



*Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos.*
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA



Estudio y Diseño de Firmes de Larga Duración

Trabajo realizado por:
Sergio Villalba Vilanova

Dirigido:
Daniel Castro Fresno

Titulación:
Grado en Ingeniería Civil

Santander, Septiembre de 2016

TRABAJO FINAL DE GRADO

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Metodología de trabajo	3
1.4. Antecedentes históricos	3
1.5.1 Primeras vías de comunicación	3
1.5.2 El imperio romano	5
1.5.3 Del Imperio romano hasta el siglo XIX.....	6
1.5.4 Aparición de las mezclas bituminosas	9
CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE.....	10
2.1 Tipos de firmes utilizados actualmente.....	10
2.2.1 Firmes flexibles.....	10
2.2.2 Firmes semiflexibles	11
2.2.3 Firmes drenantes.....	11
2.2.4 Firmes semirrígidos	12
2.2.5 Firmes rígidos	12
2.2 Firmes de larga duración	14
2.3 Mecanismos de fallo de los firmes	15
2.3.1 Deformación plástica	15
2.3.2 Fisuración	16
2.4 Esquema estructural	18
2.4.1 Capa de rodadura	19
2.4.2 Capa Intermedia	20
2.4.3 Capa base:.....	20
2.5 Estudios sobre firmes de larga duración.....	22
2.5.1 Reino unido	22
2.5.2 Estados Unidos (Michigan).....	22
2.5.3 Estados Unidos (New Mexico).....	23
2.5.4 Irlanda y Canadá.....	24
2.6 Normativa española	25
2.6.1 Mezclas de Alto Módulo	25
2.6.2 Capa de base flexible	27



2.7	Corolario al estado del arte.....	29
CAPÍTULO 3: ESTUDIO EXPERIMENTAL		30
3.1	Elección de los elementos del firme.....	30
3.1.1	Elección de la capa base	30
3.1.2	Elección de la capa de alto módulo	36
3.2	Fabricación de las probetas	39
3.2.1	Compactación mediante compactador giratorio	43
3.2.2	Compactación de las placas	45
3.3	Cálculo de densidades	48
3.4	Ensayo de fatiga	50
3.4.1	Introducción	50
3.4.2	Preparación de la probeta	52
3.5	Ensayo de módulo	53
3.5.1	Preparación de las muestras	53
3.5.2	Ensayo de flexión sobre 4 puntos.....	53
3.5.3	Curva maestra	55
3.6	Ensayo de módulo dinámico americano.....	55
3.6.1	Introducción	55
3.6.2	Aparatos utilizados en el ensayo	56
3.6.3	Calibración del equipo de ensayo.....	60
3.6.4	Probetas utilizadas en el ensayo	60
3.6.5	Metodología de ensayo	61
CAPÍTULO 4: RESULTADOS Y ANÁLISIS.....		66
4.1	Densidades y Contenido de huecos.....	67
4.2	Determinación del módulo de rigidez	68
4.3	Ensayo de fatiga	70
4.4	Ensayo de módulo AASHTO	74
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES		76
CAPÍTULO 6: BIBLIOGRAFÍA.....		79
ANEJO PRIMERO		84

ANEJOS

- **Anejo Primero: Densidades**
- **Anejo Segundo: Ensayo de módulo de rigidez**
- **Anejo Tercero: Ensayo de fatiga**
- **Anejo Cuarto: Ensayo de módulo dinámico**

ÍNDICE DE GRÁFICAS

Gráfica 1 Comparación granulometrías 1-AC16 (Elaboración propia).....	33
Gráfica 2 Comparación granulometría 1-AC22 (Elaboración propia)	33
Gráfica 3 Comparación granulometría 2-AC22 (Elaboración propia)	34
Gráfica 4 Comparación granulometría 2-AC16 (Elaboración propia)	34
Gráfica 5 Comparación granulometría 3-AC16-AC22	35
Gráfica 6 Granulometría Mezcla de Alto Módulo (Elaboración propia)	37
Gráfica 7 Comparación granulometrías USA-PG3 (Elaboración propia)	38
Gráfica 8 Resultados obtenidos de las 3 probetas	69
Gráfica 9 Línea de fatiga.....	72
Gráfica 10 Línea de fatiga con las 3 probetas.....	73
Gráfica 11 LVDT Probeta 1	74
Gráfica 12 LVDT Probeta 2	74
Gráfica 13 LVDT Probeta mal ensayada	74



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Carretera para fin religioso en Grecia (800a.C.) (Zorio, 1987)	4
Figura 2 Carretera de piedra Isla de Creta (Zorio, 1987).....	4
Figura 3 Carretera de piedra isla de Creta (Zorio, 1987).....	5
Figura 4 Sección de calzada romana (Zorio, 1987)	6
Figura 5 Sección tipo diseñada por Gautier (Zorio, 1987).....	7
Figura 6 Sección firme de P.M.J Trésaguet (Zorio, 1987).....	7
Figura 7 Sección del firme Telford (A BRIEF HISTORY OF ROAD BUILDING, 2010).....	8
Figura 8 Sección firme John McAdam (Zorio, 1987)	8
Figura 9 Firme flexible para tráfico ligero (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)	11
Figura 10 Firme flexible para tráfico medio (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)	11
Figura 11 Hormigón en masa vibrado (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)	12
Figura 12 Pavimento continuo de hormigón armado (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)	13
Figura 13 Pavimento de hormigón pretensado (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)	13
Figura 14 Pavimento de adoquines	13
Figura 15 Pavimentos Full depth y Deep strength (Federal Highway Administration, s.f.)	14
Figura 16 Roderas capa superficial (scielo)	15
Figura 17 Roderas Subrasante (scielo).....	16
Figura 18 Fisuración descendente de origen térmico (Proyecto Fénix).....	17
Figura 19 Fisuración descendente por flexión negativa (Proyecto Fénix)	17

Figura 20 Tensiones de tracción en la base de una capa (Asphalt Pavement Alliance)	17
Figura 21 Esquema tricapa (Proyecto Fénix).....	18
Figura 22 Mejora de la resistencia a fatiga con mayor contenido en betún (Asphalt Pavement Alliance).....	21
Figura 23 Reducción tensiones de tracción mediante el grosor del pavimento (Obtenido a partir de: (Asphalt Pavement Alliance))	21
Figura 24 Catálogo de secciones de pavimentos de larga duración (Alliance).....	23
Figura 25 Sección Firme larga duración sin RBL (University of New Mexico, 2009).....	24
Figura 26 Sección Firme larga duración con RBL (University of New Mexico, 2009)	24
Figura 27 Sección Firme de larga duración (M. L. J. Maher & L. Uzarowski).....	25
Figura 28 Mezclas utilizadas en la capa base (Ministerio de fomento, 2014)	27
Figura 29 Dotación mínima de ligante (Ministerio de fomento, 2014)	27
Figura 30 Contenido de huecos (Ministerio de fomento, 2014)	28
Figura 31 Requisitos para betunes asfálticos (Ministerio de fomento, 2014)	29
Figura 32 Granulometrías recogidas en el PG3	37
Figura 33 Dotación mínima de ligante (Ministerio de fomento, 2014)	39
Figura 34 Recipiente cilíndrico de la amasadora (Elaboración propia).....	42
Figura 35 Horno donde se calienta el betún (Elaboración propia).....	42
Figura 36 Amasadora (Elaboración propia).....	42
Figura 37 Vertido de la mezcla en el molde (Elaboración propia).....	43
Figura 38 Giro de la probeta (AENOR, 2008).....	44



Figura 39 Probeta recién extraída2 (Elaboración propia)	45
Figura 40 Probeta recién extraída1	45
Figura 41 Determinación de la masa (AENOR, 2007)	46
Figura 42 Mordazas de la máquina de ensayo (Elaboración propia).....	50
Figura 43 Máquina de ensayo (Elaboración propia)	51
Figura 44 Serrado de la probeta (Elaboración propia).....	52
Figura 45 Probeta ya serrada (Elaboración propia)	53
Figura 46 Fuerzas y giros durante el ensayo (AENOR, 2012)	54
Figura 47 Esquema general del ensayo de módulo dinámico (AASHTO, 2015)	56
Figura 48 Esquema general de los puntos de referencia (AASHTO, 2015)	58
Figura 49 Estilo a la broca utilizada (Roschen, s.f.).....	59
Figura 50 Vista longitudinal.....	62
Figura 51 Vista lateral	62
Figura 52 Cámara climática	63

ÍNDICE DE TABLAS

Gráfica 1 Comparación granulometrías 1-AC16 (Elaboración propia).....	33
Gráfica 2 Comparación granulometría 1-AC22 (Elaboración propia)	33
Gráfica 3 Comparación granulometría 2-AC22 (Elaboración propia)	34
Gráfica 4 Comparación granulometría 2-AC16 (Elaboración propia)	34
Gráfica 5 Comparación granulometría 3-AC16-AC22	35
Gráfica 6 Granulometría Mezcla de Alto Módulo (Elaboración propia)	37
Gráfica 7 Comparación granulometrías USA-PG3 (Elaboración propia)	38
Gráfica 8 Resultados obtenidos de las 3 probetas	69
Gráfica 9 Línea de fatiga.....	72
Gráfica 10 Línea de fatiga con las 3 probetas.....	73
Gráfica 11 LVDT Probeta 1	74
Gráfica 12 LVDT Probeta 2	74
Gráfica 13 LVDT Probeta mal ensayada	74

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

1.1. Introducción

Las primeras construcciones de firmes datan del 3500 a.C. aproximadamente, cuando se empiezan a desarrollar los primeros caminos que conectaban pequeñas localidades para hacer más fácil el transporte de mercancías. En la actualidad las carreteras no son únicamente la columna vertebral del transporte, sino que contar con un buen sistema de carreteras proporciona una ventaja a la hora del desarrollo tanto económico como social en cualquier territorio siendo dicho sistema un buen indicador de productividad y renta. De tal forma, si no existen unas buenas infraestructuras el progreso se impide u obstaculiza.

Centrándonos en el comercio, todo país necesita tener una buena red viaria ya que normalmente, los lugares donde los bienes materiales son producidos, se encuentran a una gran distancia de los futuros consumidores. Especialmente en nuestro país, este movimiento de mercancías por carretera es especialmente alto comparado con el resto de la Unión Europea, por ello, es especialmente importante invertir en el desarrollo y conservación de nuestra infraestructura de transporte, esta conservación preservará y aumentará los beneficios.

Uno de los factores más importantes en el transporte es el tiempo, que se relaciona directamente con los costes de transporte. Una mejora de la accesibilidad favorecerá en un mejor funcionamiento del sistema económico, así como la mejor e intensificación de las relaciones comerciales tanto a nivel regional como nacional e internacional.

Para poder mejorar lo anteriormente citado, se necesita mejorar la red viaria, uno de los puntos más importantes es la mejora de nuestras actuales carreteras. Toda carretera, con el paso del tiempo va perdiendo funcionalidad o se va deteriorando debido entre otras muchas causas al tráfico y a los factores ambientales. Las carreteras de este modo, tienen una vida útil, por tanto deberán ser reemplazadas por otras de nueva construcción.

Una de las partes fundamentales de las carreteras son los firmes, que están constituidos por una serie de capas horizontales superpuestas, cada una de ellas formada por diferentes materiales. La principal función de los firmes es soportar las cargas del tráfico proporcionando una superficie segura y cómoda para los usuarios. Un firme de calidad no sólo perdurará más en el tiempo, proporcionará además un gran ahorro económico debido al ahorro en la conservación del mismo, además de aumentar su vida útil haciendo más eficiente su construcción.

La inversión en los estudios de carretera se centra en conseguir un firme más duradero y económico, es por ello que surgió la idea de firmes de larga duración. Este tipo de firmes son



relativamente nuevos, su estudio, diseño e investigación comenzó hace menos de 20 años pero fue hace una década cuando cobró mayor importancia.

Los firmes de larga duración tienen una vida útil de 40 a 50 años aproximadamente manteniendo adecuadamente sus propiedades iniciales. La capa de rodadura deberá ser reemplazada a los 20 años desde su construcción, conservando esta última las características de las capas de rodadura que se han venido utilizando hasta ahora, es decir, la innovación se produce en las capas inferiores. Este alargamiento de la vida útil produce un evidente ahorro económico.

Este tipo de firmes son de un menor espesor que los firmes convencionales, aproximadamente un 20% menor, lo que se traduce en una menor cantidad de material y un mayor ahorro económico.

Por todas las causas nombradas anteriormente, en este trabajo de fin de grado se plantea un estudio básico de los firmes de larga duración.

1.2. Objetivos

Este trabajo de fin de grado tiene es una introducción a los firmes de larga duración, debido a su poco desarrollo en España. Para la consecución de dicha tarea, se han establecido una serie de objetivos:

- El primer objetivo de este trabajo de fin de grado, es mostrar la evolución de los firmes hasta llegar a los firmes de larga duración.
- Una vez concluido el primer objetivo, se procederá a diseñar un firme que tenga una alta resistencia a fatiga, para ello será fundamental estudiar la capa base del firme de larga duración, siendo la encargada de soportar este tipo de cargas.
- Los firmes de larga duración están siendo estudiados en su mayoría, en Estados Unidos. Por ello, se fabricarán y ensayarán una serie de probetas siguiendo la normativa AASHTO, cuyo objetivo será la comparación de los resultados obtenidos en dichos ensayos con los resultados logrados siguiendo la normativa UNE-EN.

1.3. Metodología de trabajo

Para la consecución de los objetivos descritos anteriormente se han seguido una serie de pasos que se resumen a continuación:

- Búsqueda de información sobre la tipología de firmes que son utilizados actualmente para fijar un punto de partida del proyecto.
- Búsqueda de bibliografía sobre los estudios realizados sobre firmes de larga duración, su estructura, sus propiedades y su durabilidad.
- Diseño, fabricación de probetas y ensayo de las mismas siguiendo la normativa UNE-EN.
- . Diseño, fabricación de probetas y ensayo de las mismas siguiendo la normativa AASHTO.
- Interpretar y analizar los resultados obtenidos en los distintos ensayos.
- Conclusiones finales del proyecto.

1.4. Antecedentes históricos

Para una mejor comprensión del trabajo realizado, se desarrollará de forma breve la evolución de los firmes a lo largo de la historia. Además, se hablará de personajes como John McAdam y de acontecimientos importantes como la creación de la escuela “École nationale des ponts et chaussées” de París, debido a la influencia que ha tenido sobre los firmes en la actualidad

1.5.1 Primeras vías de comunicación

La construcción de vías de comunicación ha sido uno de los primeros signos de civilización avanzada. El crecimiento de las ciudades, tanto en tamaño como en número de personas, hizo necesario mejorar las conexiones con otras poblaciones cercanas, para poder adquirir los suministros necesarios para la subsistencia de la ciudad. (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)



Uno de los inventos que provocó un cambio drástico en el transporte fue la invención de la rueda, entre el 3000 y 3500 a.C., (Pellini, 2014) inventada ante la necesidad de comerciar y transportar gran cantidad de productos.

Siglos después de la aparición de la rueda, las necesidades militares y las comerciales impulsaron la creación de caminos carreteros. Uno de los caminos de mayor importancia fue el construido en el Valle del Nilo por los egipcios, que contaba con una anchura de 18 metros, utilizada para el transporte de los grandes bloques de piedra con que se construyeron las pirámides de los faraones Keops, Kefren y Mikerinos. (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)

En contraposición estaban las carreteras mesopotámicas, cuyo fin era el comercial. Los persas desde el año 3000 a.C. comenzaron a unir los caminos existentes para formar el "Camino Real" desde Éfeso a Susa, que contaba con más de 2.500 kilómetros de longitud. Estas carreteras estaban construidas con ladrillo cocido y piedra, unidos por mortero bituminoso.

