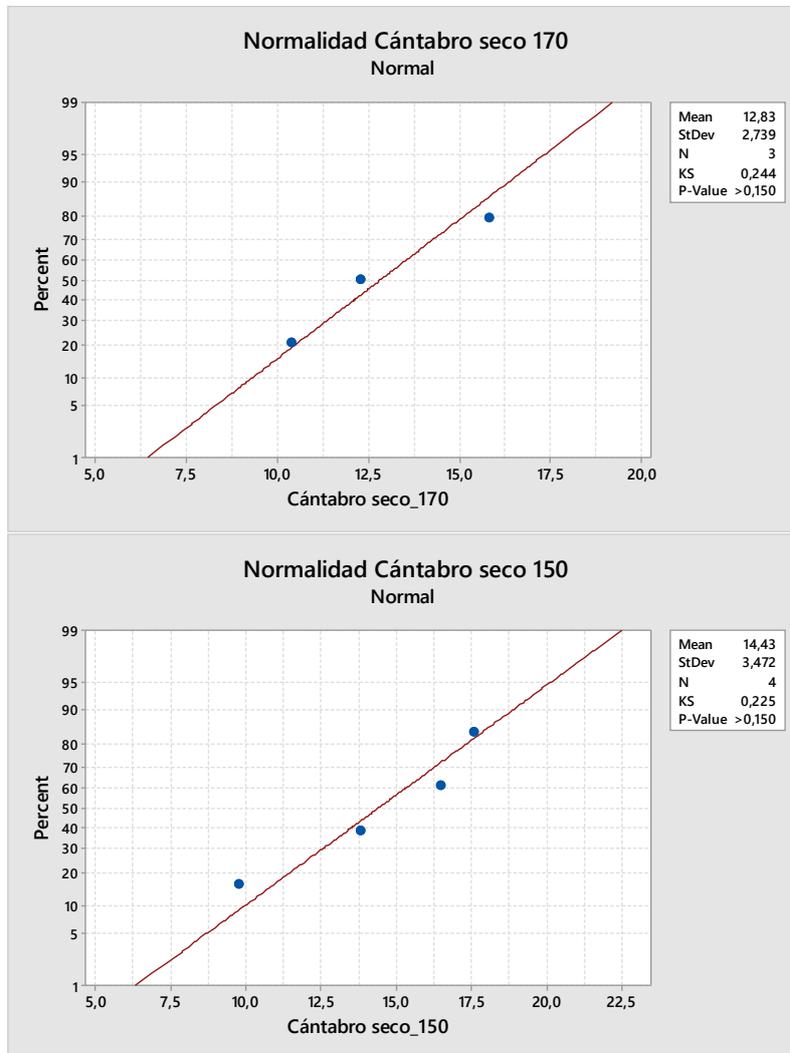
Difference = μ (Resistencia Secas_150) - μ (Resistencia Secas_170)
 Estimate for difference: 109,3
 95% CI for difference: (37,8; 180,7)
 T-Test of difference = 0 (vs \neq): T-Value = 4,24 P-Value = 0,013 DF = 4

- T de dos muestras para Resistencia Húmedas_150 vs. Resistencia Húmedas_170

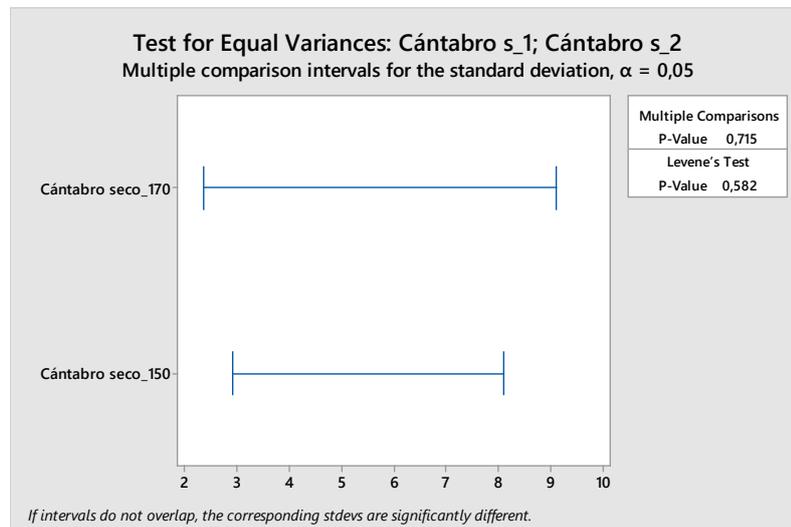
Diferencia = μ (Resistencia Húmedas_150) - μ (Resistencia Húmedas_170)
 Estimado de la diferencia: -63,5
 IC de 95% para la diferencia: (-133,3; 6,3)
 Prueba T de diferencia = 0 (vs. no =): Valor T = -2,34 Valor P = 0,066 GL = 5

Análisis del ensayo de pérdida de partículas en seco:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



c) Prueba T de Student de análisis:

- T de dos muestras para Cántabro_170 vs. Cántabro_150

Diferencia = μ (Cántabro_170) - μ (Cántabro_150)

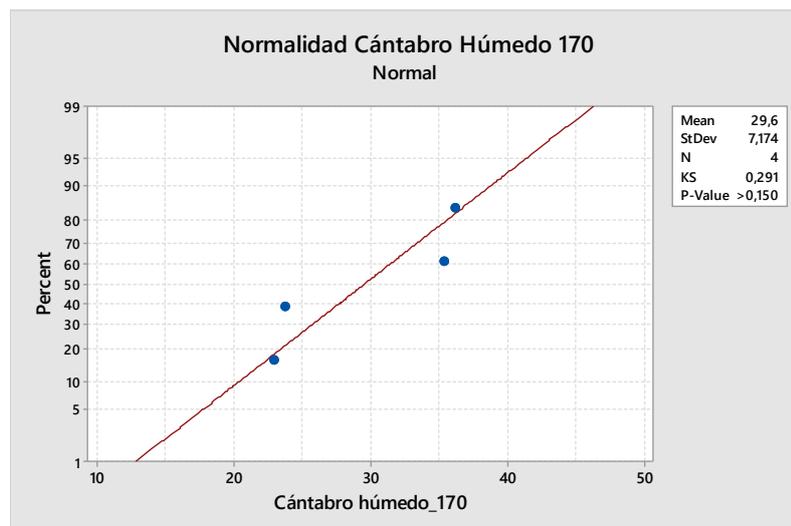
Estimado de la diferencia: -1,59

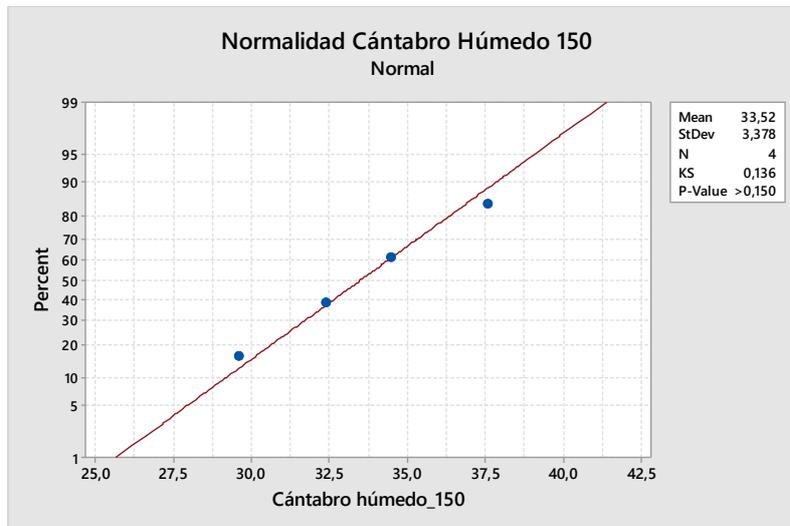
IC de 95% para la diferencia: (-8,11; 4,93)