En Grecia existen carreteras sagradas con fines religiosos que datan del 800 a.C. cuyas secciones longitudinales y transversales pueden observarse en la figura 1. (Zorio, 1987)

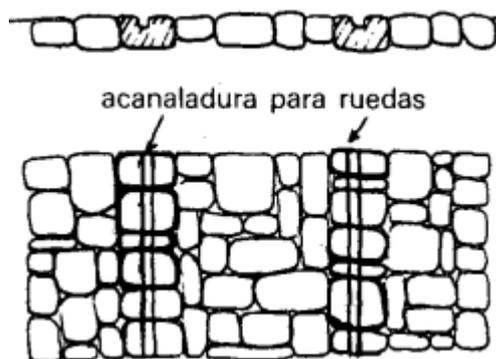


Figura 1 Carretera para fin religioso en Grecia (800a.C.) (Zorio, 1987)

En la isla de Creta (3000 a 1100 a.C.) se construyó una carretera que cruzaba la isla de norte a sur, cuyo firme era de 3.6 metros de ancho y la parte central estaba formada por dos filas de placas de basalto de un espesor de 5 centímetros (figuras 2 y 3).

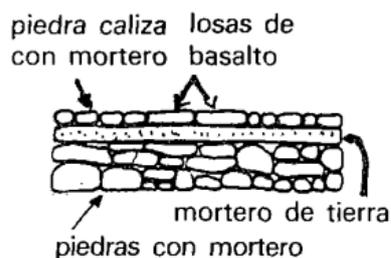


Figura 2 Carretera de piedra Isla de Creta (Zorio, 1987)

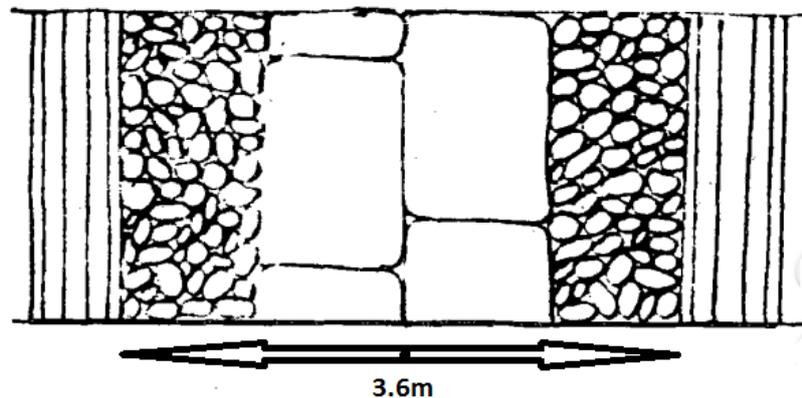


Figura 3 Carretera de piedra isla de Creta (Zorio, 1987)

El centro de la carretera era utilizado para el tráfico a pie y los bordes, formados por piedras unidas con arcilla y limo para el tráfico de animales y carros. Se tuvo en cuenta el desgaste construyendo un perfil transversal inclinado y cunetas laterales de desagüe. (Zorio, 1987)

1.5.2 El imperio romano

Uno de los mayores cambios llegó con el imperio romano, ya que fueron los primeros en construir científicamente carreteras, denominadas calzadas por la utilización de caliza en su construcción (Zorio, 1987). Los romanos se vieron en la necesidad de adoptar algún sistema que les permitiera transportar rápidamente sus legiones a lo largo de su vasto imperio. La primera calzada romana fue la Vía Apia (312a.C.) cuya longitud es de 540 kilómetros con una anchura entre los 7.5 metros y los 8.5 metros.

Para la construcción de las calzadas romanas (Figura 4) se disponía de una capa de piedras verticales (de 25 a 60cm de espesor) cuya función era la de hacer de base (statumen). Tras esto, se revestía con una capa de arena de un buen grosor denominada "rudus" (de 22.5cm de espesor), dicha arena podría ser sustituida por gravilla o gravilla más arcilla. Inmediatamente después se situaba una capa de piedra partida aglomerada por cal grasa, cuyo nombre era "nucleus", lo que hoy comúnmente denominamos base (espesor de 30cm). La capa final recibía el nombre de summum dorsum o summa cresta, que contaba con un espesor de 15 cm, pudiendo estar formado tanto por losas de piedra como por cantos rodados aprisionados. Los laterales solían estar delimitados por encintados de piedra, así como por cunetas que servían de desagüe. (Histórico Digital, s.f.)

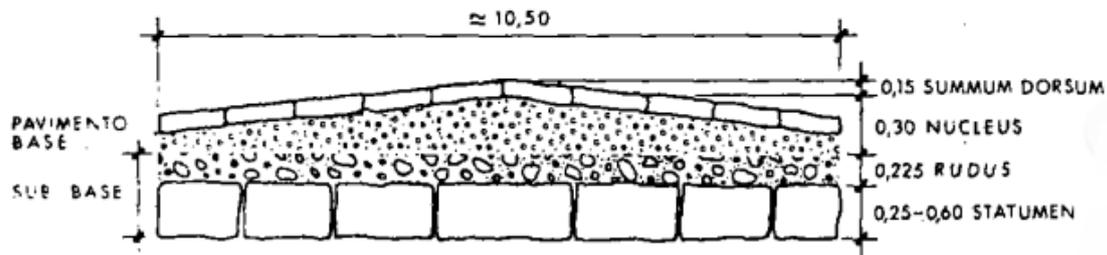


Figura 4 Sección de calzada romana (Zorio, 1987)

1.5.3 Del Imperio romano hasta el siglo XIX

El gran proyecto de las calzadas romanas llegó a su fin coincidiendo con los últimos años del imperio romano. Se abandonaron los trabajos de conservación de las calzadas y muchas de ellas fueron destruidas para ser utilizadas como canteras. (Ribera, 2013)

En los siglos XV y XVI la pavimentación de las calles se hizo popular, datando de 1554 el documento técnico más antiguo sobre la construcción viaria, dicho documento firmado por Julich-Berg regula la reparación de caminos con piedras, madera y haces.

Los caminos se encuentran en peores condiciones que la calzada romana a principios de milenio, pero todo cambia en el siglo XVIII con la creación de la escuela de Ponts et Chaussees y con tres importantes figuras como Hubert Gautier, Jean-Rodolphe Perronet y Pierre-Marie-Jerome Trésaguet.

Hubert Gautier

Nacido en 1660 en Nimes y muerto en París en 1737, fue el autor del primer tratado moderno de construcción de caminos, "Traité de la Construcción des Chemins".

Gautier, aconsejó la estabilización de suelos arcillosos mezclándolos con grava, desaconsejando compactar el terraplén. Diseñó la sección tipo (Figura 5) basándose en la sección de la calzada romana, desapareciendo el statumen y el nucleus, y quedando únicamente la capa de detritus de cantera (rudus) sobre la cual era extendido el enlosado. (Zorio, 1987)

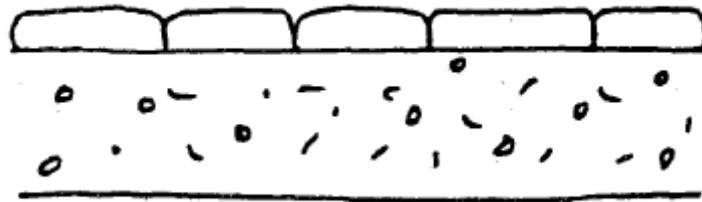


Figura 5 Sección tipo diseñada por Gautier (Zorio, 1987)

Pierre-Marie-Jerome Trésaguet

Siendo Inspector general de Ponts et Chaussées preparó una memoria que codificaba la construcción de carreteras reduciendo espesores. En la Figura 6 se muestra la sección de uno de sus pavimentos, formada por:

- Capa base formada de piedras gruesas hincadas a mano.
- Una segunda capa de regulación con fragmentos de piedra
- Capa de rodadura de tres pulgadas de espesor formada por piedras machacadas del tamaño de una nuez.

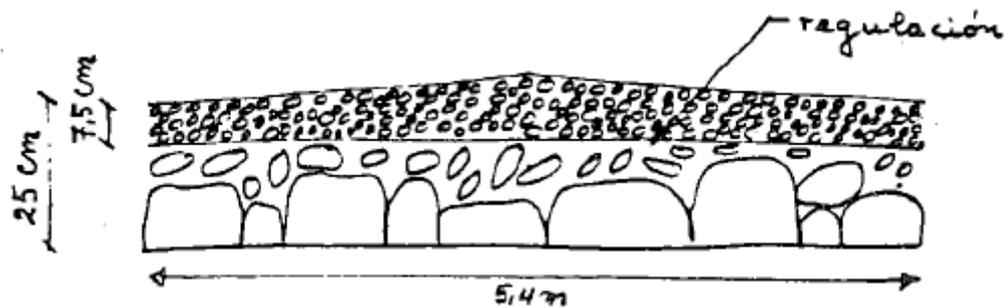


Figura 6 Sección firme de P.M.J Trésaguet (Zorio, 1987)

Thomas Telford

Thomas Telford es considerado por muchos el precursor de los firmes modernos. El sistema de Telford se basaba en la instalación de cimientos de roca pesada en zanjas previamente cavadas. Los cimientos se situaban a una cota mayor en el centro de la carretera para permitir el desagüe. (Ramos, 2004)

En la Figura 7 se aprecian claramente las diferentes capas que formaban el firme. Una primera capa de árido grueso con un tamaño máximo de 100 milímetros y de un espesor de 7.5 a 18 centímetros. En la capa inmediatamente superior se colocaba una capa de



áridos con un tamaño máximo de 65 milímetros y un espesor de 30 a 50 centímetros y por último la capa de rodadura estaba formada por una capa de grava de 4 centímetros densamente compactada. (Ramos, 2004)

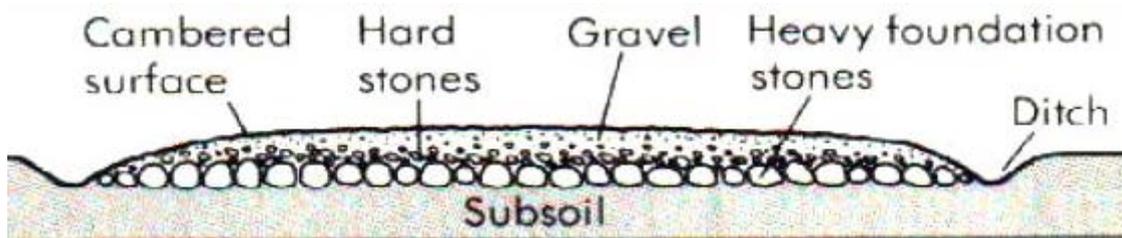


Figura 7 Sección del firme Telford (A BRIEF HISTORY OF ROAD BUILDING, 2010)

John Loudon McAdam

Ingeniero escocés nacido en 1756 utilizó la superficie inclinada del subsuelo para favorecer el drenaje, situando encima de dicha superficie dos capas de árido angular de 75 milímetros de tamaño máximo con una profundidad de 20 centímetros aproximadamente. Sobre esta capa se extendía una tercera capa formada por árido grueso con un espesor de 50 milímetros y un tamaño máximo de árido de 25 milímetros. (A BRIEF HISTORY OF ROAD BUILDING, 2010). El firme (Figura 8) era compactado por la acción del tráfico.

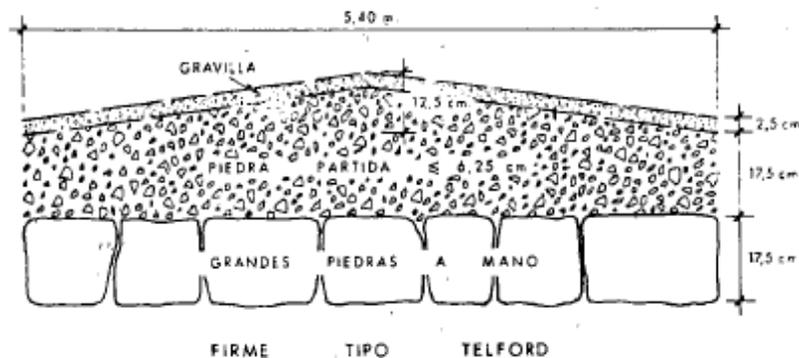


Figura 8 Sección firme John McAdam (Zorio, 1987)

1.5.4 Aparición de las mezclas bituminosas

El diseño realizado por J.McAdam no resistió el peso de los vehículos pesados utilizados a principios del siglo XX por lo que se adoptó la sección de firme de Telford

Hacia 1870 debido al auge de la industria petrolífera se comenzaron a emplear betunes de destilación para la fabricación de las mezclas, aunque no fue hasta finales de la Segunda Guerra Mundial cuando se sentaron las bases de la tecnología de la pavimentación con mezclas bituminosas.

La aparición del automóvil y su popularización hizo que se investigara en la mejora de carreteras. Una de las medidas más importantes fue la utilización en un primer momento del alquitrán de hulla y aceites como aglomerantes de superficie y más adelante como soportes de penetración en el firme de macadam. (Ramos, 2004)

Desde entonces hasta nuestros días los firmes han continuado evolucionando hasta dar paso a las carreteras que se construyen en la actualidad.

CAPÍTULO 2: ESTADO DEL ARTE

2.1 Tipos de firmes utilizados actualmente

A la hora de diseñar un firme, se han de tener en cuenta siempre dos aspectos fundamentales. En primer lugar la función resistente que determinará el tipo de materiales a utilizar y también definirá el espesor que tendrá el firme. El otro aspecto o factor a tener en cuenta será la finalidad que tendrá ese firme, determinando las condiciones de textura y acabado que deberán tener las capas superiores del firme.

Debido a las grandes diferencias en el entorno, existe una gran cantidad de firmes para adaptarse a las características de cada lugar. A continuación se definen brevemente:

2.2.1 Firmes flexibles

La base y subbase de este tipo de firmes están formadas habitualmente por material granular, estando recubiertas por un tratamiento superficial o por una mezcla bituminosa con un espesor inferior a 15cm. Estas dos capas granulares son las más importantes del firme, ya que son las encargadas de soportar o resistir las acciones del tráfico y transmitirlas a la explanada.

Las capas inferiores de este firme serán lo más permeables posibles para facilitar el drenaje. Este tipo de firmes se caracterizan por estar constituidos por una serie de capas cuya resistencia a la deformación decrece con la profundidad. (Cepsa, 2013)

Las capas más superficiales están formadas por mezclas bituminosas, compuestas por áridos y betunes, dando flexibilidad al pavimento. Las siguientes dos figuras son dos muestras de firmes flexibles dependiendo del tipo de tráfico.

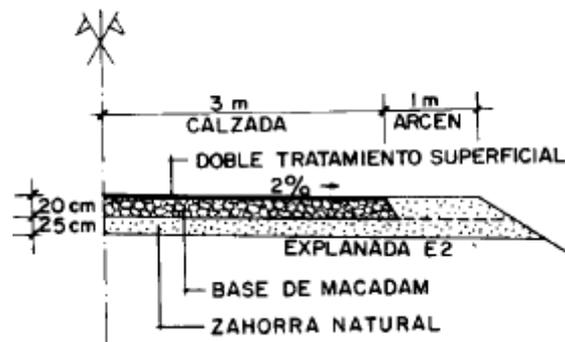


Figura 9 Firme flexible para tráfico ligero (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)

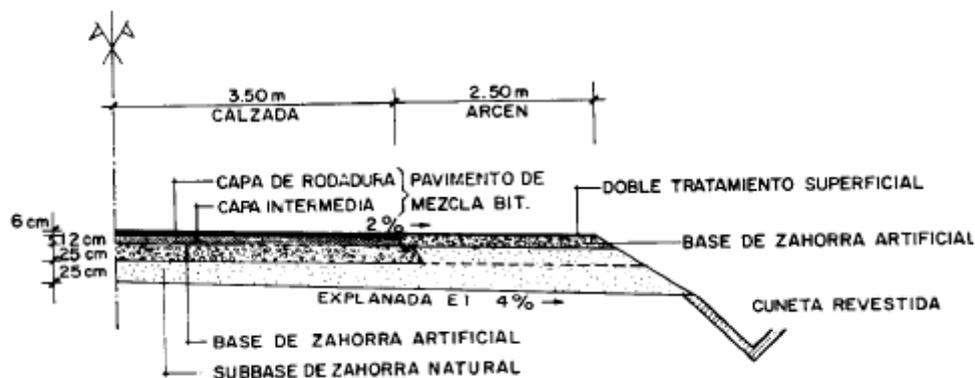


Figura 10 Firme flexible para tráfico medio (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)

2.2.2 Firmes semiflexibles

Firmes compuestos por capas de mezclas bituminosas con un espesor igual o superior a 15cm sobre capas granulares no tratadas.

La base de los firmes semiflexibles puede trabajar de dos maneras diferentes. La primera de ellas es a flexotracción, donde debido a una cierta rigidez, las solicitaciones que llegan a la explanada se reducen considerablemente, o bien, pueden transmitir mayor cantidad de tensiones a la explanada si se comporta como un firme más flexible. (CepSA, 2013)

En el caso de actuar a flexotracción el fallo tendría lugar debido a la fisuración de sus capas bituminosas y en el caso de trabajar como un firme más flexible, su fallo sería por deformaciones excesivas.

2.2.3 Firmes drenantes

Con la aparición de betunes modificados con polímeros, la capa de rodadura presentará una doble función drenante y resistente, de este modo, el agua es filtrada directamente siendo evacuada por gravedad a través de la red porosa.

2.2.4 Firmes semirrígidos

El aumento de las intensidades y las cargas del tráfico, dieron lugar a la aparición de los firmes semirrígidos, cuyas capas inferiores son tratadas con cemento para su estabilización o también puede dotarse de un mayor espesor a las capas bituminosas para aumentar su rigidez.

El firme se compone de una capa de rodadura y una intermedia de mezcla bituminosa y la subbase suele ser un material granular estabilizado.

Al aumentar la rigidez del firme, la capa base es la que absorbe la mayor parte de los esfuerzos aumentando de este modo la capacidad portante con la profundidad.

2.2.5 Firmes rígidos

Los firmes rígidos constan de un pavimento formado por una losa de hormigón, apoyada sobre diversas capas, pudiendo estar estabilizadas o no, o puede estar situada directamente por encima del terreno.

La losa tiene dos funciones, actuar como capa de rodadura y como capa base. La capa soporte tiene la función de superficie de apoyo facilitando la construcción de la losa.

Dentro de los firmes rígidos podemos distinguir diferentes subtipos (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000):

Pavimento de hormigón en masa vibrado: Pavimento dividido en losas mediante juntas para evitar la aparición de fisuras (Figura 11).

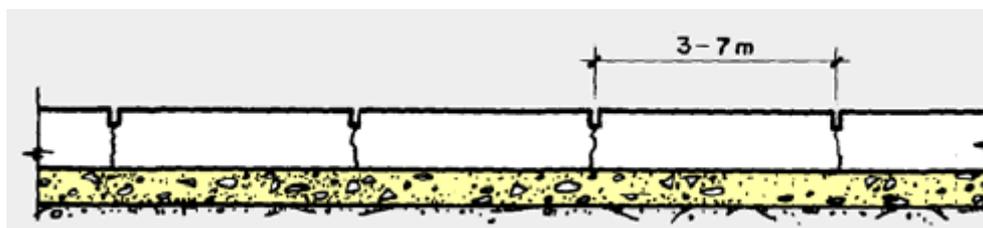


Figura 11 Hormigón en masa vibrado (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)

Pavimento continuo de hormigón armado: Pavimento empleado únicamente para posible tráfico pesado debido a su alto precio. Las juntas son suprimidas y se incluyen barras de acero cuya función es reforzar la estructura (Figura 12).

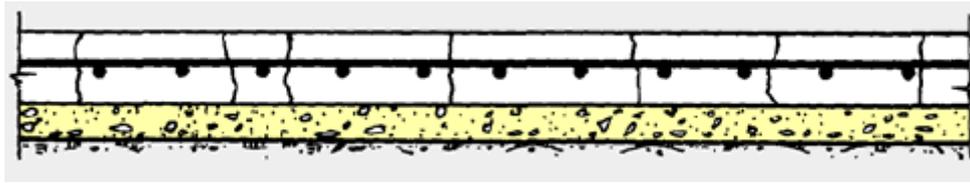


Figura 12 Pavimento continuo de hormigón armado (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)

Pavimentos de hormigón pretensado: Formado por cordones de acero a compresión permitiendo a la losa reducir su espesor, aumentando su capacidad portante (Figura 13).

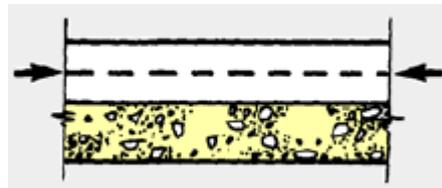


Figura 13 Pavimento de hormigón pretensado (Bañón Blázquez & Beviá García, 2000)

Pavimento de hormigón compactado: Dotado de una baja relación agua/cemento conteniendo un alto porcentaje de cenizas volantes para aumentar la trabajabilidad. Suelen tener una capa de rodadura bituminosa por lo que se consideran firmes mixtos

Pavimentos prefabricados de hormigón Empleadas en pavimentos industriales teniendo un tamaño de 1.5 a 3 metros de lado y de 12 a 16 centímetros de espesor. Dentro de este tipo se incluyen los adoquines de hormigón (Figura 13).

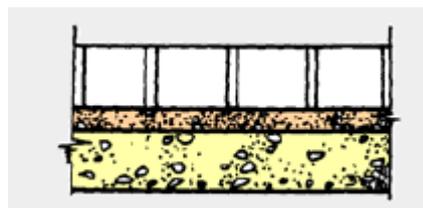


Figura 14 Pavimento de adoquines

2.2 Firmes de larga duración

Mediante la construcción de firmes de larga duración se buscan ahorrar costes tanto en la construcción como en el mantenimiento de carreteras, además de proporcionar una superficie segura y resistente.

La existencia de pavimentos de larga duración no es algo nuevo, ya que vienen siendo construidos desde hace décadas. Un ejemplo claro son los pavimentos “full depth” y “deep strength” (Figura 15) que han sido construidos desde 1960 y que tienen la ventaja de reducir significativamente el agrietamiento por fatiga debido a la reducción de las tensiones tracción en la parte inferior del pavimento. (Federal Highway Administration, s.f.)

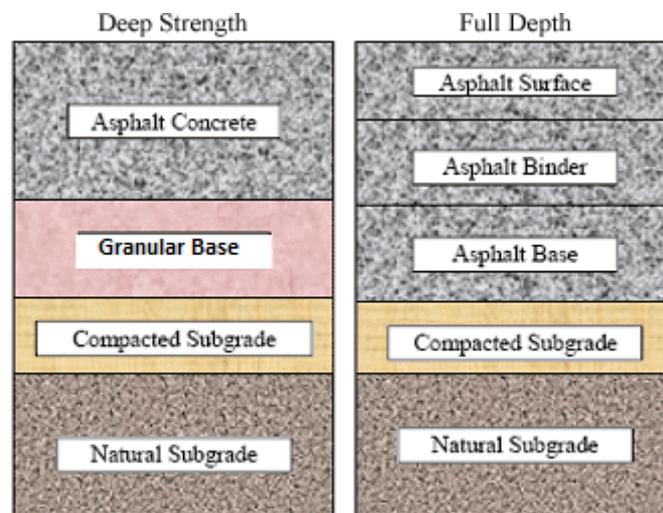


Figura 15 Pavimentos Full depth y Deep strength (Federal Highway Administration, s.f.)

A principios de los noventa, se observó que determinados firmes diseñados para una vida útil de 20 años, seguían conservando su capacidad portante aun llevando más de 30 años de servicio (E.Newcomb, Willis, & H.Timm). Un claro ejemplo es la carretera interestatal 90 del estado de Whashington (Estados Unidos), en la que ningún tramo con un espesor mayor de 200mm había tenido que ser reconstruido debido a motivos estructurales (E.Newcomb, Buncher, & J.Huddleston , 2, 2001). A partir del estudio de todas estas carreteras, comenzaron a surgir una serie de factores comunes a todas ellas, llevando esto a la aparición del concepto de firmes de larga duración.

Se han sugerido numerosas definiciones para el concepto de firmes de larga duración. Rafiqul A. Tarefder y Damien Bateman, por ejemplo, definieron a los firmes de larga duración como todo aquel que es capaz de soportar las cargas de tráfico sin necesidad de llevar a cabo ninguna rehabilitación estructural, siendo exclusivamente objeto de rehabilitaciones superficiales, durante un periodo aproximado de 40 años. (A. Tarefder & Bateman, 2012).



Otro ejemplo sería aquel según el cual, un firme de larga duración es un firme bien diseñado y bien construido en el que los elementos estructurales durarán indefinidamente, siempre y cuando no se excedan la carga máxima y las condiciones ambientales de diseño, y siempre que el mismo sea sometido a un adecuado mantenimiento superficial en tiempo y en forma. (FEHRL, 2009)

Una vez definido el término, pueden establecerse una serie de ventajas respecto a los firmes tradicionales:

1. Bajo coste del ciclo de vida evitando la reparación o la reconstrucción de pavimentos profundos
2. Bajo coste respecto al retraso ya que la rehabilitación de los firmes solo requiere pequeños trabajos, los cuales pueden evitar los picos de tráfico de una carretera.
3. Bajo impacto medioambiental debido a la reducción del uso de recursos materiales a lo largo de la vida del firme y el reciclaje de cualquier material extraído de la superficie del pavimento. (E.Newcomb, Willis, & H.Timm, Asphalt Pavement Alliance)

2.3 Mecanismos de fallo de los firmes

Antes de comenzar el diseño y estudio de los pavimentos de larga duración, se deberán conocer aquellos mecanismos de deterioro que sufren las estructuras en la actualidad. Así, los deterioros más habituales son la fisuración por fatiga y la deformación plástica.

2.3.1 Deformación plástica

La deformación plástica se forma por la acumulación de pequeñas cantidades de deformación irre recuperable, es decir, la sección transversal afectada por esta deformación no volverá a estar en su posición original. La deformación plástica puede dividirse en dos sub-tipos principales: roderas por fallas en la subrasante y roderas por fallas en la capa superficial.

En cuando a las roderas por fallas en la capa superficial (Figura 16), este tipo de deformación plástica es ocasionado por la baja capacidad portante, es decir, una mezcla asfáltica débil, la cual va acumulando pequeñas deformaciones en cada carga pesada de tráfico .

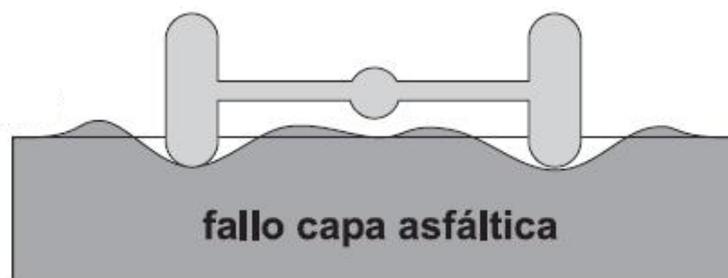


Figura 16 Roderas capa superficial (scielo)

Por su parte, las roderas por fallas en la subrasante, son deformaciones provocadas por una excesiva repetición de los esfuerzos en las capas interiores bajo la capa de asfalto. Este problema es considerado de tipo estructural, más que de los materiales entre sí, aun considerando que los materiales rígidos pueden reducir este tipo de roderas.

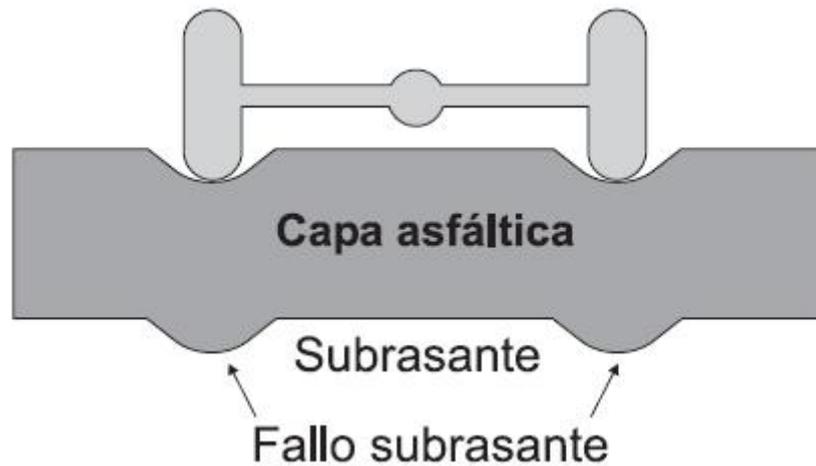


Figura 17 Roderas Subrasante (scielo)

2.3.2 Fisuración

El segundo mecanismo de deterioro de los firmes es la fisuración, siendo una de las causas más comunes en el proceso de fatiga. Este mecanismo es principalmente de naturaleza mecánica, es decir, debido a las cargas del tráfico o provocado por ciclos ambientales.

El comportamiento de un firme a lo largo de su vida útil es fundamentalmente elástico, las repetidas cargas y esfuerzos transmitidos que sufre debido al tráfico, provocan con el tiempo, un agotamiento por fatiga llegando a producir su rotura.

La fatiga origina una pérdida de resistencia que se pone de manifiesto por la disminución de la rigidez y por las fisuras generalizadas causadas por las anteriormente citadas deformaciones elásticas.

Pueden distinguirse dos tipologías de fisuras: las que se producen por fisuración descendente (Figuras 18 y 19) y las que se producen por reflexión de las capas inferiores. En cuanto a la fisuración descendente, en este el deterioro se inicia en la superficie del pavimento y progresa hacia el interior de las capas del firme. Se trata de un deterioro de la mezcla bituminosa, como consecuencia de los elevados esfuerzos superficiales aplicados por los neumáticos de los vehículos y las tensiones originadas por los diferenciales térmicos existentes.

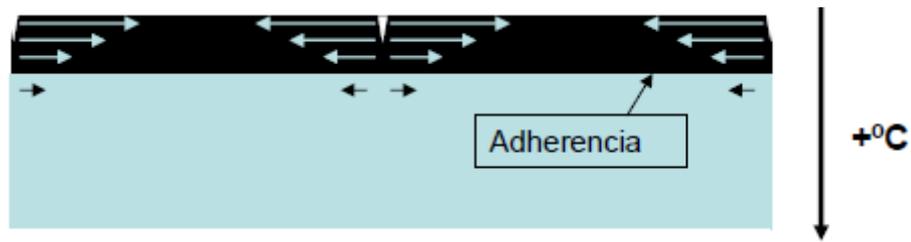


Figura 18 Fisuración descendente de origen térmico (Proyecto Fénix)

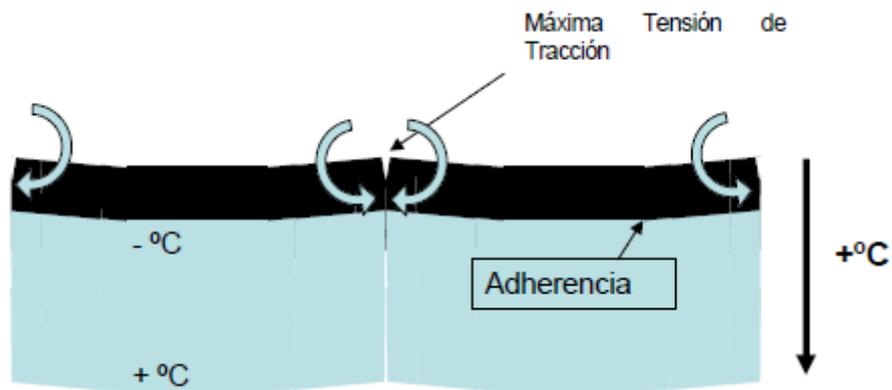


Figura 19 Fisuración descendente por flexión negativa (Proyecto Fénix)

Por su parte, cuando la fisuración “bottom-up” tiene lugar, esta se propaga hacia la superficie afectando a todas las capas de la estructura del firme, permitiendo al agua cambiar las propiedades del material. La rotura por fatiga comienza gracias a la repetición de altas tensiones en la base de una de las capas provocadas por cargas pesadas.