Prueba T de diferencia = 0 (vs. no =): Valor T = -0,68 Valor P = 0,535 GL = 4

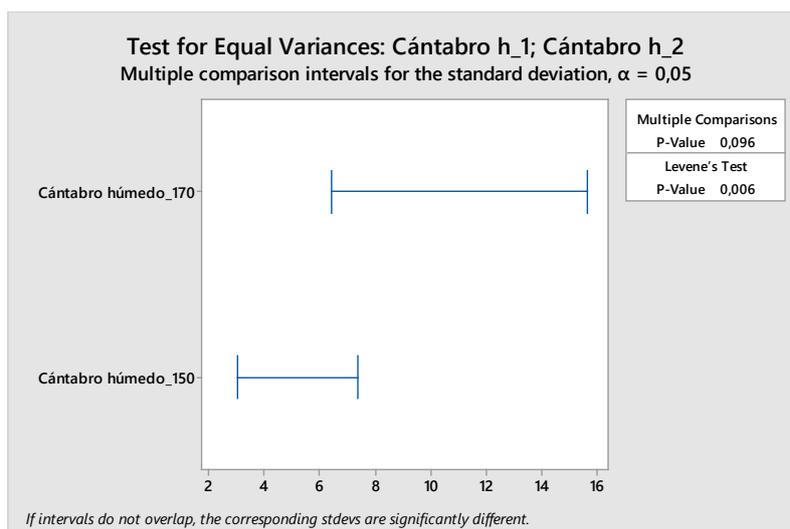
Análisis del ensayo de pérdida de partículas en húmedo:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):





b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



c) Prueba U de Mann - Whitney de análisis:

- Mann-Whitney Test and CI: Cántabro húmedo_150; Cántabro húmedo_170

Point estimate for $\eta_1 - \eta_2$ is 4,00

97,0 Percent CI for $\eta_1 - \eta_2$ is (-6,60;14,60)

W = 20,0

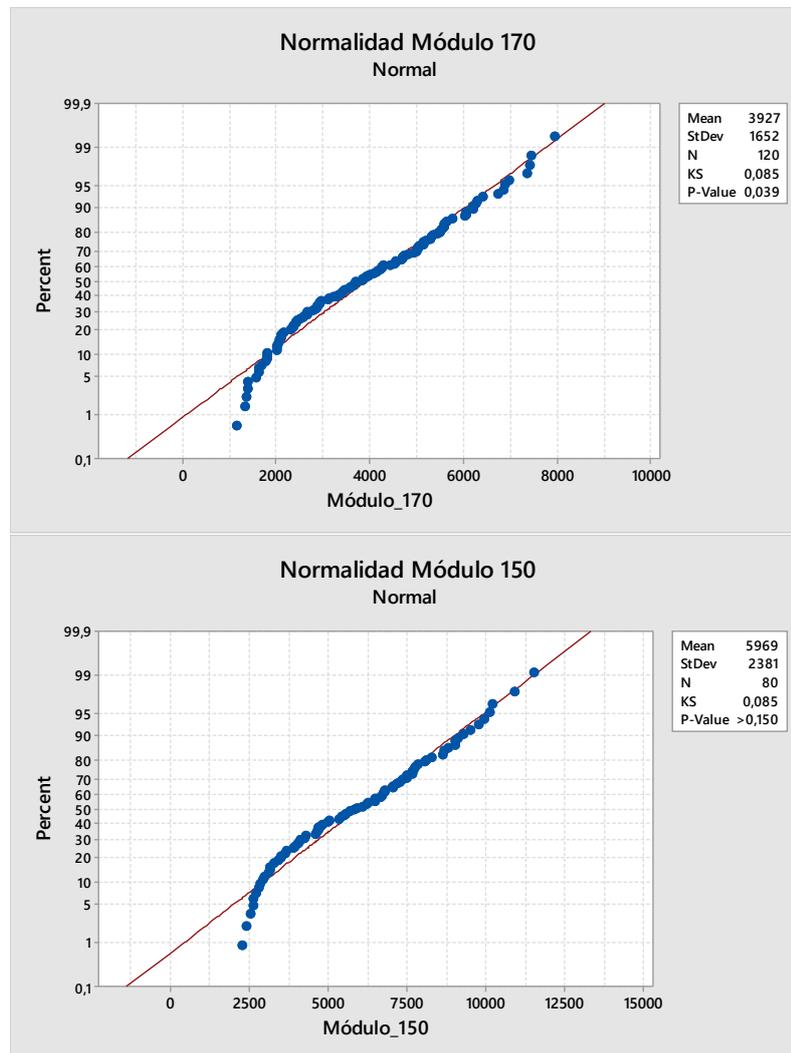
Test of $\eta_1 = \eta_2$ vs $\eta_1 \neq \eta_2$ is significant at 0,6650

ANEJO II. ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS DINÁMICOS DE LAS MEZCLAS CON ÁRIDOS ALTERNATIVOS Y BETÓN MODIFICADO CON CAUCHO A TEMPERATURA REDUCIDA

- Hormigón bituminoso (AC 16 S)

Análisis de la rigidez:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



b) Prueba U de Mann - Whitney de análisis:

- Prueba de Mann-Whitney e IC: Módulo_170; Módulo_150

La estimación del punto para ETA1-ETA2 es -1934,8

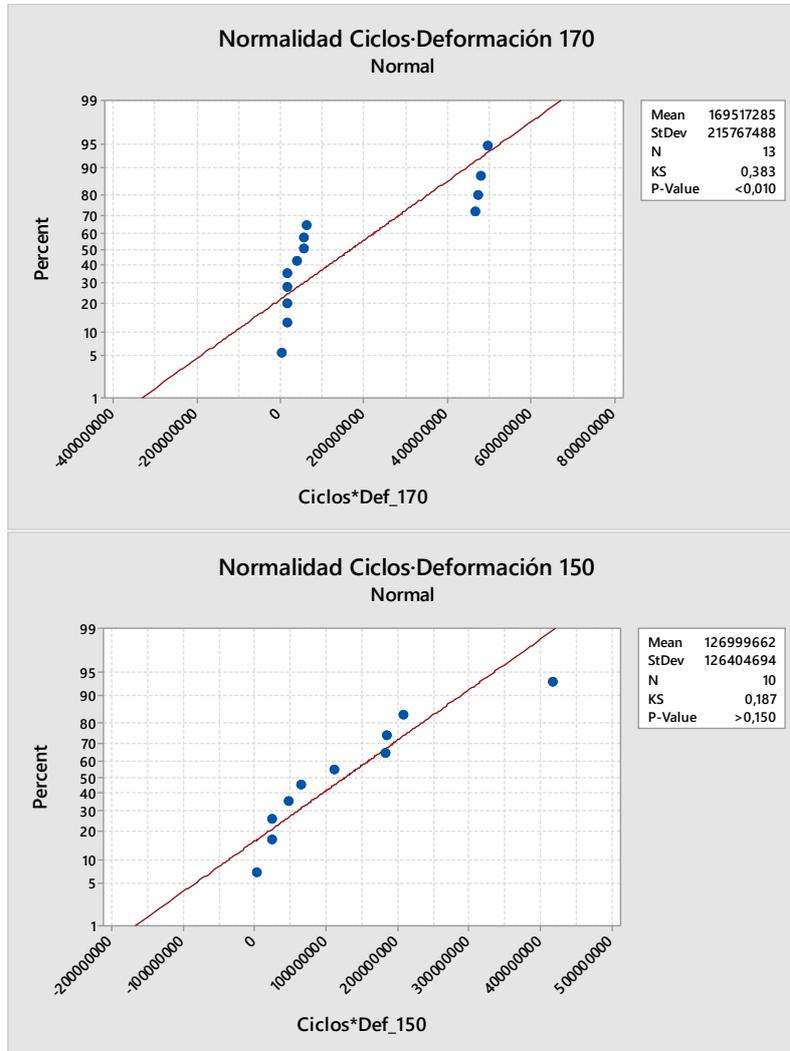
95,0 El porcentaje IC para ETA1-ETA2 es (-2590,2;-1300,4)

W = 9692,0

Prueba de ETA1 = ETA2 vs. ETA1 no es = ETA2 es significativa en 0,0000

Análisis de la resistencia a fatiga:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