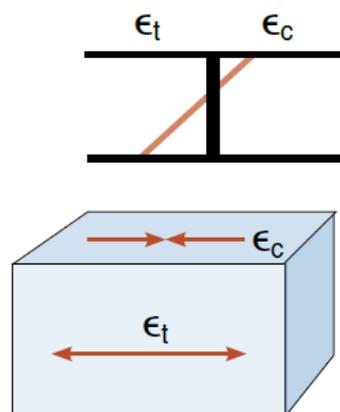


Figura 20 Tensiones de tracción en la base de una capa (Asphalt Pavement Alliance)

Parámetros influyentes en la fisuración:

- Porcentaje de huecos: Las mezclas con un elevado contenido de huecos tienen poca resistencia a la fatiga además de bajos módulos dinámicos.
- Contenido de betún: Con un ligero aumento del porcentaje de betún en la mezcla, se aumenta de manera significativa la resistencia a fatiga, pero si este aumento del porcentaje de betún es excesivo, el módulo dinámico disminuirá.
- Dureza del betún: Un betún duro tendrá mayor resistencia a pequeñas deformaciones pero su alargamiento límite a la rotura disminuirá.
- Contenido de filler: La función principal del filler es rellenar el esqueleto mineral, aumentando la compactación de la muestra, lo que provocará un aumento en el módulo de rigidez.

2.4 Esquema estructural

Un firme de larga duración es una estructura formada por tres capas bituminosas, base intermedia y capa de rodadura, donde cada una de ellas está diseñada para resistir un tipo de deterioro específico, donde la durabilidad será el punto de partida en cada una de las capas.

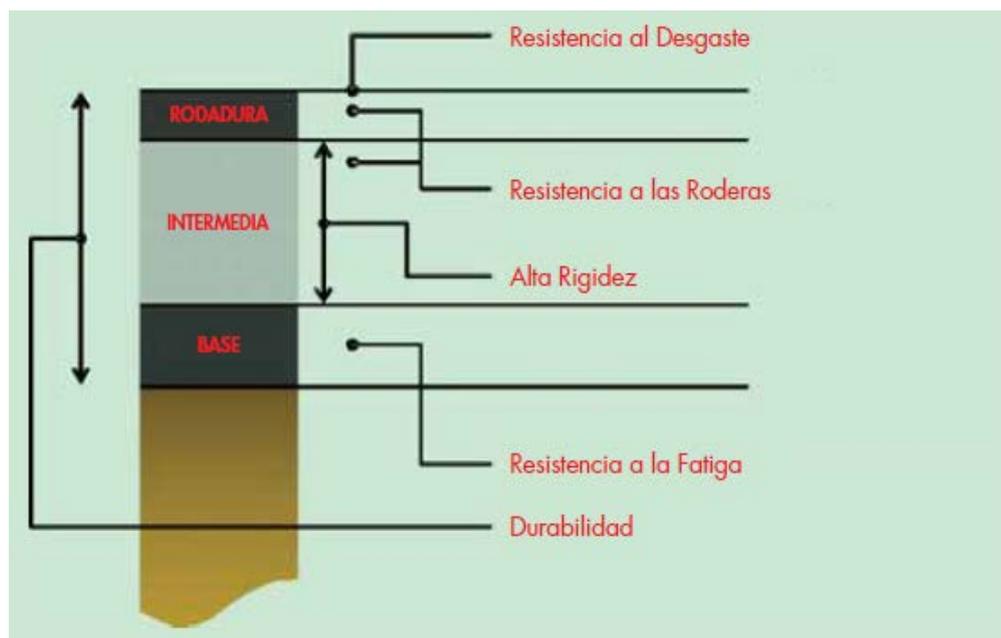


Figura 21 Esquema tricapas (Proyecto Fénix)



2.4.1 Capa de rodadura

Esta capa es la parte más superficial del pavimento, por tanto, se encuentra sometida a las acciones producidas por los agentes climáticos, así como contacto directo con los neumáticos de los vehículos.

Las funciones principales que se le exigen a una capa de rodadura son:

1. Deberá ser resistente, para soportar fuertes presiones verticales de contacto producidas por los vehículos y absorber gran parte de los esfuerzos tangenciales provocados por el frenado, la aceleración centrífuga o la propia rodadura de los vehículos, evitando con todo ello la deformación permanente y el agrietamiento de la superficie.
2. Deberá ser impermeable, evitando el paso del agua a capas inferiores. Además deberá poseer una textura superficial que facilite la evacuación de aguas pluviales. Esto se consigue dosificando los materiales consiguiendo que los huecos de la mezcla sea mínima o disponiendo bajo la capa de un material impermeable.
3. Deberá ser segura, es decir, deberá ofrecer una buena adherencia en el contacto neumático-pavimento. Ello se consigue dotando a la mezcla de unas correctas microtextura y macrotextura.
4. Deberá ser cómoda, disminuyendo el ruido creado por el contacto de la rueda con la capa de rodadura, teniendo una buena visibilidad en situaciones extrema, etc.
5. Deberá ser antideslizante, tanto longitudinal como transversal especialmente en condiciones meteorológicas adversas.
6. Será la única capa que reconstruirá durante la vida útil del firme, cuanto más resistente y duradera sea, la eficiencia y rentabilidad será mayor al necesitarse menos renovaciones.

2.4.2 Capa Intermedia

La capa intermedia debe combinar las cualidades de estabilidad y durabilidad. Para asegurar la estabilidad se necesita asegurar un buen esqueleto mineral mediante una granulometría y calidad de áridos con el fin de conseguir una alta resistencia interna para soportar los esfuerzos del tráfico, además de la utilización de un ligante de baja penetración o muy alta viscosidad. Esto es de mayor importancia en la parte superior de la capa donde las tensiones provocadas por las cargas del tráfico pueden provocar deformaciones permanentes.

Se tratará de conseguir una gran capacidad portante, mediante el aumento de la rigidez, pudiéndose reducir las tracciones en el fondo de la capa así como la deformación vertical en las capas inferiores.

La mezcla bituminosa utilizada en esta capa se denomina Mezcla de Alto Módulo, que se trata de una mezcla en caliente con un alto contenido en ligante (entre el 5,5% y 6%) fabricadas con betunes duros especiales, permitiendo este tipo de mezclas reducir los espesores de las capas asfálticas convencionales. Son mezclas cerradas cuyo huso granulométrico es continuo, similar al de las mezclas semidensas, con áridos de 20-25mm de tamaño máximo y con un alto contenido en filler de entre el 7 y el 8% (Ruiz Rubio , 2006).

2.4.3 Capa base:

La principal función de esta capa será resistir las tracciones que se producen en el fondo de capa de la mezcla, producidas por las repetidas cargas del tráfico. Por ello se dispondrá de una mezcla donde predomine el criterio de resistencia a fatiga.

El límite a fatiga puede ser definido como el nivel de tensión por debajo del cual no hay acumulación de daño cuando se somete a un determinado material a un infinito número de ciclos, por tanto se deberá conseguir que las tensiones producidas en esta capa estén por debajo de dicho valor.

La forma en que una mezcla puede ayudar a resistir a esta capa a la fractura por fatiga es aumentando la cantidad de betún, ya que con este aumento, la flexibilidad de la mezcla aumentará por lo que reducirá las posibilidades del crecimiento de las fisuras por fatiga, es decir, el contenido óptimo de betún será con un bajo porcentaje de huecos en la mezcla, consiguiendo un mayor volumen de ligante en los huecos del mineral.

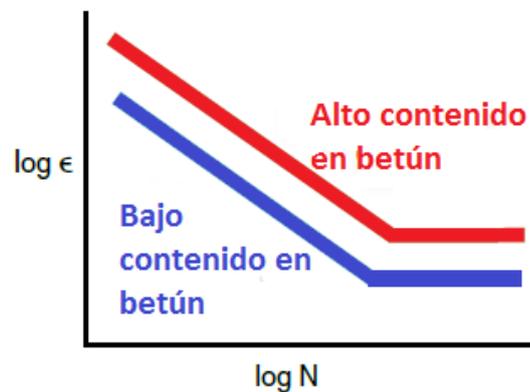


Figura 22 Mejora de la resistencia a fatiga con mayor contenido en betún (Asphalt Pavement Alliance)

Además de lo anterior adecuado espesor de la mezcla minimizará las tensiones de tracción asegurando un buen comportamiento de la estructura ante la fatiga.

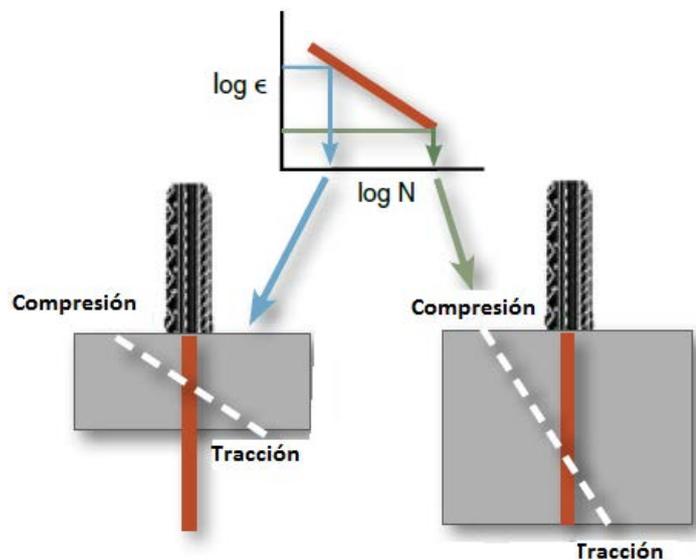


Figura 23 Reducción tensiones de tracción mediante el grosor del pavimento (Obtenido a partir de: (Asphalt Pavement Alliance))

Otro factor que favorece la durabilidad ante la fisuración por fatiga será la utilización de un material con un huso granulométrico fino.

Como conclusión, para obtener una adecuada capa base se fabricarán con hormigones bituminosos con granulometría fina y un elevado contenido en betún (huecos por debajo del 3%), dotando a la capa de una mayor flexibilidad.

2.5 Estudios sobre firmes de larga duración

2.5.1 Reino unido

Anteriormente en el Reino Unido se diseñaban firmes flexibles con una vida útil de 40 años y con una renovación estructural a los 20 años. Sin embargo, ensayos recientes determinaron que diseñar la estructura con una vida útil de 40 años, donde solo hiciera falta una renovación superficial del pavimento, sería más eficiente desde el punto de vista económico. (Perpetual Pavements)

La sección estructural para los firmes de larga duración en el Reino Unido estará formada por una base y una subbase de material granular situadas debajo de una mezcla bituminosa de gran espesor. Este gran espesor es tal que la tradicional fisuración ascendente y la plasticidad estructural son prácticamente eliminados.

Estudios realizados por Michael Nunn determinaron que aquellas estructuras donde el espesor de la mezcla bituminosa fuera inferior a 180mm tendrían más facilidad de sufrir fallos por plasticidad. En cambio, en los firmes más gruesos, la plasticidad quedaría relegada a parte superior de la estructura.

Otros estudios británicos marcan un punto a partir del cual el aumento del grosor de la estructura no reduce la plasticidad ni alarga la vida útil del firme.

2.5.2 Estados Unidos (Michigan)

En 2001 se desarrolló en Michigan (EE.UU) un catálogo de secciones para firmes de larga duración. Para el desarrollo de estas secciones se utilizó el concepto de daño acumulativo, mediante el cual se obtuvieron unas secciones de distinto grosor dependiendo de las solicitaciones a las que el firme se veía solicitado. En el catálogo las secciones se clasifican según los niveles de tráfico a las que se ven sometidas en los primeros 20 años de servicio. Las estrategias de diseño y rehabilitación están destinadas para un nivel de vida de 40 años.



20-Year Traffic Level, ESAL X 10 ⁶	3		10		20		30
Total HMA Thickness, mm	290		345		370		405
SMA Thickness, mm	—		—		65		65
Superpave Thickness, mm	50		50		—		—
Binder Course, mm	115	90	140	11	140	125	150
Base Course, mm	125	150	155	180	165	180	190
Aggregate Base, mm	—		—		330		430
Aggregate Subbase, mm	380		250		—		—
Non-Frost Susceptible Soils, mm	345		315		220		200
<hr/>							
Rehabilitation 1	Year	20		15		15	
	Mill-Overlay, mm	50–50		50–100		65–115	
Rehabilitation 2	Year	32		30		30	
	Mill-Overlay, mm	50-50		50-50		50-50	

Figura 24 Catálogo de secciones de pavimentos de larga duración (Alliance)

Esta tabla sugiere que el grosor de la mezcla bituminosa se encuentre entre los 290mm y los 405mm dependiendo de los niveles de tráfico. Se sugirió que la capa base debería tener un porcentaje de huecos del 3% para evitar o minimizar la fisuración ascendente. Para la capa superficial se empleará una mezcla graduada densa para los valores entre 3 y 10 millones de cargas y una mezclas bituminosas tipo SMA (Stone Matrix asphalt) para 20-30 millones de cargas.

2.5.3 Estados Unidos (New Mexico)

En la Universidad de New Mexico (EE.UU) se realizó un estudio sobre los firmes de larga duración para el Departamento de Transportes de dicho estado (University of New Mexico, 2009). En dicho estudio se estudió el diseño de firmes de larga duración con la incorporación de una capa flexible resistente a fatiga (“Rich Bottom Layer”) o sin la incorporación de dicha capa.

El diseño de un firme de larga duración sin capa flexible contenía un 6% de huecos, no se observó fisuración descendente, y en la simulación del comportamiento a 50 años la deformación plástica no superaba los 1,3mm.

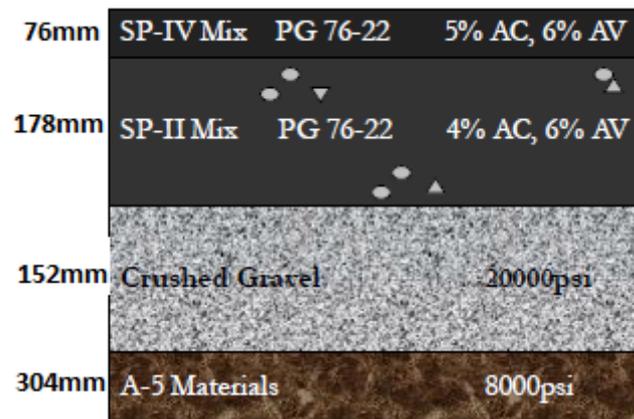


Figura 25 Sección Firme larga duración sin RBL (University of New Mexico, 2009)

Por otro lado también se llevó a cabo el estudio de un firme de larga duración con una capa flexible con un porcentaje alto de betún, denominada “Rich binder layer”, que contiene un 3% de huecos y que una deformación por fatiga muy pequeña y una fisuración descendente muy baja.

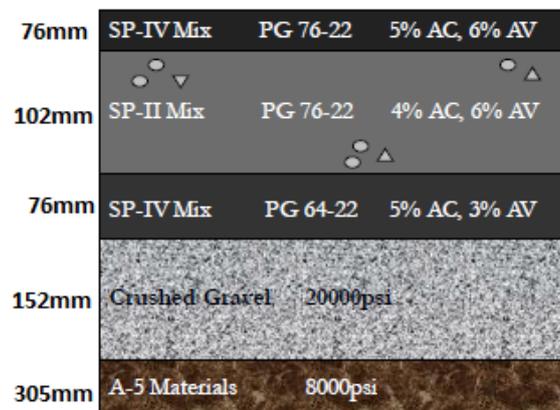


Figura 26 Sección Firme larga duración con RBL (University of New Mexico, 2009)

Una vez ensayados los dos firmes, ambas secciones resultaron válidas para firmes de larga duración.

2.5.4 Irlanda y Canadá

El estudio llevado a cabo por ingenieros canadienses e irlandeses propuso que para conseguir firmes más resistente que los habituales, se diseñara una capa intermedia resistente a la deformación plástica y una capa base resistente a la fatiga, ya que es en esta capa donde se producen las tensiones más altas de tracción. Esta capa base deberá



tener un porcentaje de huecos pequeño, en torno al 3%, y un 0,5% extra de betún. (M. L. J. Maher & L. Uzarowski)



Figura 27 Sección Firme de larga duración (M. L. J. Maher & L. Uzarowski)

2.6 Normativa española

2.6.1 Mezclas de Alto Módulo

Las propiedades y características de las Mezclas de Alto Módulo en España vienen definidas en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG3). A continuación se recogen algunas de esas características:

- Para la construcción de una capa de Alto Módulo se empleará un ligante PMB 10/40-70 para categorías de tráfico pesado T00 y T0 o el B15/25 para categorías de tráfico T1 y T2 según la tabla 542.1c del PG3. El ligante PMB 10/40-70, BM-1 es un betún modificado de baja penetración que proporciona a la mezcla un módulo elevado y una mayor resistencia a la fatiga respecto a betunes no modificados con la misma penetración (Mezclas bituminosas en caliente, 2013). La dotación mínima de ligante para Mezclas de Alto Módulo será de un 4,5% en masa sobre el total de la mezcla bituminosa (Tabla 542.10).
- El análisis granulométrico se hará conforme a la norma UNE-EN 933-1. Para Mezclas de Alto Módulo se empleará el huso AC22, que corresponde a una mezcla semidensa, pero con dos ligeras modificaciones: en el tamiz 0,250mm pasarán el 8-15% y por el tamiz 0,063mm el 5-8% (Tabla 542.8).

- El tipo de mezcla bituminosa a emplear en mezclas de alto módulo será AC22 bin S teniendo un espesor mínimo de 6cm (Tabla 542.9).
- La justificación ponderal entre los contenidos de polvo mineral y ligante hidrocarbonado para mezclas de alto módulo deberá estar comprendida entre doce y trece décimas, es decir, de 1.2 a 1.3 (Tabla 542.11).
- El contenido de huecos en la mezcla según la Tabla 542.12 deberá estar comprendido entre el 4% y el 6% para todas las categorías de tráfico pesado.
- La resistencia a deformaciones plásticas se determinará mediante el ensayo de pista de laboratorio según la norma UNE 12697-22. En mezclas bituminosas de Alto Módulo en capa intermedia la pendiente media de deformación en pista será inferior a 0.07.

A los requerimientos establecidos en el PG3, hay que sumarle los establecidos por la norma UNE-EN 12697-26, anexo C, donde se exige un módulo dinámico a 20°C mayor o igual que 11.000 MPa. Las probetas se compactarán según la UNE-EN 12697-30 aplicando 75 golpes por cara. Además, se llevará a cabo el ensayo de resistencia a fatiga con una frecuencia de 30 Hz y a una temperatura de 20°C, según la norma UNE-EN 12697-24, anexo D, donde el valor de la deformación correspondiente para un millón de ciclos deberá ser igual o superior a 100 microdeformaciones.

Las mezclas de alto módulo se podrán emplear en capas intermedias o de base para categorías de tráfico pesado T00 a T2, con espesores comprendidos entre seis y trece centímetros



2.6.2 Capa de base flexible

Según las condiciones establecidas actualmente en el PG3 las mezclas bituminosas a emplear en la capa base serían las que se muestran en la tabla de la Figura 28.

TIPO DE CAPA	TIPO DE MEZCLA	ESPESOR (cm)
	DENOMINACIÓN NORMA UNE-EN 13108-1 (*)	
Rodadura	AC16 surf D AC16 surf S	4 - 5
	AC22 surf D AC22 surf S	>5
Intermedia	AC22 bin D AC22 bin S AC32 bin S AC22 bin S MAM (**)	5 - 10
Base	AC32 base S AC22 base G AC32 base G AC22 base S MAM (***)	7 - 15
Arcenes (****)	AC16 surf D	4 - 6

Figura 28 Mezclas utilizadas en la capa base (Ministerio de fomento, 2014)

La dotación mínima de ligante hidrocarbonado para las mezclas bituminosas (% en masa sobre el total de la mezcla bituminosa, incluido el polvo mineral) anteriores sería la que se muestra en la siguiente tabla (Figura 29).

TIPO DE CAPA	TIPO DE MEZCLA	DOTACIÓN MÍNIMA (%)
Rodadura	Densa y semidensa	4,50
Intermedia	Densa y semidensa	4,00
	Alto módulo	4,50
Base	Semidensa y gruesa	4,00
	Alto módulo	4,75

Figura 29 Dotación mínima de ligante (Ministerio de fomento, 2014)

Finalmente, el contenido de huecos en la mezcla, determinado según la norma UNE-EN 12697-8, debería cumplir lo establecido en la siguiente tabla (Figura 30).

CARACTERÍSTICA		CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO			
		T00 y T0	T1 y T2	T3 y ARCENES	T4
Huecos en mezcla (%)	Capa de rodadura	4-6		3-6	
	Capa intermedia	4-6	4-7 (*)	4-7	4-7 (**)
	Capa de base	4-7 (*)	4-8 (*)	4-8	

Figura 30 Contenido de huecos (Ministerio de fomento, 2014)

Resumiendo lo anterior, la capa base estará formada por mezclas del tipo grueso, semidenso o de alto módulo. En esta capa el contenido de ligante suele ser inferior y el porcentaje de huecos alto.

En el apartado 2.1.4 de este mismo documento, se explicaron las características que debería tener la capa base, elevado contenido en betún, contenido de huecos en torno al 3% y con una granulometría fina para tener con todo ello una buena resistencia a la fatiga y flexibilidad.

En el PG3 no viene definida ninguna capa que reúna las características necesarias para la capa de base objeto de este proyecto en cuanto a la resistencia a las tracciones. Esto no significa que no exista ninguna capa que pueda resistir a este tipo de solicitaciones, sino que el estudio de pavimentos de larga duración en España aún se encuentra en periodo de investigación.

Para poder conseguir las características requeridas puede utilizarse una mezcla "AC22 base D", compactando hasta conseguir un contenido de huecos aproximado del 3%.

Respecto al betún asfáltico, se utilizará un betún viscoso del tipo B50/70 cumpliendo las especificaciones del artículo 211 del PG3 y aquellas recogidas en el Anexo UNE EB 12591.



CARACTERÍSTICA		UNE-EN	UNIDAD	35/50	50/70	70/100	160/220
Penetración a 25 °C		1426	0,1 mm	35-50	50-70	70-100	160-220
Punto de reblandecimiento		1427	°C	50-58	46-54	43-51	35-43
Resistencia al envejecimiento UNE-EN 12607-1	Cambio de masa	12607-1	%	≤ 0,5	≤ 0,5	≤ 0,8	≤ 1,0
	Penetración retenida	1426	%	≥ 53	≥ 53	≥ 46	≥ 37
	Incremento punto reblandecimiento	1427	°C	≤ 11	≤ 10	≤ 11	≤ 12
Índice de penetración		12591 13924 Anexo A		De -1,5 a +0,7			
Punto de fragilidad Fraass		12593	°C	≤ -5	≤ -8	≤ -10	≤ -15
Punto de inflamación en vaso abierto		ISO 2592	°C	≥ 240	≥ 230	≥ 230	≥ 220
Solubilidad		12592	%	≥ 99,0	≥ 99,0	≥ 99,0	≥ 99,0

Figura 31 Requisitos para betunes asfálticos (Ministerio de fomento, 2014)

2.7 Corolario al estado del arte

Una vez realizada una amplia consulta bibliográfica acerca de los firmes de larga duración, desde ensayos realizados en otros continentes hasta la normativa actual en España, se han llegado a una serie de objetivos a cumplir a la hora de realizar los ensayos:

- Los firmes deberán tener suficiente integridad estructural y grosor para evitar el agrietamiento por fatiga y las deformaciones permanentes.
- Los firmes de larga duración deberán ser diseñados para evitar ser reemplazados antes de los 40 años de vida del mismo, exceptuando la capa de rodadura que mantendrá la vida útil habitual.
- Ahorro monetario en su construcción.
- Disminución del grosor respecto los firmes convencionales

CAPÍTULO 3: ESTUDIO EXPERIMENTAL

Los firmes de larga duración constan de tres capas, una capa de rodadura convencional, una intermedia de alto módulo y una capa de base flexible resistente a fatiga. La de base es la única de las tres que presenta características novedosas o diferentes a las que se han venido utilizando, por ello, fue la única de las tres capas que ha sido ensayada. La capa formada por una mezcla de alto módulo siendo igual de importante, no fue ensayada debido a la falta de tiempo y por tratarse de un tipo de mezcla que viene siendo utilizada desde hace años en España por lo que se tiene mucha información acerca de dicha capa.

El país que más está investigando los firmes de larga duración es Estados Unidos, cuya normativa difiere de la utilizada en España. En EE.UU se viene utilizando la normativa AASHTO mientras que en España se sigue la normativa UNE-EN, en las dos normas citadas, se utilizan ensayos diferentes para caracterizar las mezclas. Por ello, se decidió investigar sobre los ensayos de la norma AASHTO para poder llevarlos a cabo con el fin de realizar una comparativa entre los resultados obtenidos con ambas normativas.

En este capítulo se muestran los procedimientos y ensayos realizados para la caracterización de una capa base de un firme de larga duración, desde el diseño de la mezcla hasta la realización de ensayos según la normativa UNE-EN y la normativa AASHTO.

3.1 Elección de los elementos del firme

3.1.1 Elección de la capa base

En España se ha venido utilizando durante los últimos años mezclas gruesas como capa base, generalmente, con un porcentaje bajo de betún. Este bajo contenido de betún hace que las mezclas obtenidas tengan un gran porcentaje de huecos dando lugar a un mal comportamiento a fatiga. En el estudio de pavimentos de larga duración la capa base deberá tener un buen comportamiento a fatiga, por tanto, el número de huecos de la mezcla deberá ser considerablemente bajo. Para conseguir un porcentaje de huecos bajo, optaremos por el uso de conjunto de áridos con una granulometría fina donde el porcentaje de betún sea elevado.



Para la obtención de unos buenos resultados, es importante definir adecuadamente todos los componentes que formarán parte de nuestra mezcla bituminosa. Nuestra capa base estará formada por una combinación de áridos y ligante hidrocarbonado o betún.

Granulometría

Para la obtención de la granulometría se ha buscado información sobre ensayos realizados en diferentes lugares, comparando las granulometrías utilizadas en dichos ensayos con las granulometrías recogidas en el PG-3. A continuación se presentan algunos de esos estudios.

- En el estudio “From Theory to Practise: Rich Bottom Layer Design” (M. L. J. Maher & L. Uzarowski), se establecieron unos puntos de control para la granulometría de la capa estudiada. Esta granulometría será nombrada posteriormente como Granulometría 1. (Tabla 1)

Abertura del Tamiz (mm)	Mínimo (% Pasa)	Máximo (% Pasa)
25	100	-
19	90	100
12,5	-	90
2,36	23	49
0,075	2	8

Tabla 1 Granulometría1

- El departamento de transportes de Nuevo México llevó a cabo un estudio sobre firmes de larga duración determinando que la granulometría de una mezcla de base para estos tipos de firmes, debería tener una granulometría comprendida entre los siguientes mínimos y máximos. En este caso la granulometría definida en la Tabla 2 será nombrada como Granulometría 2.

Abertura del Tamiz (mm)	Mínimo (% Pasa)	Máximo (% Pasa)
25,4	100	100
9,52	58	70
2,36	24	32
1,18	17	25
0,6	7	15
0,298	4,5	8,5

Tabla 2 Granulometría 2

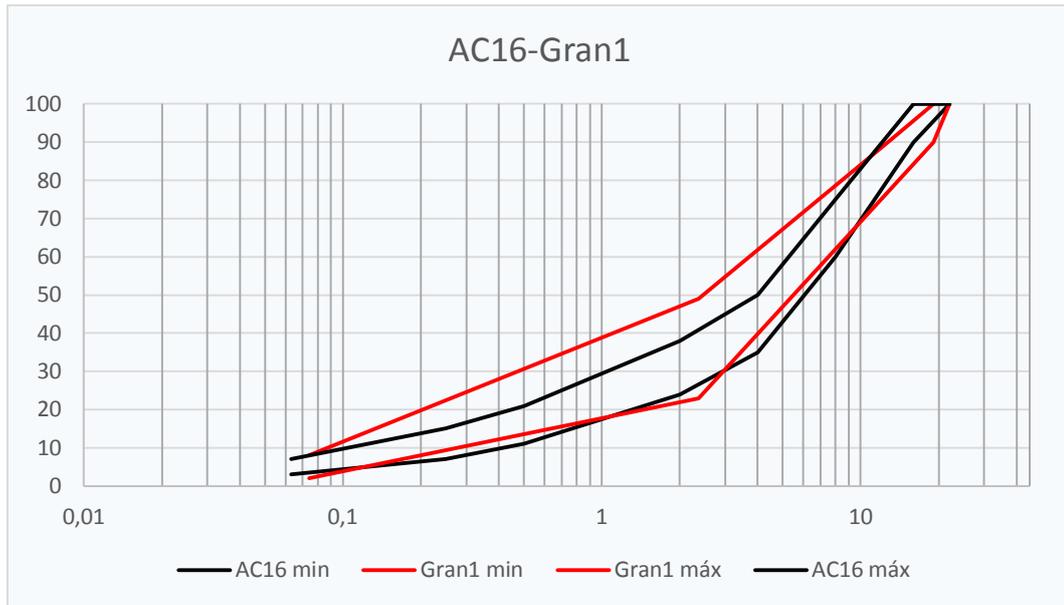
- El último estudio que se ha decidido incluir es aquel llevado a cabo por el departamento de transportes de Texas, cuya granulometría se muestra en la Tabla 3, ya que con las tres granulometrías mostradas anteriormente, se puede definir una línea de estudio en este tipo de firmes.

Abertura del Tamiz (mm)	% Pasa
19,1	100
12,7	99,9
9,52	97
4,76	77,5
2,36	53,2
1,18	39,2
0,6	28,7
0.36	19,2
0,074	5,6

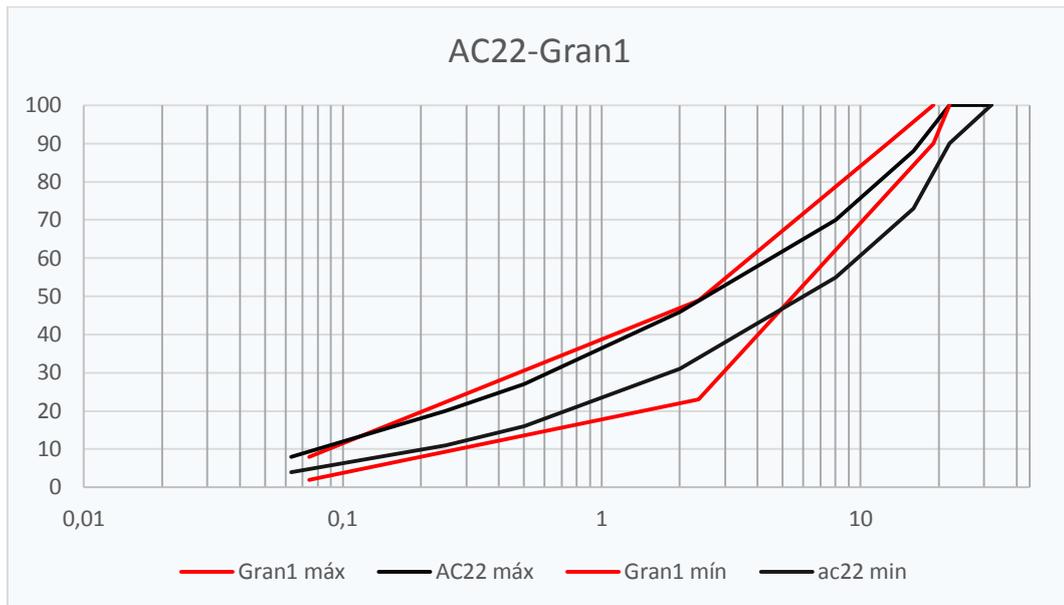
Tabla 3 Granulometría 3

Una vez obtenidas granulometrías procedentes de diversos estudios, se procedió a compararlas con aquellas que tenemos recogidas en el PG-3, por si alguna de las que tradicionalmente utilizamos en los firmes españoles serviría para este tipo de capa base.