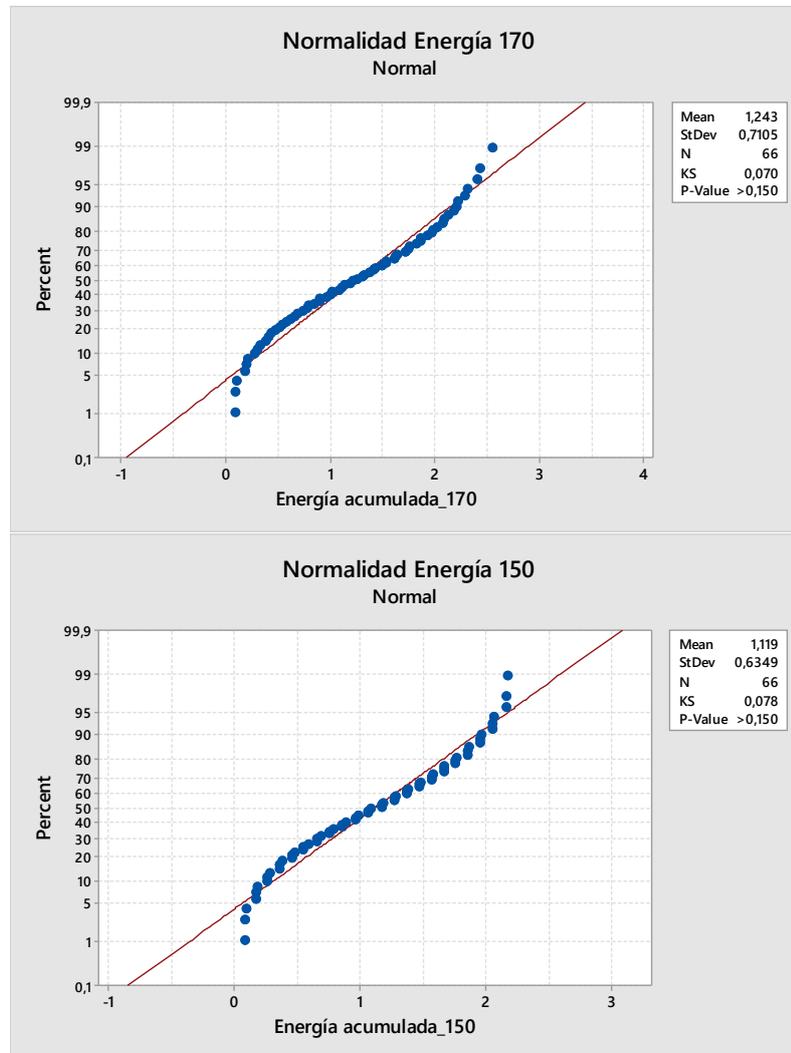
b) Prueba U de Mann - Whitney de análisis:

- Mann-Whitney Test and CI: Ciclos*Def_170; Ciclos*Def_150

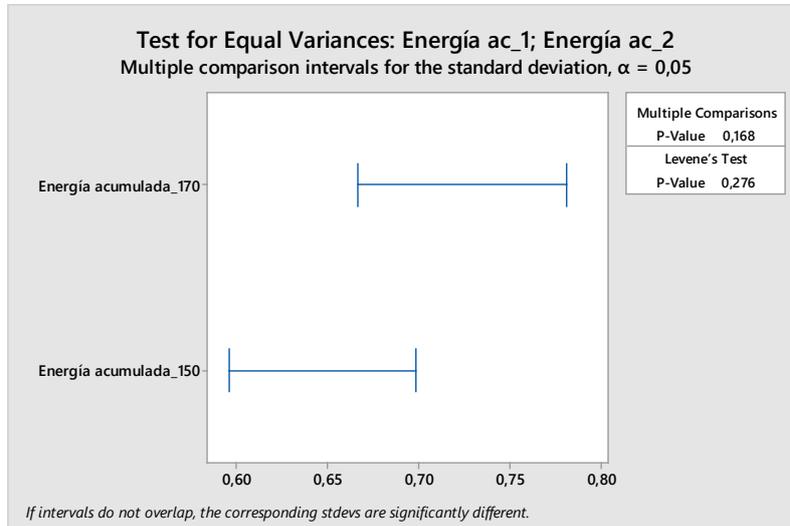
Point estimate for $\eta_1 - \eta_2$ is -7411851
95,6 Percent CI for $\eta_1 - \eta_2$ is (-125241512;282255311)
W = 150,0
Test of $\eta_1 = \eta_2$ vs $\eta_1 \neq \eta_2$ is significant at 0,7330

Análisis de la energía de compactación:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



c) Prueba T de Student de análisis:

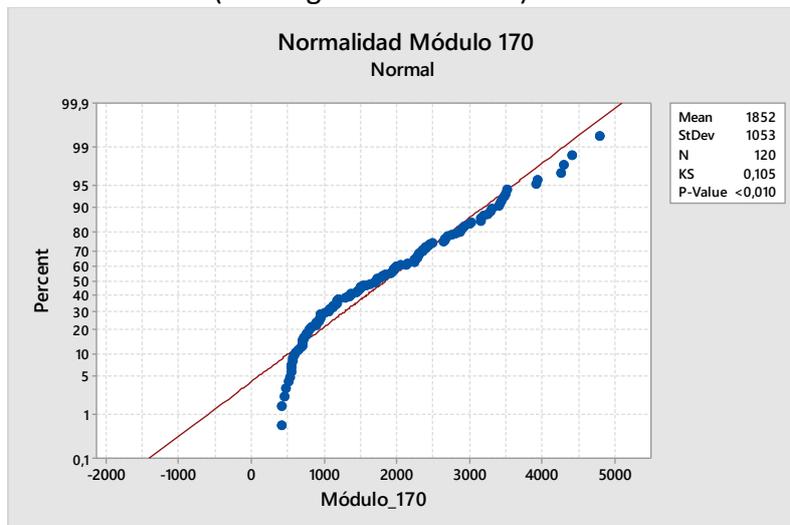
- Two-sample T for Energía acumulada_170 vs Energía acumulada_150

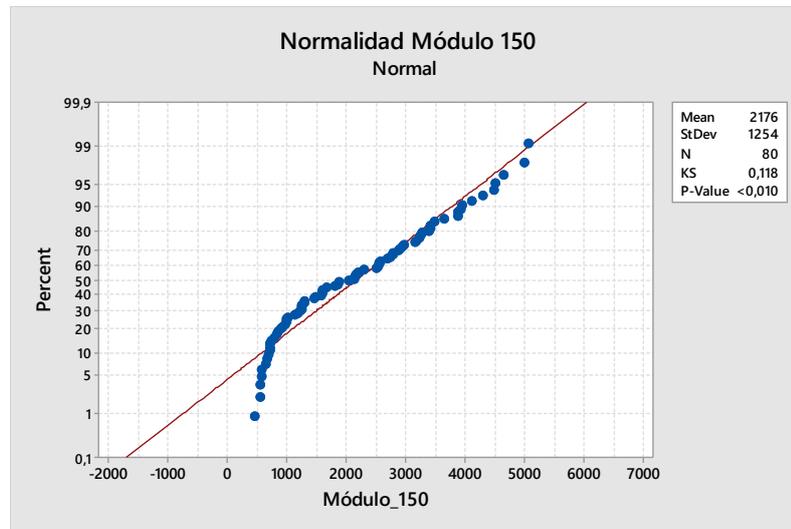
Difference = μ (Energía acumulada_170) - μ (Energía acumulada_150)
Estimate for difference: 0,123
95% CI for difference: (-0,109; 0,355)
T-Test of difference = 0 (vs \neq): T-Value = 1,05 P-Value = 0,295 DF = 130
Both use Pooled StDev = 0,6738

- Mezcla discontinua (BBTM11 B)

Análisis de la rigidez:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):





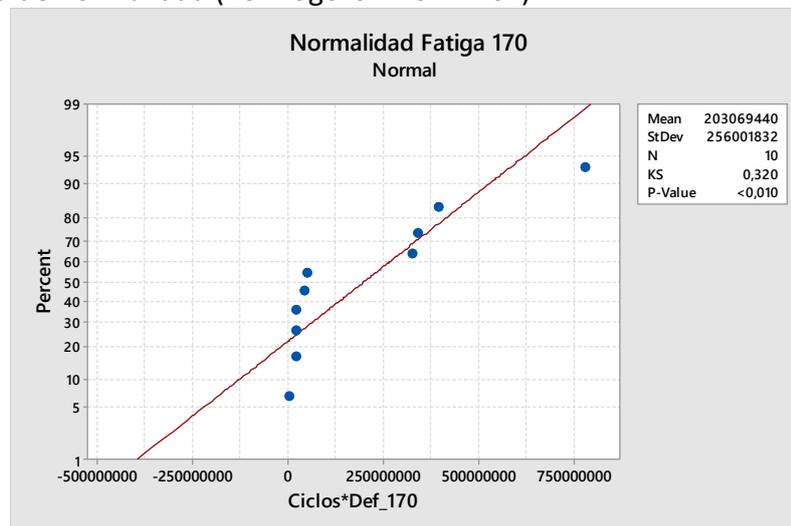
b) Prueba U de Mann - Whitney de análisis:

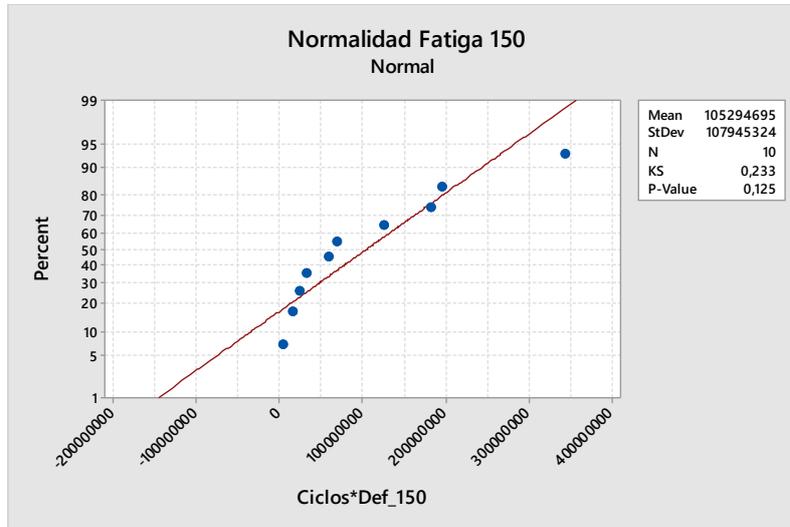
- Mann-Whitney Test and CI: Módulo_170; Módulo_150

Point estimate for $\eta_1 - \eta_2$ is -255,6
95,0 Percent CI for $\eta_1 - \eta_2$ is (-589,7;42,5)
W = 11388,0
Test of $\eta_1 = \eta_2$ vs $\eta_1 \neq \eta_2$ is significant at 0,0940

Análisis de la resistencia a fatiga:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):





b) Prueba U de Mann - Whitney de análisis:

- Prueba de Mann-Whitney e IC: Ciclos*Def_170; Ciclos*Def_150

La estimación del punto para ETA1-ETA2 es 8718402

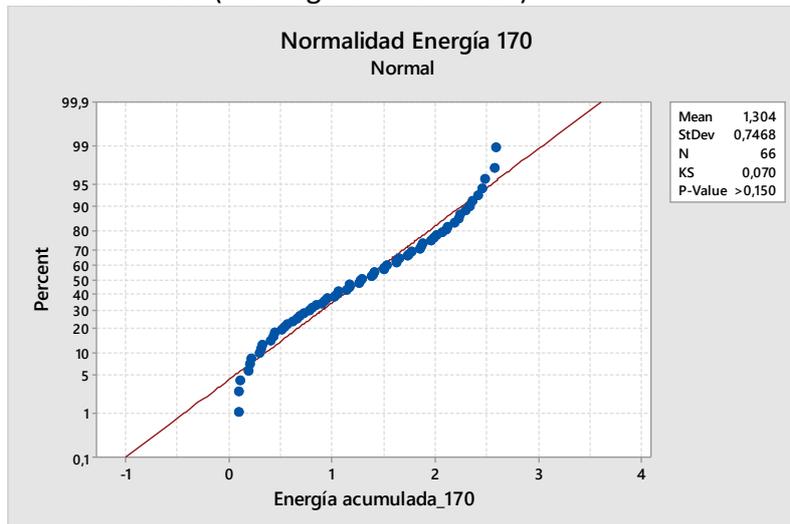
95,5 El porcentaje IC para ETA1-ETA2 es (-72234143;295435514)

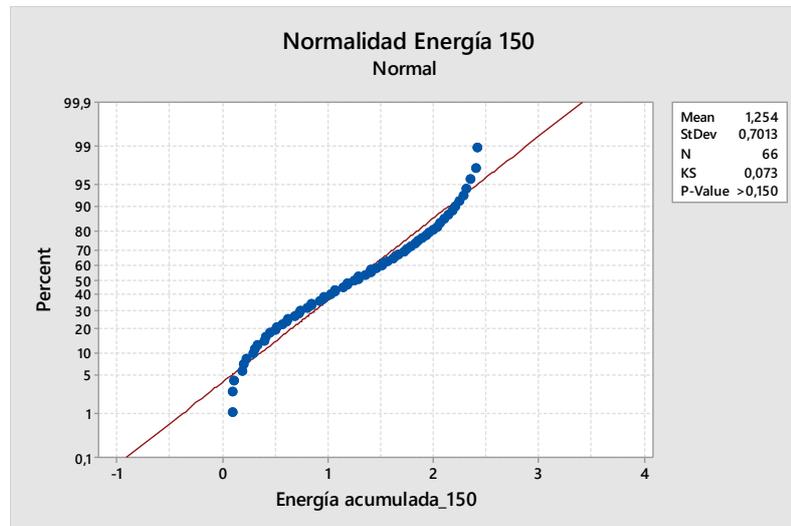
W = 111,0

Prueba de ETA1 = ETA2 vs. ETA1 no es = ETA2 es significativa en 0,6776

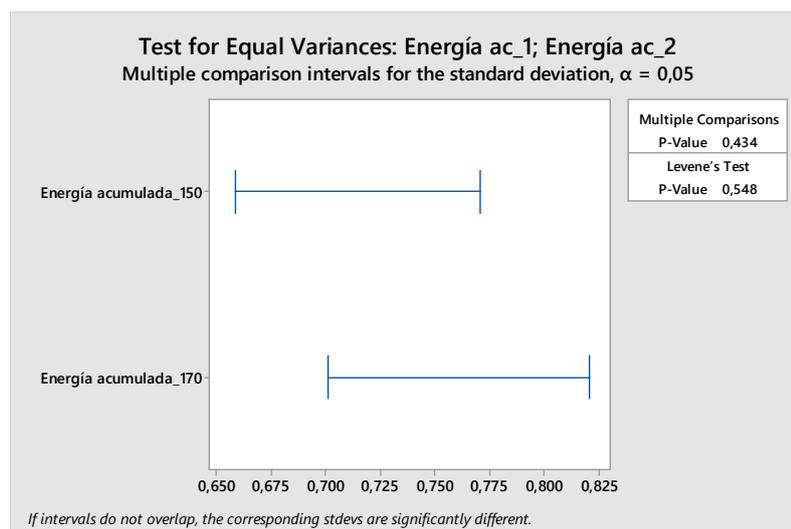
Análisis de la energía de compactación:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):





b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



c) Prueba T de Student de análisis:

- T de dos muestras para Energía acumulada_170 vs. Energía acumulada_150

Diferencia = μ (Energía acumulada_170) - μ (Energía acumulada_150)