La capa flexible utilizada como base en los firmes de larga duración deberá tener una granulometría fina, por tanto, el AC-32 no podrá ser utilizado en dicha capa. Se compararon tanto las AC-16 como las AC-22 con las granulometrías obtenidas en los estudios citados anteriormente. En las gráficas 1 y 2 se comparó la Granulometría 1 con las granulometrías AC-22 Y AC-16, no pudiendo ser asemejada a ninguna de las dos granulometrías recogidas en el PG3, ya que al tener la Granulometría 1 unos límites tan amplios, tanto el AC-22 como el AC-16 podrían perfectamente situarse dentro de dichos límites.

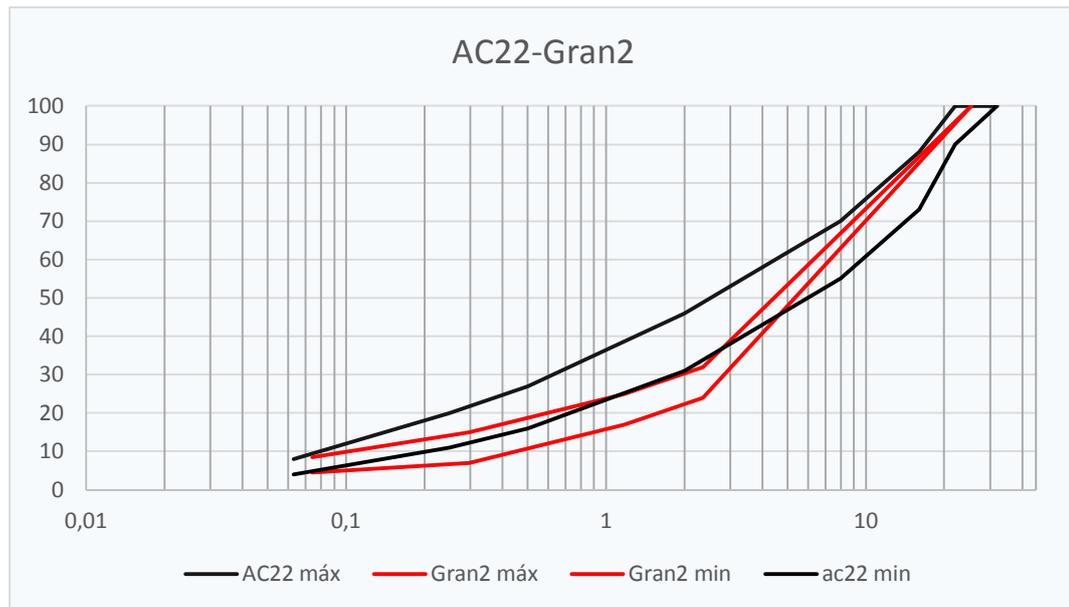


Gráfica 1 Comparación granulométrías 1-AC16 (Elaboración propia)

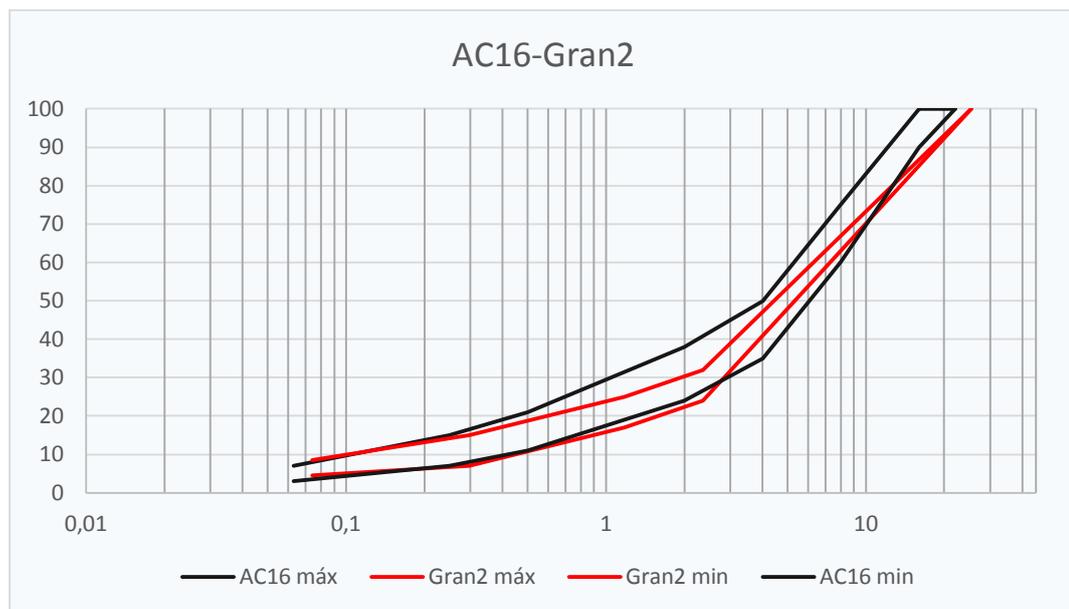


Gráfica 2 Comparación granulometría 1-AC22 (Elaboración propia)

En las gráficas 3 y 4 se comparó la Granulometría 2 con las granulometrías AC-22 Y AC-16. En este caso, la granulometría AC-22 se sale claramente de los límites marcados por la Granulometría 2 (Gráfica 3) mientras el AC-16 se mantiene dentro de los límites superior e inferior. Es decir, la granulometría AC-16 podría utilizarse en la capa base según los límites marcados en el estudio del Departamento de Transportes de Nuevo México.

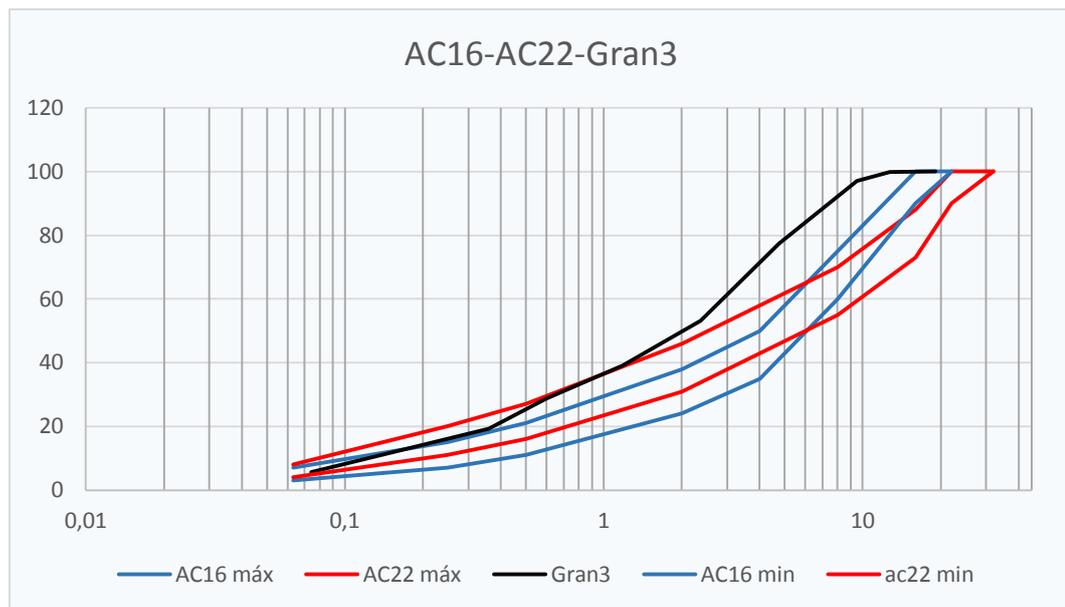


Gráfica 3 Comparación granulometría 2-AC22 (Elaboración propia)



Gráfica 4 Comparación granulometría 2-AC16 (Elaboración propia)

- Finalmente se compararon las granulometrías AC-22 Y AC-16 con la granulometría propuesta por el Departamento de Transportes de Texas (Granulometría 3). En la Gráfica 5 se aprecia claramente que la Granulometría 3 se sale de los límites proporcionados por el PG3 para las granulometrías AC-16 y AC-22, por lo que dicha granulometría fue desechada.



Gráfica 5 Comparación granulometría 3-AC16-AC22

Una vez comparadas las diferentes soluciones adoptadas para la dosificación de la capa base, se optó por la utilización de un AC-16, ya que se sitúa dentro de los límites establecidos tanto por la Granulometría 1 como por la Granulometría 2.

Abertura	Pasa
22	100
16	83,6
8	58,6
4	40,6
2	27,6
0,5	12,5
0,063	7,9

Tabla 4 Granulometría AC-16 (Elaboración propia)

Betún

En cuanto al betún, supondrá un 5,2% sobre mezcla y un 5,5% sobre árido, siendo el PMB 45/80-60 C el betún seleccionado, siendo un betún asfáltico modificado con caucho procedente de neumáticos fuera de uso que cumple con las especificaciones recogidas en del artículo 212 del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3) y las recogidas en la norma UNE EN 14023. En la Tabla 6 se muestran las características de dicho betún.

Característica	Unidad	Norma UNE-EN	mín.	máx.
Betún Original				
Penetración (25 °C; 100 g; 5s)	0,1mm	1426	45	80
Punto de reblandecimiento	°C	1427	60	
Punto de fragilidad Fraass	°C	12593	-	-12
Estabilidad al almacenamiento		13399		
-Diferencia Punto reblandecimiento	°C	1427	-	5
-Diferencia penetración (25°C)	0,1mm	1426	-	9
Recuperación elástica a 25 °C	%	13398	50	-
Punto de inflamación	°C	ISO 2592	235	-
Fuerza Ductilidad (25°C)	J/cm2	13598 13703	0,5	-
Residuo después de película fina y rotatoria				
Variación de masa	%	12607-1	-	
Penetración (25 °C; 100 g; 5 s)	% p.o	1426	60	
Incremento punto de reblandecimiento	°C	1427	-	
Disminución punto de reblandecimiento	°C	EN 1427	-	

Tabla 5 Características betún tipo PMB 45/80-60 C (PROAS, 2012)

3.1.2 Elección de la capa de alto módulo

Las Mezclas de Alto módulo aparecieron en España en los años 90, viniéndose utilizando con éxito desde entonces, reduciendo el espesor de la capa entre un 20% y un 30%. Por ello, es un tipo de mezcla “conocido” en nuestro país, viniendo recogidas las características que debe tener dicha capa en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes.

Para el diseño de la capa intermedia de alto módulo se decidió adoptar las características recogidas en el PG3, pero antes de ello se ha querido comprobar que dichas características se encuentran en un rango similar a las utilizadas en otros países.



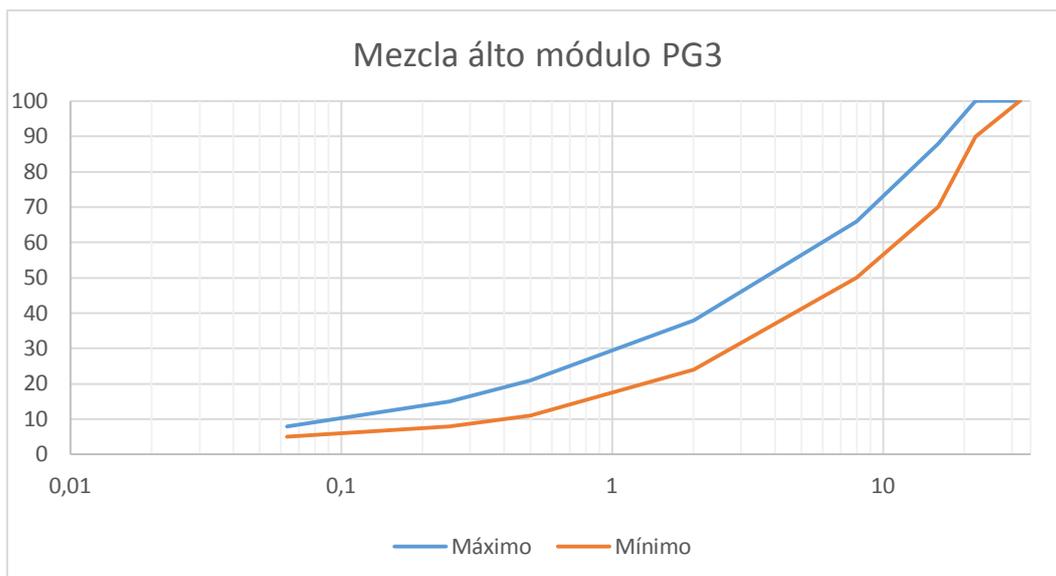
Granulometría

A la hora de escoger la granulometría, se tomará como referencia aquella recogida en el PG3 (Figura 32).

TIPO DE MEZCLA (*)		ABERTURA DE LOS TAMICES. NORMA UNE-EN 933-2 (mm)									
		45	32	22	16	8	4	2	0,500	0,250	0,063
Densa	AC16 D			100	90-100	64-79	44-59	31-46	16-27	11-20	4-8
	AC22 D		100	90-100	73-88	55-70		31-46	16-27	11-20	4-8
Semidensa	AC16 S			100	90-100	60-75	35-50	24-38	11-21	7-15	3-7
	AC22 S		100	90-100	70-88	50-66		24-38	11-21	7-15	3-7
	AC32 S	100	90-100		68-82	48-63		24-38	11-21	7-15	3-7
Gruesa	AC22 G		100	90-100	65-86	40-60		18-32	7-18	4-12	2-5
	AC32 G	100	90-100		58-76	35-54		18-32	7-18	4-12	2-5

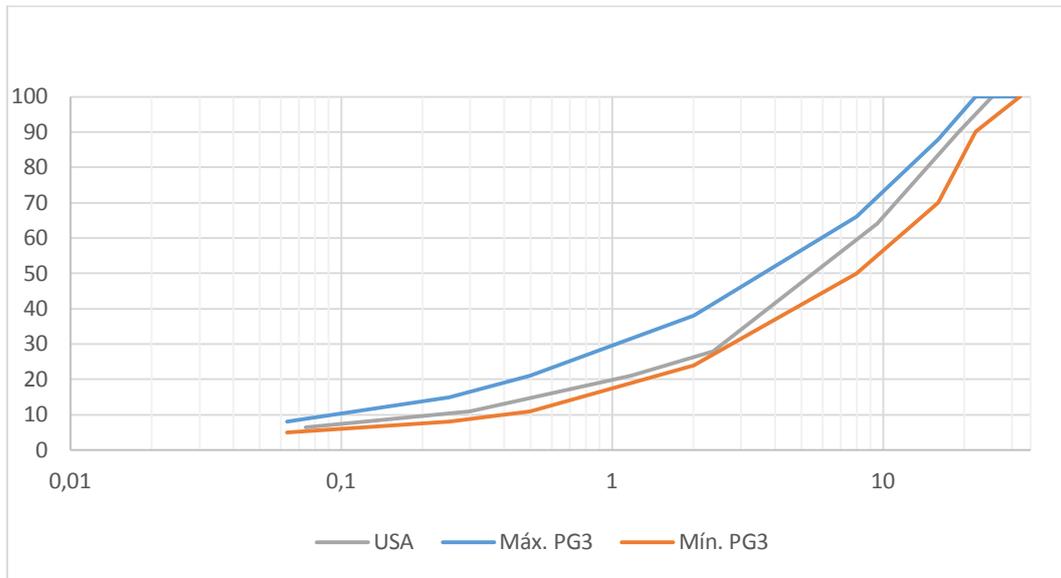
Figura 32 Granulometrías recogidas en el PG3

Se trata de una mezcla semi-densa AC22 con una ligera variación cuando es utilizada como MAM, indicada en el mismo documento. Dicha modificación varía el acumulado del tamiz 0,250 que pasa a ser del 8-15% y del tamiz 0,063 que en este caso sería del 5-8%. La granulometría de la capa de alto módulo se muestra gráficamente en la Gráfica 6.