Estimado de la diferencia: 0,050

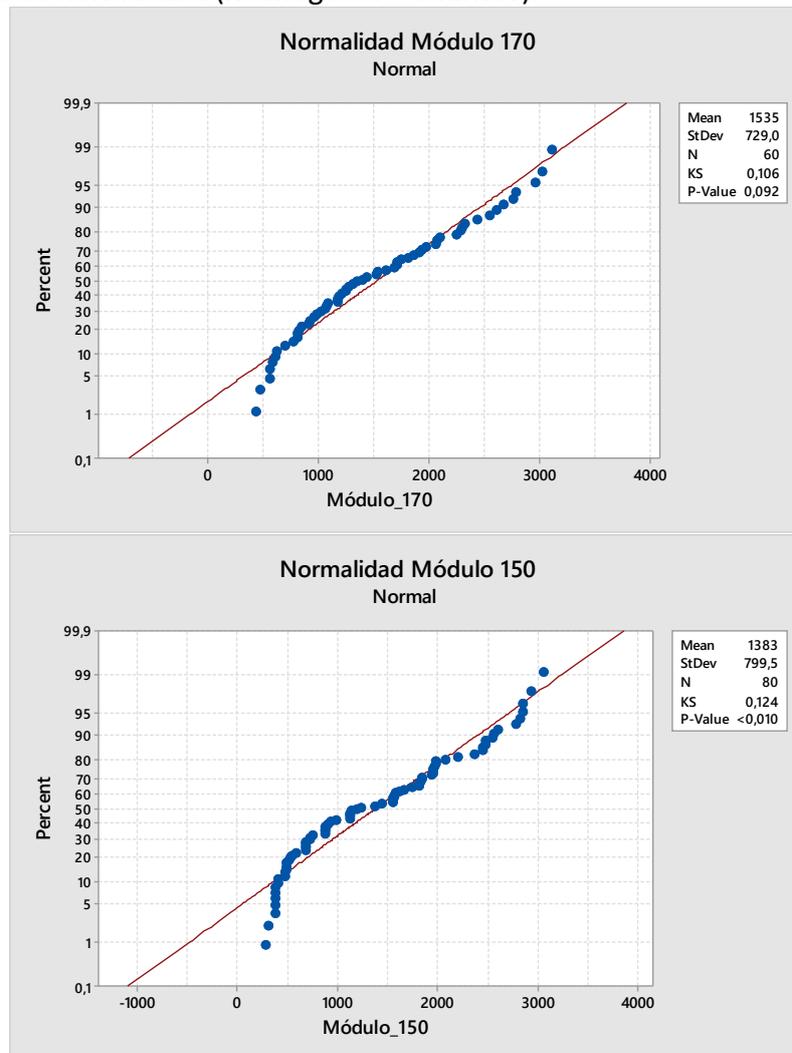
IC de 95% para la diferencia: (-0,199; 0,300)

Prueba T de diferencia = 0 (vs. no =): Valor T = 0,40 Valor P = 0,690 GL = 129

- **Mezcla porosa (PA16)**

Análisis de la rigidez:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



b) Prueba U de Mann - Whitney de análisis:

- Mann-Whitney Test and CI: Módulo_170; Módulo_150

Point estimate for $\eta_1 - \eta_2$ is 172,5

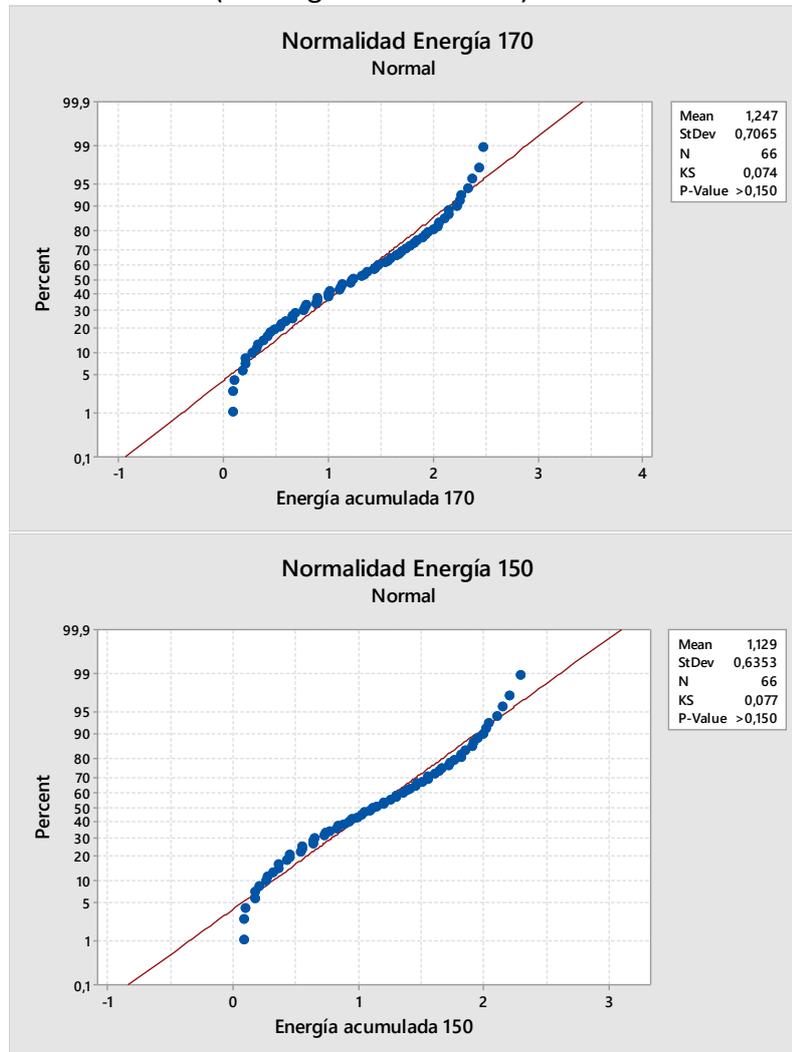
95,0 Percent CI for $\eta_1 - \eta_2$ is (-83,7;425,8)

W = 4561,0

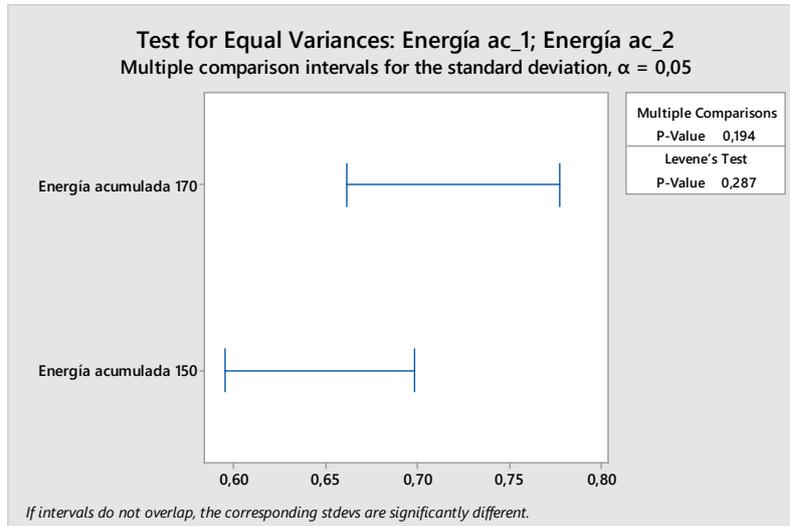
Test of $\eta_1 = \eta_2$ vs $\eta_1 \neq \eta_2$ is significant at 0,1640

Análisis de la energía de compactación:

a) Prueba de normalidad (Kolmogorov – Smirnov):



b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):



c) Prueba T de Student de análisis:

- Prueba T e IC de dos muestras: Energía acumulada 170; Energía acumulada 150

T de dos muestras para Energía acumulada 170 vs. Energía acumulada 150

Diferencia = μ (Energía acumulada 170) - μ (Energía acumulada 150)

Estimado de la diferencia: 0,118

IC de 95% para la diferencia: (-0,113; 0,349)

Prueba T de diferencia = 0 (vs. no =): Valor T = 1,01 Valor P = 0,315 GL = 128

- **Análisis de la recta de regresión entre la rigidez de las mezclas y el módulo del betún, el porcentaje de huecos y la frecuencia del ensayo.**

Análisis de la mezcla sin cera:

Model Summary

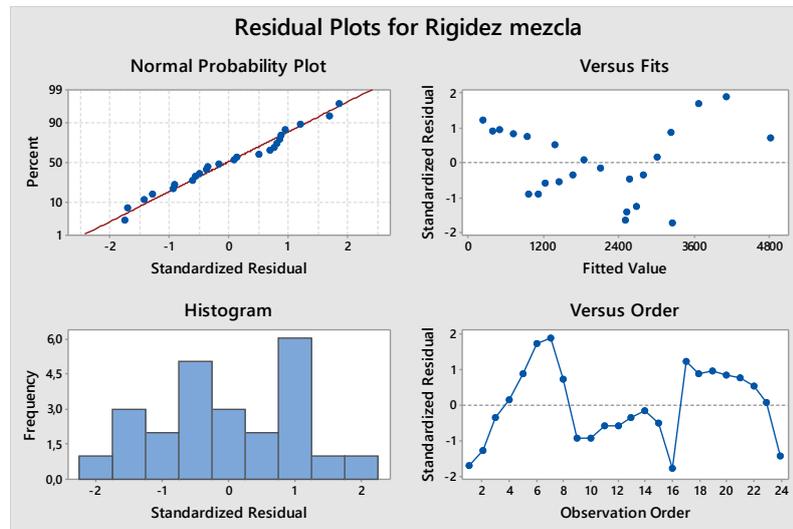
S	R-sq	R-sq(adj)	R-sq(pred)
467,002	88,94%	87,29%	82,83%

Coefficients

Term	Coef	SE Coef	T-Value	P-Value	VIF
Constant	3056	355	8,61	0,000	
Rigidez betún	0,606	0,477	1,27	0,218	24,47
Huecos	-135,1	13,5	-9,99	0,000	1,00
Frecuencia	41	130	0,32	0,755	24,47

Regression Equation

Rigidez mezcla = 3056 + 0,606 Rigidez betún - 135,1 Huecos + 41 Frecuencia



* Las mezclas estaban ordenadas por tipo.

Análisis de la mezcla con cera:

Model Summary

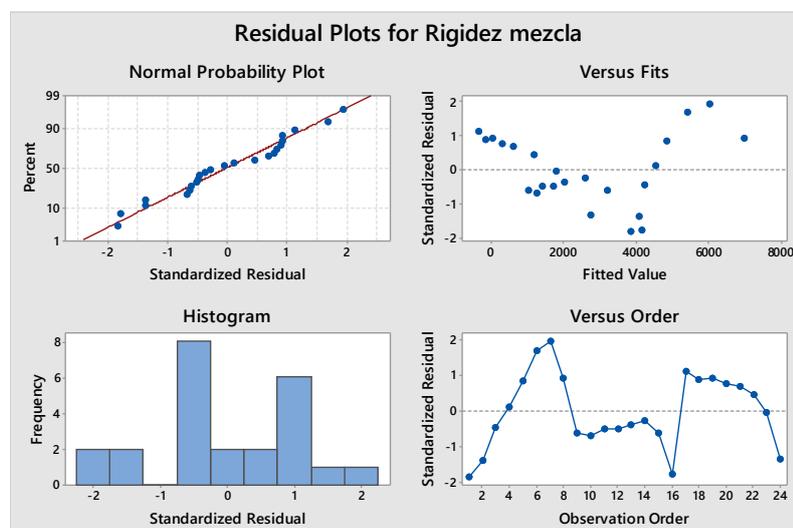
S	R-sq	R-sq(adj)	R-sq(pred)
726,710	90,22%	88,76%	84,61%

Coefficients

Term	Coef	SE Coef	T-Value	P-Value	VIF
Constant	4763	550	8,66	0,000	
Rigidez betún	0,581	0,508	1,14	0,267	25,27
Huecos	-220,1	18,7	-11,79	0,000	1,00
Frecuencia	42	206	0,20	0,842	25,27

Regression Equation

Rigidez mezcla = 4763 + 0,581 Rigidez betún - 220,1 Huecos + 42 Frecuencia



* Las mezclas estaban ordenadas por tipo.

ANEJO III. ANÁLISIS DE LOS ENSAYOS DE LAS MEZCLAS MODIFICADAS CON POLÍMEROS RESIDUALES

- **Ensayo de rodadura**

a) Prueba de normalidad (Shapiro-Wilk):

Pruebas de normalidad				
		Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	REF	1,000	3	1,000
	PE	,630	4	,001
	PP	,920	4	,538
	PS	,908	4	,473
	NFU	,630	4	,001

b) Prueba U de Mann - Whitney de análisis:

Mezclas: Referencia - PE:

Estadísticos de prueba ^a	
	Pendiente media
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	10,000
Z	-2,201
Sig. asintótica (bilateral)	,028

a. Variable de agrupación: Tipo

Mezclas: Referencia - PP:

Estadísticos de prueba ^a	
	Pendiente media
U de Mann-Whitney	3,000
W de Wilcoxon	13,000
Z	-1,061
Sig. asintótica (bilateral)	,289

a. Variable de agrupación: Tipo

Mezclas: Referencia - PS:

Estadísticos de prueba ^a	
	Pendiente media
U de Mann-Whitney	,500
W de Wilcoxon	6,500
Z	-1,962
Sig. asintótica (bilateral)	,050

a. Variable de agrupación: Tipo

Mezclas: Referencia - NFU:

Estadísticos de prueba ^a	
	Pendiente media
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	10,000
Z	-2,201
Sig. asintótica (bilateral)	,028

a. Variable de agrupación: Tipo

- **Ensayo de rigidez**

a) Prueba de normalidad (Shapiro-Wilk):

Referencia:

	Frecuencia	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	0,1	,972	18	,839
	0,2	,970	18	,800
	0,5	,949	18	,413
	1	,979	18	,937
	2	,972	18	,835
	5	,973	18	,857
	8	,974	18	,876
	10	,976	18	,896
	20	,980	18	,947
	30	,978	18	,930

PE:

	Frecuencia	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	0,1	,953	18	,475
	0,2	,971	18	,819
	0,5	,978	18	,933
	1	,973	18	,845
	2	,962	18	,639
	5	,939	18	,282
	8	,928	18	,179
	10	,921	18	,136
	20	,937	18	,253
	30	,904	18	,069

PP:

	Frecuencia	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	0,1	,924	15	,225
	0,2	,919	15	,189
	0,5	,913	15	,152
	1	,909	15	,131
	2	,908	15	,127
	5	,904	15	,110
	8	,906	15	,117
	10	,917	15	,176
	20	,912	15	,146
	30	,921	14	,224

PS:

	Frecuencia	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	0,1	,889	18	,037
	0,2	,885	18	,031
	0,5	,891	18	,040
	1	,897	18	,050
	2	,900	18	,057
	5	,896	18	,049
	8	,892	18	,042
	10	,888	18	,036
	20	,873	18	,020
	30	,894	18	,046

NFU:

	Frecuencia	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	0,1	,937	15	,340
	0,2	,930	15	,268
	0,5	,924	15	,225
	1	,916	15	,168
	2	,911	15	,140
	5	,909	15	,129
	8	,910	15	,134
	10	,927	15	,243
	20	,952	15	,551
	30	,954	15	,596

b) Prueba de Kruskal – Wallis de análisis:

Frecuencia = 0,1

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Módulo
Chi-cuadrado	64,804
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 0,1
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 1

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Módulo
Chi-cuadrado	63,894
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 1
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 0,2

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Módulo
Chi-cuadrado	64,784
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 0,2
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 2

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Módulo
Chi-cuadrado	63,003
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 2
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 0,5

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Módulo
Chi-cuadrado	64,054
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 0,5
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 5

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Módulo
Chi-cuadrado	61,425
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 5
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 8

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Módulo
Chi-cuadrado	60,818
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 8
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 10

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Módulo
Chi-cuadrado	60,275
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 10
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 20

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Módulo
Chi-cuadrado	57,938
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 20
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 30

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Módulo
Chi-cuadrado	56,664
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 30
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

- c) Prueba U de Mann - Whitney de análisis:

Referencia - PE:

Frecuencia = 0,1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,126
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,1
b. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 0,2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,125
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,125
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,125
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 1
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,126
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,125
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 30

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,125
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 30
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 8

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,125
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 8
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Referencia - PP:

Frecuencia = 0,1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,1
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 10

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,125
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 10
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 20

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,125
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 20
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 1
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 10

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 10
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 20

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 20
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 30

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,786
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 30
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 8

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 8
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Referencia - PS:

Frecuencia = 0,1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	30,000
W de Wilcoxon	201,000
Z	-4,176
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,1
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	35,500
W de Wilcoxon	206,500
Z	-4,003
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	52,000
W de Wilcoxon	223,000
Z	-3,480
Sig. asintótica (bilateral)	,001
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	42,000
W de Wilcoxon	213,000
Z	-3,798
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 8