Gráfica 6 Granulometría Mezcla de Alto Módulo (Elaboración propia)

En la curva de la gráfica 7 se compara dicha granulometría con una de las utilizadas en otros países. En este caso, se ha escogido el estudio llevado a cabo por el Departamento de Transportes de Nuevo México en colaboración con el Departamento de Transportes de Estados Unidos (University of New Mexico, 2009).



Gráfica 7 Comparación granulométricas USA-PG3 (Elaboración propia)

Como se observa en la tabla anterior, la granulometría estudiada en el Departamento de Transportes de New México (EE.UU), se encuentra dentro de los límites marcados por el PG3. Una se comprobó que las mezclas de Alto Módulo recogidas en el PG3 tienen características similares a las mezclas utilizadas en la capa de alto módulo para los estudios de firmes de larga duración, se decidió por utilizar una Mezcla de Alto Módulo convencional.



Betún

La dotación mínima de ligante para mezclas de alto módulo será de un 4,5% en masa según viene recogido en el PG3 (Figura 27).

TIPO DE CAPA	TIPO DE MEZCLA	DOTACIÓN MÍNIMA (%)
Rodadura	Densa y semidensa	4,50
Intermedia	Densa y semidensa	4,00
	Alto módulo	4,50
Base	Semidensa y gruesa	4,00
	Alto módulo	4,75

Figura 33 Dotación mínima de ligante (Ministerio de fomento, 2014)

Se ha escogido también el estudio realizado por el Departamento de Transportes de New México para comparar con el PG3. En dicho estudio se llevaron a numerosos ensayos con diferentes porcentajes de betún, llegando a la conclusión que con un 5% de betún se obtenían los mejores resultados.

Respecto a los huecos en la mezcla el PG3 especifica que el porcentaje de huecos estará entre el 4-6%, siendo el 6% de huecos el óptimo obtenido en el estudio realizado en New México. Este 6% resulta elevado, ya que en otros estudios consultados se lograba el firme óptimo con un porcentaje menor, del orden del 5-5,5%. Este alto contenido en betún evitaría problemas de fragilidad.

El tipo de ligante a utilizar podría ser el BM-1 para las categorías de tráfico pesado T00 y T0, y el B 13/22 para las categorías de tráfico pesado T1 y T2.

3.2 Fabricación de las probetas

Para la fabricación de las probetas se deberán preparar los áridos, debiendo realizar un proceso de tamizado donde separaremos los áridos según los tamaños 22mm, 16mm, 8mm, 4mm, 2mm, 0'5mm y 0'063mm. Una vez separados los áridos por tamaños se procede a la limpieza de los mismos mediante agua con el fin de eliminar todas las impurezas que puedan contener.

Una vez se tienen separados y limpios todos los áridos, se colocan sobre una bandeja y se procede al pesado de los mismos.

En nuestro estudio se realizarán dos ensayos, los cuales tienen probetas de dimensiones diferentes, por lo que habrá que calcular dos veces la cantidad necesaria de cada tamaño de árido, una para cada tipo de probeta.

Probeta AASHTO

Se trata de una probeta cilíndrica de 150mm de diámetro y 170mm de altura, contando con un volumen de 3004.15 mm³. La mezcla contará con un % de betún sobre mezcla de 5,2% y un 5,5% de betún sobre árido, todo ello teniendo una densidad de 2.562 gr/cm³. Se muestra granulometría y cantidades de cada material en la tabla 7.

Granulometría		
	PESO (gr)	Acumulado (gr)
OFITA		
Ofita 16	1,196.6	1,196.6
Ofita16# 8	1,824.0	3,020.6
Ofita 8#4	1,313.3	4,333.9
Ofita 4#2	948.5	5,282.3
CALIZA		
3#0	1,678.1	6,960.4
FILLER CALIZO		
0.063#0	335.6	7,296.1

Tabla 6 Granulometría probeta ensayo americano (Elaboración propia)



Probeta ensayo fatiga y módulo 4 puntos

La probeta en este caso tendrá unas dimensiones de 410*260*80mm, generando un volumen de 8528mm³. El contenido de betún será el mismo que para la probeta del ensayo americano. Granulometría y masas de cada material son mostrados en tabla 8.

Granulometría		
	PESO (gr)	Acumulado (gr)
OFITA		
Ofita 16	3,396.8	3,396.8
Ofita16# 8	5,177.9	8,574.7
Ofita 8#4	3,728.1	12,302.8
Ofita 4#2	2,692.5	14,995.4
CALIZA		
3#0	4,763.7	19,759.1
FILLER CALIZO		
0.063#0	952.7	20,711.7

Tabla 7 Granulometría probeta PG3 (Elaboración propia)

Las tablas 7 y 8 muestran la diferencia de tamaño entre las dos probetas, conteniendo la probeta diseñada según la norma AASHTO prácticamente el triple de material que la fabricada según la norma UNE-EN.

A continuación se describe el proceso de fabricación de una probeta del ensayo recogido en la norma AASHTO.

Una vez pesados todos los áridos, son colocados en una bandeja de grandes dimensiones, la cual es introducida en una estufa, a excepción del filler, que al tratarse de una fracción muy fina se podría ver deteriorada o incluso se podría calcinar. Los áridos se mantendrán en la estufa unas 4 horas.

Tres horas antes de fabricar la mezcla, se deberá calentar el betún para que adquiera la consistencia necesaria para poder fabricar la probeta. El betún se calienta a una temperatura de 175°C en el “horno” mostrado en la Figura 35. Una vez caliente el betún, se vierte todos los áridos en un recipiente cilíndrico (Figura 34).



Figura 35 Horno donde se calienta el betún (Elaboración propia)



Figura 34 Recipiente cilíndrico de la amasadora (Elaboración propia)

Se deberá pesar el betún para añadir la cantidad calculada anteriormente y se verterá en el recipiente cilíndrico de la amasadora que ya contiene los áridos. Se activa la máquina (Figura 36) y se deja amasar durante 2 minutos.



Figura 36 Amasadora (Elaboración propia)



Una vez transcurridos los dos minutos, se vierte el filler y se dejar amasar otros 3 minutos. Concluido el amasado, se pesa el molde previo paso al vertido de la mezcla en su interior (Figura 37).



Figura 37 Vertido de la mezcla en el molde (Elaboración propia)

3.2.1 Compactación mediante compactador giratorio

La mezcla una vez en el molde, se limitará por unas placas metálicas redondas, las cuales deberán ser pesadas.

La compactación se lleva a cabo en un compactador giratorio mediante una compresión estática junto con un esfuerzo cortante, resultado este último del movimiento del eje de la probeta que genera una superficie cónica de revolución. Los planos de las bases de la probeta permanecen perpendiculares al eje de la superficie cónica, como puede verse en la siguiente imagen. Siendo F la fuerza axial, “ h ” la altura de la probeta después de n revoluciones y “ ϕ ” el ángulo formado por el eje de la probeta en reposo y el eje al girar la probeta. (AENOR, 2008)

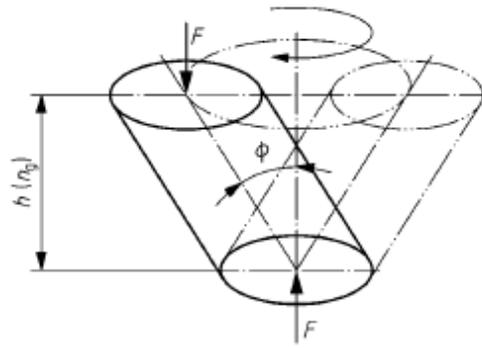


Figura 38 Giro de la probeta (AENOR, 2008)

El molde con la mezcla y las placas se sitúan en el la máquina compactadora (Fotografía 5) . Al tener el volumen del molde y la masa de la mezcla, se introducirá en el programa la densidad deseada para que la máquina compactadora detenga el ensayo en el momento de alcanza dicha densidad.



Figura 39 Compactador Giratorio (Elaboración propia)



Una vez compactada la mezcla se extrae la probeta de la compactadora (Figuras 39 y 40).



Figura 41 Probeta recién extraída1



*Figura 40 Probeta recién extraída2
(Elaboración propia)*

Para la fabricación de las placas, utilizadas posteriormente en el ensayo de fatiga recogido en la norma UNE-EN, se siguieron los mismos pasos que los recogidos anteriormente para la fabricación de la probeta según la normativa AASHTO. El aspecto que difiere, es la compactación, que será tratado en el punto 3.2.2.

3.2.2 Compactación de las placas

En este punto se describirá el método de compactación de probetas paralelepípedas, es decir, placas, de mezcla bituminosa. Dichas placas serán utilizadas posteriormente para los ensayos de módulo y fatiga

El método de compactación descrito se basa en la norma UNE EN 12697-33:2006.

La norma establece 3 métodos de compactación:

- Método del neumático.
- Método del rodillo de acero
- Método del deslizamiento de placas.

Principio

Una mezcla bituminosa fabricada como viene descrito en el punto 3.2 de este mismo proyecto, al ser sometida mediante un rodillo liso de acero o un equipo similar como ruedas equipadas con neumáticos. El rodillo de acero puede moverse tanto sobre la mezcla bituminosa directamente como sobre un determinado número de placas que se deslizan en sentido vertical, formando una acción de amasado de la muestra. Las pasadas efectuadas por el rodillo se hacen a velocidad constante, acorde a un plan de barrido especificado, si es aplicable.

Preparación del ensayo

La masa de la mezcla que se introduce en el molde, es una función de la densidad máxima de dicha mezcla bituminosa, de las dimensiones interiores del molde, L y l, del espesor de la probeta, e, y del porcentaje de huecos, v.

$$M = 10^{-6} \times L \times l \times e \times \rho_m \times \left(\frac{100 - v}{100} \right)$$

Figura 42 Determinación de la masa (AENOR, 2007)

Donde

- M masa de la placa de en kilogramos
- L es la longitud interior del molde en milímetros
- l anchura interior del molde medio en milímetros
- e espesor de la placa, en milímetros
- ρ_m densidad máxima de la mezcla, en kilogramos por metro cúbico
- v % de huecos de la placa

A la hora de fabricar la placa hay que tener en cuenta que la mezcla debe ser extendida uniformemente en el molde para evitar cualquier segregación de la misma. Se debe conseguir una superficie tan lisa y uniforme como sea posible.

Una vez fabricada la placa, se calienta el molde hasta la temperatura de ensayo especificada, durante más de 2 horas.

El molde y la placa son pulverizados ligeramente con un producto antiadherente no soluble en el ligante bituminoso.

Sobre el rodillo se pulveriza una ligera solución jabonosa, o una película de dicha solución se aplica entre el rodillo y la placa de mezcla bituminosa.



Compactación

A la hora de compactar se pueden utilizar diversos procedimientos dependiendo del tamaño de las probetas y de si la energía de compactación es especificada o si se establece una densidad aparente final.

La compactación es realizada mediante un movimiento continuo y suave sin interrupciones.

- Compactación mediante una energía especificada

Si $F \geq 2 \text{ Kn}$, se debe aplicar una carga fija de $F \pm 5\%$.

No se deja de compactar hasta que se alcanzan el número de pasadas requeridas.

- Compactación con una energía de compactación controlada

La carga es aplicada de manera que la compactación se realice mediante un deslizamiento controlado de la precarga y de la carga. La precarga y la carga se deben aplicar paso a paso, aumentando la carga después de cada pasada del rodillo.

- Compactación para obtener un contenido de huecos o un grado de compactación especificados.

-Mediante energía constante

Se aplica una carga fija de $F \pm 20\%$.

Se compacta hasta que el rodillo se apoye sobre el molde o hasta que el compactador de rodillo en caso de estar equipado con un dispositivo de parada, cuando se alcance la altura deseada de la placa, es decir, la altura final requerida.

-Mediante energía de compactación controlada

El número de incrementos de carga debe variar de forma que se alcance el contenido de huecos prescrito o hasta que se alcance la altura final deseada de la placa

Extracción del molde

Cuando la compactación se termina, se deja que la placa de la mezcla bituminosa se enfríe hasta alcanzar la temperatura ambiente. Una vez ha descendido de temperatura, se extrae del molde.

3.3 Cálculo de densidades

Para la determinación de las densidades de la muestra se han seguido las instrucciones recogidas en la norma EN 12697-6:2012 (AENOR, 2012). La norma describe los procedimientos a seguir para la determinación de la densidad aparente de probetas bituminosas compactadas, tanto si son extraídas del propio pavimento (testigos) como si son fabricadas en laboratorio como es nuestro caso.

La densidad aparente se define como la relación entre el volumen y el peso seco, incluyendo los poros y los huecos en su interior. La densidad aparente de una probeta bituminosa se calcula a través de volumen y la masa de la probeta, calculado todo ello en seco.

La norma describe cuatro procedimientos a seguir dependiendo del contenido de huecos y la situación de los mismos:

- Densidad aparente en seco
- Densidad aparente en seco con superficie saturada
- Densidad aparente en probeta impermeabilizada
- Densidad aparente por método geométrico

En este proyecto se decidió utilizar el método geométrico y el método de superficie saturada en seco, siendo estos dos suficientes para obtener una densidad aproximada de la mezcla.

Método superficie saturada seca

Previamente al comienzo del ensayo se deberá determinar la masa de la probeta seca y determinar la densidad del agua a la temperatura del ensayo. El siguiente paso es la inmersión de la probeta en baño de agua, manteniendo la temperatura del agua en todo momento. La finalidad de este apartado es saturar la probeta por lo que se dejará el tiempo necesario en el baño de agua para lograr la saturación.



Una vez la probeta está saturada se calcula la masa en dicho estado, manteniéndola sumergida. Seguidamente se saca la probeta del agua eliminando las gotas adheridas a la misma antes de proceder a determinar la masa en el aire de la probeta.

Para calcular la densidad aparente de la probeta se necesitarán todos los datos calculados anteriormente:

$$\rho_1 = \frac{m_1}{m_3 - m_2} * \rho_w$$

Siendo:

ρ_1 : Densidad aparente en superficie saturada seca

m_1 : masa de la probeta seca (gr)

m_2 : masa de la probeta en agua (gr)

m_3 : masa de la probeta con superficie saturada seca

ρ_w : densidad del agua utilizada en el ensayo

Método geométrico

Para calcular la densidad aparente de una probeta prismática rectangular se deberá conocer tanto la masa de la probeta seca (En gramos) como sus dimensiones, es decir, la altura (h), la longitud (l) y la anchura de la probeta (w), todo ello expresado en mm.

El cálculo se realiza mediante la siguiente fórmula:

$$\rho_2 = \frac{\text{masa}}{h * l * w} * 10^3$$

Siendo ρ_2 la densidad aparente obtenida por el método geométrico.