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	54,000
W de Wilcoxon	225,000
Z	-3,417
Sig. asintótica (bilateral)	,001
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 8
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	36,500
W de Wilcoxon	207,500
Z	-3,971
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 1
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 10

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	55,000
W de Wilcoxon	226,000
Z	-3,385
Sig. asintótica (bilateral)	,001
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 10
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	43,000
W de Wilcoxon	214,000
Z	-3,765
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 20

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	58,000
W de Wilcoxon	229,000
Z	-3,291
Sig. asintótica (bilateral)	,001
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,001 ^c

- a. Frecuencia = 20
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 30

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	66,000
W de Wilcoxon	237,000
Z	-3,037
Sig. asintótica (bilateral)	,002
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,002 ^c

- a. Frecuencia = 30
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Referencia - NFU:

Frecuencia = 0,1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,1
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 0,5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 1
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 8

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 8
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 10

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 10
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 30

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 30
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 20

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Módulo
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-4,881
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 20
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

- Análisis de módulo de fase

- a) Prueba de normalidad (Shapiro-Wilk):

Referencia:

	Frecuencia	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	,1	,900	18	,058
	,2	,904	18	,068
	,5	,934	18	,228
	1,0	,931	17	,223
	2,0	,906	18	,073
	5,0	,941	18	,307
	8,0	,934	18	,225
	10,0	,939	18	,282
	20,0	,935	18	,238
	30,0	,974	18	,864

PE:

	Frecuencia	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	,1	,922	18	,139
	,2	,915	18	,106
	,5	,902	18	,063
	1,0	,911	18	,091
	2,0	,926	18	,167
	5,0	,958	18	,561
	8,0	,962	18	,634
	10,0	,967	18	,743
	20,0	,949	18	,416
	30,0	,958	18	,571

PP:

	Frecuencia	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	,1	,950	15	,531
	,2	,945	15	,449
	,5	,949	15	,508
	1,0	,944	15	,435
	2,0	,929	15	,259
	5,0	,927	15	,249
	8,0	,925	15	,230
	10,0	,937	15	,343
	20,0	,951	15	,540
	30,0	,953	14	,605

PS:

	Frecuencia	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	,1	,819	18	,003
	,2	,834	18	,005
	,5	,859	18	,012
	1,0	,867	18	,016
	2,0	,846	18	,007
	5,0	,913	18	,097
	8,0	,933	18	,222
	10,0	,941	18	,299
	20,0	,954	18	,487
	30,0	,958	18	,566

NFU:

	Frecuencia	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	,1	,858	15	,023
	,2	,862	15	,026
	,5	,943	15	,422
	1,0	,962	15	,734
	2,0	,954	15	,586
	5,0	,943	15	,426
	8,0	,943	15	,427
	10,0	,926	15	,240
	20,0	,902	15	,103
	30,0	,979	15	,963

b) Prueba de Kruskal – Wallis de análisis:

Frecuencia = 0,1

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ángulo de desfase
Chi-cuadrado	66,836
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = ,1
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 1

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ángulo de desfase
Chi-cuadrado	63,884
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 1,0
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 0,2

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ángulo de desfase
Chi-cuadrado	66,252
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = ,2
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 2

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ángulo de desfase
Chi-cuadrado	64,146
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 2,0
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 0,5

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ángulo de desfase
Chi-cuadrado	65,617
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = ,5
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 5

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ángulo de desfase
Chi-cuadrado	65,981
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 5,0
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 8

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ángulo de desfase
Chi-cuadrado	66,115
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 8,0
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 10

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ángulo de desfase
Chi-cuadrado	65,439
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 10,0
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 20

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ángulo de desfase
Chi-cuadrado	66,293
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 20,0
b. Prueba de Kruskal Wallis

Frecuencia = 30

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ángulo de desfase
Chi-cuadrado	51,370
gl	4
Sig. asintótica	,000

- a. Frecuencia = 30,0
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

c) Prueba U de Mann - Whitney de análisis:

Referencia - PE:

Frecuencia = 0,1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,127
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,1
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,128
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,128
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,052
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 1,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 10

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,128
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 10,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,128
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 2,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 20

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,128
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 20,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,128
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 5,0
b. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 30

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	23,000
W de Wilcoxon	194,000
Z	-4,400
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 30,0
b. Variable de agrupación: Tipo

Referencia - PP:

Frecuencia = 8

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	171,000
Z	-5,127
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 8,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,883
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,1
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,883
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,885
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 5,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,883
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 8

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,884
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 8,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,817
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 1,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 10

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,883
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 10,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,885
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 2,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 20

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,883
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 20,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 30

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	6,000
W de Wilcoxon	111,000
Z	-4,560
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 30,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Referencia - PS:

Frecuencia = 0,1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	28,500
W de Wilcoxon	199,500
Z	-4,225
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,1
b. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 0,2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	35,500
W de Wilcoxon	206,500
Z	-4,004
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	36,500
W de Wilcoxon	207,500
Z	-3,972
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	49,500
W de Wilcoxon	220,500
Z	-3,417
Sig. asintótica (bilateral)	,001
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 1,0
b. Variable de agrupación: Tipo

Frecuencia = 2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	59,000
W de Wilcoxon	230,000
Z	-3,261
Sig. asintótica (bilateral)	,001
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,001 ^c

- a. Frecuencia = 2,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	46,000
W de Wilcoxon	217,000
Z	-3,673
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 5,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 8

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	46,500
W de Wilcoxon	217,500
Z	-3,656
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 8,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 10

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	48,000
W de Wilcoxon	219,000
Z	-3,608
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 10,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,884
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,2
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates

Frecuencia = 20

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	49,500
W de Wilcoxon	220,500
Z	-3,562
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 20,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 0,5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,883
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,5
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 30

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	107,000
W de Wilcoxon	278,000
Z	-1,741
Sig. asintótica (bilateral)	,082
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,085 ^c

- a. Frecuencia = 30,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,816
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 1,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Referencia - NFU:

Frecuencia = 0,1

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,883
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = ,1
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 2

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,884
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 2,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 5

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,884
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 5,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 20

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,883
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 20,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 8

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,883
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 8,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 30

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	19,000
W de Wilcoxon	139,000
Z	-4,196
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 30,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Frecuencia = 10

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ángulo de desfase
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	120,000
Z	-4,883
Sig. asintótica (bilateral)	,000
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,000 ^c

- a. Frecuencia = 10,0
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

- Ensayo de fatiga

- a) Prueba de normalidad (Shapiro-Wilk):

Referencia:

Pruebas de normalidad^a

	Kolmogorov-Smirnov ^b			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Ciclos de carga	,326	18	,000	,750	18	,000

- a. Tipo = REF
b. Corrección de significación de Lilliefors

PE:

Pruebas de normalidad^a

	Kolmogorov-Smirnov ^b			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Ciclos de carga	,331	18	,000	,533	18	,000

a. Tipo = PE

b. Corrección de significación de Lilliefors

PP:

Pruebas de normalidad^a

	Kolmogorov-Smirnov ^b			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Ciclos de carga	,322	15	,000	,643	15	,000

a. Tipo = PP

b. Corrección de significación de Lilliefors

PS:

Pruebas de normalidad^a

	Kolmogorov-Smirnov ^b			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Ciclos de carga	,195	18	,070	,808	18	,002

a. Tipo = PS

b. Corrección de significación de Lilliefors

NFU:

Pruebas de normalidad^a

	Kolmogorov-Smirnov ^b			Shapiro-Wilk		
	Estadístico	gl	Sig.	Estadístico	gl	Sig.
Ciclos de carga	,336	15	,000	,597	15	,000

a. Tipo = NFU

b. Corrección de significación de Lilliefors

b) Prueba de Kruskal - Wallis de análisis:

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ciclos de carga
Chi-cuadrado	2,151
gl	4
Sig. asintótica	,708

a. Prueba de Kruskal Wallis

b. Variable de agrupación: Tipo

- **Ensayo de Compactabilidad**

a) Prueba de normalidad (Shapiro-Wilk):

	Tipo	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	REF	,955	110	,001
	PE	,965	110	,005
	PP	,951	110	,001
	PS	,946	110	,000
	NFU	,946	110	,000

b) Prueba de Kruskal - Wallis de análisis:

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Energía de compactación (KJ/Kg)
Chi-cuadrado	4,064
gl	4
Sig. asintótica	,397

a. Prueba de Kruskal Wallis

b. Variable de agrupación: Tipo

- **Ensayo de resistencia al deslizamiento**

a) Prueba de normalidad (Shapiro-Wilk):

	Tipo	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	REF	1,000	3	1,000
	PE	,991	4	,962
	PP	,863	4	,272
	PS	,971	4	,850
	NFU	,982	4	,911
	REF	1,000	3	1,000
	PE	,972	4	,855
	PP	,827	4	,161
	PS	,945	4	,683
	NFU	,971	4	,850

b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):

Deslizamiento Antes

Estadístico de Levene	df1	df2	Sig.
,313	4	14	,865

Deslizamiento después

Estadístico de Levene	df1	df2	Sig.
2,911	4	14	,060

c) Prueba de Scheffe de análisis:

Variable dependiente: Deslizamiento Antes

Scheffe

				95% de intervalo de confianza	
				Límite inferior	Límite superior
PE	7,000*	1,915	,041	,24	13,76
PP	10,000*	1,915	,003	3,24	16,76
PS	1,750	1,915	,929	-5,01	8,51
NFU	1,250	1,915	,978	-5,51	8,01

Variable dependiente: Deslizamiento después

Scheffe

(I) Tipo	(J) Tipo	Diferencia de medias (I-J)	Error estándar	Sig.	95% de intervalo de confianza	
					Límite inferior	Límite superior
	PE	13,500 [*]	2,018	,000	6,38	20,62
	PP	10,250 [*]	2,018	,004	3,13	17,37
	PS	8,000 [*]	2,018	,024	,88	15,12
	NFU	6,000	2,018	,121	-1,12	13,12

- **Ensayo de adherencia estática entre capas**

a) Prueba de normalidad (Shapiro-Wilk):

AC22	Tipo	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	REF	,916	8	,396
	PE	,868	8	,143
	PP	,909	8	,349
	PS	,955	7	,772
	NFU	,910	8	,352

AC16	Tipo	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	REF	,682	7	,002
	PE	,954	8	,756
	PP	,941	8	,621
	PS	,780	8	,018
	NFU	,955	8	,764

b) Prueba de homogeneidad de varianzas (Levene):

AC22		Estadístico de Levene	df1	df2	Sig.
	Se basa en la media	,876	4	34	,488
	Se basa en la mediana	,551	4	34	,700
	Se basa en la mediana y con gl ajustado	,551	4	26,768	,700
	Se basa en la media recortada	,829	4	34	,516

Prueba de homogeneidad de varianza

AC16		Estadístico de Levene	df1	df2	Sig.
	Se basa en la media	1,049	4	34	,397
	Se basa en la mediana	,232	4	34	,919
	Se basa en la mediana y con gl ajustado	,232	4	16,541	,917
	Se basa en la media recortada	,815	4	34	,524

c) Prueba de Scheffe (AC22) y Kruskal – Wallis (AC16) de análisis:

Variable dependiente: Adherencia estática AC22
Scheffe

				95% de intervalo de confianza	
				Límite inferior	Límite superior
PE	-,101250	,045162	,306	-,24829	,04579
PP	-,093375	,045162	,387	-,24041	,05366
PS	,139518	,046747	,087	-,01268	,29171
NFU	,194250*	,045162	,004	,04721	,34129

Adherencia estática AC16

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Adherencia estática
Chi-cuadrado	7,526
gl	4
Sig. asintótica	,111

- a. Prueba de Kruskal Wallis
b. Variable de agrupación: Tipo

- **Ensayo de adherencia dinámica entre capas**

a) Prueba de normalidad (Shapiro-Wilk):

Tamaño = AC22		Shapiro-Wilk		
	Tipo	Estadístico	gl	Sig.
	REF	1,000	3	1,000
	PE	,927	4	,579
	PP	,758	3	,018
	PS	,944	3	,542
	NFU	,915	3	,434
Tamaño = AC16		Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	REF	,914	4	,501
	PE	,864	4	,276
	PP	,780	4	,071
	PS	,950	3	,571
	NFU	,957	4	,760

b) Prueba de Kruskal – Wallis de análisis:

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ciclos hasta rotura
Chi-cuadrado	13,838
gl	4
Sig. asintótica	,008

- a. Tamaño = AC22
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

Estadísticos de prueba^{a,b,c}

	Ciclos hasta rotura
Chi-cuadrado	16,437
gl	4
Sig. asintótica	,002

- a. Tamaño = AC16
b. Prueba de Kruskal Wallis
c. Variable de agrupación: Tipo

c) Prueba de Mann - Whitney de análisis por pares:

Estadísticos de prueba^{a,b}

REF - PE	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	10,000
Z	-2,121
Sig. asintótica (bilateral)	,034
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,057 ^c

- a. Tamaño = AC22
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Estadísticos de prueba^{a,b}

REF - PE	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	10,000
Z	-2,309
Sig. asintótica (bilateral)	,021
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,029 ^c

- a. Tamaño = AC16
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates

Estadísticos de prueba^{a,b}

REF - PP	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	6,000
Z	-1,964
Sig. asintótica (bilateral)	,050
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,100 ^c

- a. Tamaño = AC22
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Estadísticos de prueba^{a,b}

REF - PP	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	10,000
Z	-2,309
Sig. asintótica (bilateral)	,021
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,029 ^c

- a. Tamaño = AC16
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Estadísticos de prueba^{a,b}

REF - PS	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	6,000
Z	-1,964
Sig. asintótica (bilateral)	,050
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,100 ^c

- a. Tamaño = AC22
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Estadísticos de prueba^{a,b}

REF - PS	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	6,000
Z	-2,121
Sig. asintótica (bilateral)	,034
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,057 ^c

- a. Tamaño = AC16
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Estadísticos de prueba^{a,b}

REF - NFU	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	4,000
W de Wilcoxon	10,000
Z	-,218
Sig. asintótica (bilateral)	,827
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	1,000 ^c

- a. Tamaño = AC22
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

Estadísticos de prueba^{a,b}

REF - NFU	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	5,000
W de Wilcoxon	15,000
Z	-,866
Sig. asintótica (bilateral)	,386
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,486 ^c

- a. Tamaño = AC16
b. Variable de agrupación: Tipo
c. No corregido para empates.

- **Análisis de adherencia dinámica entre mezclas AC16 REF y AC22 PE, AC22 PP, AC22 PS**

a) Prueba de normalidad (Shapiro-Wilk):

	Tipo	Shapiro-Wilk		
		Estadístico	gl	Sig.
	REF	,914	4	,501
	PE	,927	4	,579
	PP	,758	3	,018
	PS	,944	3	,542

b) Prueba de Kruskal – Wallis de análisis:

Estadísticos de prueba^{a,b}

	Ciclos hasta rotura
Chi-cuadrado	10,524
gl	3
Sig. asintótica	,015

a. Prueba de Kruskal Wallis

b. Variable de agrupación: Tipo

c) Prueba de Mann - Whitney de análisis por pares:

Rangos

	Tipo	N	Rango promedio	Suma de rangos
	REF16	4	6,50	26,00
	PE22	4	2,50	10,00
	Total	8		

Estadísticos de prueba^a

	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	,000
W de Wilcoxon	10,000
Z	-2,309
Sig. asintótica (bilateral)	,021
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,029 ^b

a. Variable de agrupación: Tipo

b. No corregido para empates.

Rangos

	Tipo	N	Rango promedio	Suma de rangos
	REF16	4	4,25	17,00
	PP22	3	3,67	11,00
	Total	7		

Estadísticos de prueba^a

	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	5,000
W de Wilcoxon	11,000
Z	-,354
Sig. asintótica (bilateral)	,724
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,857 ^b

a. Variable de agrupación: Tipo

Rangos

	Tipo	N	Rango promedio	Suma de rangos
	REF16	4	2,75	11,00
	PS22	3	5,67	17,00
	Total	7		

Estadísticos de prueba^a

	Ciclos hasta rotura
U de Mann-Whitney	1,000
W de Wilcoxon	11,000
Z	-1,768
Sig. asintótica (bilateral)	,077
Significación exacta [2*(sig. unilateral)]	,114 ^b

a. Variable de agrupación: Tipo