3.4 Ensayo de fatiga

3.4.1 Introducción

Los ensayos a fatiga se realizan sobre material bituminoso compactado, mediante la aplicación de una carga sinusoidal u otra carga controlada, utilizando diferentes tipos de probetas y soportes (UNE-EN 12697-24)

Este procedimiento se utiliza para:

- Clasificar las mezclas bituminosas en función de su resistencia a la fatiga
- Como una guía relativa al comportamiento de las mismas en el pavimento
- Para la obtención de datos que permitan estimar el comportamiento estructural de la carretera
- Para dictaminar sobre los datos del ensayo de acuerdo a las especificaciones correspondientes a las mezclas bituminosas

La elección adecuada de las condiciones de ensayo depende de las posibilidades y del rango de trabajo del dispositivo que se utilice. El realizado en este TFG es el Ensayo de flexión en cuatro puntos sobre probetas prismáticas.

La probeta prismática se debe someter periódicamente a flexión sobre cuatro puntos, con rotación y traslación libre en todos los puntos de carga y de reacción a éstas. La flexión se debe realizar por aplicación de la carga en dos puntos interiores (Mordazas M2 y M3 de la Figura 42), tanto vertical como horizontalmente al eje longitudinal de la probeta. Se debe fijar la posición vertical de los soportes de extremo (Mordazas M1 y M4). Todo lo descrito anteriormente creará un momento, apareciendo con ello una deformación constante entre las dos mordazas interiores.



Figura 43 Mordazas de la máquina de ensayo (Elaboración propia)



La carga aplicada variará sinusoidalmente, midiéndose la carga necesaria para la flexión de la probeta, la deflexión y el desfase entre estas dos señales en función del tiempo.

La sala donde se realizará el ensayo deberá tener una temperatura ambiente de 20°C

El primer paso del ensayo será situar las dos mordazas interiores y dos exteriores de manera simétrica con respecto al centro de nuestra probeta. Una vez colocada la probeta (Figura 43), se impondrá un desplazamiento inicial, variando este último para cada probeta. Una vez colocada la probeta y aplicada la deformación inicial comenzará el ensayo, donde la probeta se moverá sinusoidalmente a una frecuencia de 30Hz.

El ensayo finalizará con la rotura de la probeta o cuando el módulo calculado a los 100 ciclos haya disminuido hasta la mitad del mismo. Los resultados se presentarán gráficamente con respecto al número de ciclo de carga en el que se midieron.



Figura 44 Máquina de ensayo (Elaboración propia)

3.4.2 Preparación de la probeta

Una vez fabricada la placa, se deberá efectuar el serrado (Figura 44) de la misma. Las probetas se deberán serrar de la parte central de las placas, siendo 20mm la distancia mínima entre la probeta y el borde de la placa.

Las probetas fabricadas y ensayadas en este TFG deberán de tener una anchura y altura de 60mm.



Figura 45 Serrado de la probeta (Elaboración propia)

Una vez efectuado el serrado de las probetas se efectuará la medición de la altura y anchura de la probeta mediante un calibre con una precisión de 0,1 mm. Para la medición de la altura y anchura de cada probeta se realizarán 4 mediciones, coincidiendo en los puntos donde se colocarán las mordazas. Una vez obtenidas las 4 mediciones se realizará la media aritmética entre ellas.



Figura 46 Probeta ya serrada (Elaboración propia)

El siguiente paso a realizar será el cálculo de la masa de cada una de las probetas. Además, una vez serradas y pesadas las probetas, se deberá realizar una inspección visual de las mismas (Figura 45), para comprobar que no existen imperfecciones.

3.5 Ensayo de módulo

3.5.1 Preparación de las muestras

Una vez fabricadas las probetas deberán ser colocadas en una superficie totalmente plana para evitar que se curven, debiendo estar en ese estado durante 2 semanas aproximadamente. Para realizar el ensayo del módulo de rigidez se requieren un mínimo de 4 probetas, las cuales deben tener las dimensiones recogidas en la Norma EN 12697-29 y la densidad aparente de las probetas no deberá diferir en más de un 1% del promedio de densidad aparente del lote, la cual será calculada según las normas EN 12697-6 o EN-12697-7.

La probeta se girará 90º según su eje longitudinal, es decir, una cara de la probeta que es horizontal por su posición en la placa se debería convertir en una cara vertical en el ensayo.

3.5.2 Ensayo de flexión sobre 4 puntos

El método de ensayo será el ensayo de flexión en cuatro puntos sobre probetas prismáticas según la norma UNE EN 12697-26. Se fijarán 4 mordazas en los cuatro puntos mencionados anteriormente a distancias iguales. En este ensayo se obtendrá la rigidez de las probetas, las cuales serán sometidas a flexión periódica sobre cuatro puntos, con

rotación y traslación horizontal libres en todos los puntos de carga y de reacción a la misma.

La flexión se produce perpendicularmente al eje longitudinal de la probeta mediante el movimiento de los puntos de carga en dirección vertical. Los dos puntos extremos de la probeta permanecen fijos mediante las dos mordazas exteriores. El desplazamiento es periódico y simétrico respecto al cero y sinusoidal, siendo la amplitud constante a lo largo del tiempo.

Durante el ensayo se mide tanto la fuerza necesaria para la deformación de la probeta respecto del tiempo como el desfase entre la señal de la fuerza y la señal del desplazamiento. Con los datos anteriores se obtiene el módulo de rigidez de la mezcla.

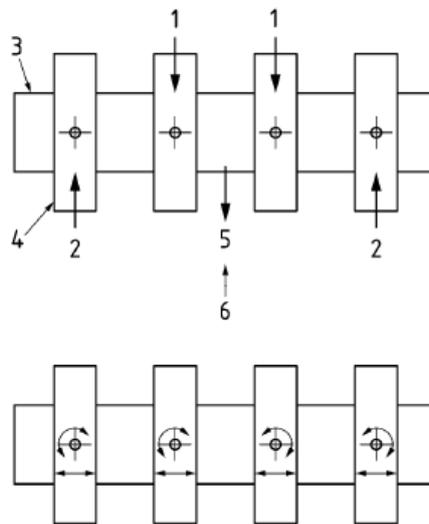


Figura 47 Fuerzas y giros durante el ensayo (AENOR, 2012)

Los elementos del ensayo mostrados en la Figura 46 son los siguientes:

- 1-Carga aplicada
- 2-Reacción
- 3-Probeta
- 4-Mordaza de la probeta
- 5-Deflexión
- 6-Retorno a la posición original
- 7-Traslación y rotación libres

La carga será aplicada por medio de dos gatos en las mordazas interiores. La flexión pura entre las dos mordazas interiores será comprobada midiendo las deflexiones entre la



mordaza interior y el centro de la probeta. La relación de las amplitudes de la deflexión de las mordazas interiores y la deflexión del centro será una constante.

El módulo de rigidez inicial se determina en el ciclo número 100, ya que los parámetros requeridos tienen que ser constante para dicho ciclo.

3.5.3 Curva maestra

Para la representación del módulo de rigidez según una frecuencia y una temperatura de ensayo, se utiliza la curva maestra. Por ello durante el ensayo, la rigidez debe ser medida a varias frecuencias y temperaturas, a partir de los cuales se obtienen los parámetros necesarios según el procedimiento de cálculo.

El ensayo debe consistir en medidas de la respuesta en un rango de frecuencias determinadas, en nuestro caso 0.1 Hz, 0.2 Hz, 0.5 Hz, 1.0 Hz, 2.0 Hz, 5.0 Hz, 8.0 Hz, 10.0 Hz, 20.0 Hz, 30.0 Hz y posteriormente 0.1 Hz de nuevo para ver si la probeta se ha roto comparando con esta misma frecuencia cuando se realizó por primera vez. Para cada frecuencia de ensayo se deberá aplicar un número suficiente de repeticiones de carga para determinar el módulo de rigidez con exactitud.

3.6 Ensayo de módulo dinámico americano

3.6.1 Introducción

Este método de ensayo basado en la norma americana AASHTO T 342-11 cubre los procedimientos para la preparación y prueba de mezclas bituminosas en caliente para determinar el módulo dinámico y el ángulo de fase en un intervalo de temperaturas y frecuencias de carga.

En el ensayo un esfuerzo de compresión sinusoidal es aplicado a la muestra asfáltica según una temperatura y frecuencia dadas. La tensión aplicada y la respuesta en forma de tensión resultante son medidas para calcular el ángulo de fase y el módulo dinámico. En la Figura 45 se muestra un esquema del ensayo de módulo dinámico.

Los valores de módulo dinámico obtenidos en unos intervalos de temperaturas y frecuencias determinados, podrán ser representados en una curva maestra para la caracterización de la mezcla bituminosa para un posterior diseño y análisis del firme. El ensayo es aplicable para mezclas bituminosas cuyo tamaño máximo de árido nominal sea menor o igual a 37.5 milímetros. (AASHTO, 2015)

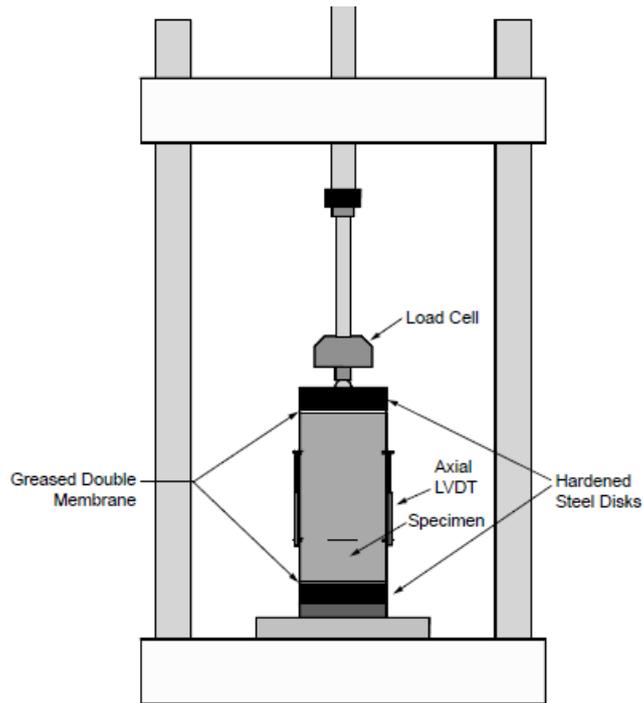


Figura 48 Esquema general del ensayo de módulo dinámico (AASHTO, 2015)

Los elementos que forman parte de la máquina de ensayo de módulo dinámico mostrada en la figura 47 son los siguientes:

Greased Double Membrane	Membrana doble engrasada
Load cell	Célula de carga
Specimen	Muestra
Hardened Steel Disks	Discos de acero

3.6.2 Aparatos utilizados en el ensayo

En este apartado se describirán cada uno de los aparatos utilizados para realizar el ensayo de módulo dinámico. Se necesitará una máquina de ensayo, una cámara ambiental y un sistema de medición.

La máquina utilizada en el ensayo será servohidráulica. El sistema de accionamiento está formado por un servomotor y una bomba de caudal constante permitiendo una adaptación directa a la necesidad real de la potencia. La ventaja de este tipo de máquinas es que al detenerse el movimiento de la máquina se para el accionamiento de la bomba, evitando las pérdidas en vacío, pudiendo llegar a ahorrar hasta un 50% de energía. (ARBURG, s.f.).



La máquina de ensayo deberá de tener la capacidad de aplicar una carga dentro de un rango de frecuencias de 0.1 a 25 Hz y una tensión hasta 2800 kPa. Para cargas sinusoidales, el error estándar admisible será inferior al 5 por ciento. El error de la carga aplicada será calculado mediante la diferencia entre los datos de carga medidos y el mejor ajuste.

El error estándar se calcula mediante la fórmula mostrada en la siguiente figura:

$$se(P) = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \hat{x}_i)^2}{n-4}} \left(\frac{100\%}{\hat{x}_o} \right)$$

Ecuación 1 Error estándar del ensayo (AASHTO, 2015)

Siendo los parámetros de la Ecuación 1 los siguientes:

- Se(P) error estándar de la carga aplicada
- X_i carga medida en el punto i
- \hat{X}_i carga teórica en el punto i con mejor ajuste
- N número total de puntos obtenidos durante el test
- \hat{x}_o amplitud del punto con mejor ajuste

Cámara climática

Esta cámara es necesaria para el control de la temperatura de ensayo. La máquina deberá ser capaz de situar la temperatura entre -10 y 60°C con una precisión de $\pm 0.5^\circ\text{C}$.

Sistema de medición

El sistema deberá ser completamente controlado por ordenador, siendo capaz de medir y grabar el tiempo en el que cada carga es aplicada y las deformaciones axiales. El sistema será también capaz de medir el periodo de la carga sinusoidal aplicada y las deformaciones resultantes con una precisión del 0.5 por ciento.

La carga deberá ser medida con un dispositivo electrónico en contacto con una de las superficies circulares planas de la muestra. La célula de carga deberá ser calibrada según la norma ASTM E4. El rango de mediciones de la carga se situará entre 0 y 25 Kn con una precisión de 1.2 Newton.

Las deformaciones axiales serán medidas con transformadores diferenciales de variación lineal montados entre dos los puntos de calibre pegados a la muestra como se muestra en la siguiente figura.

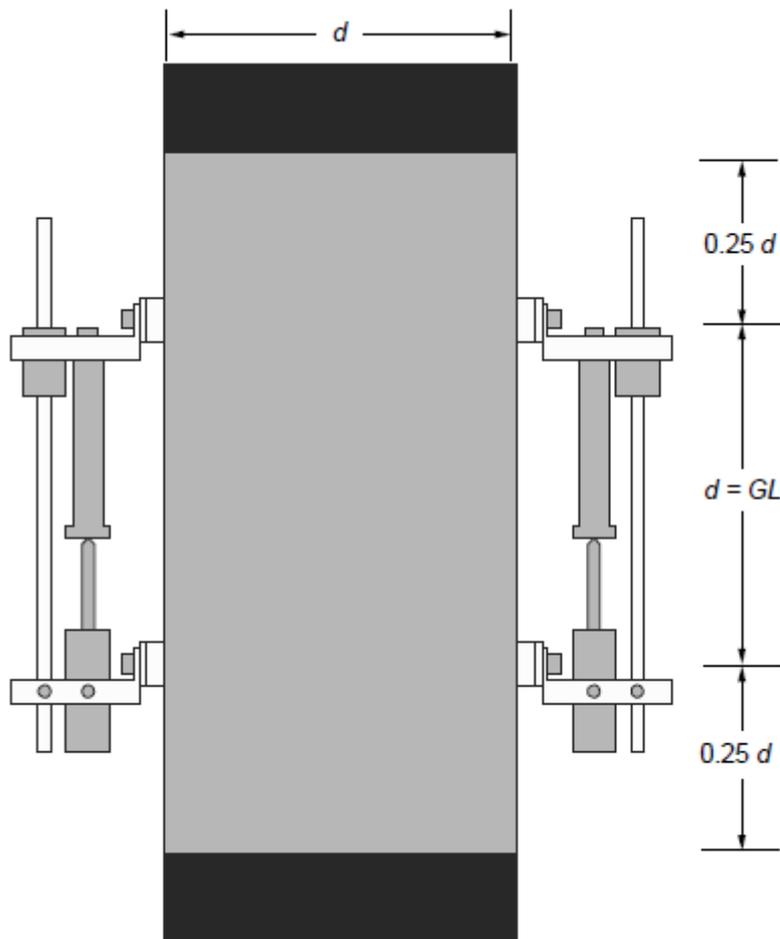


Figura 49 Esquema general de los puntos de referencia (AASHTO, 2015)

Las deformaciones serán medidas en dos localizaciones formando un ángulo de 180 grados, en tres localizaciones formando un ángulo de 120 grados y en cuatro localizaciones formando ángulos de 90 grados. La mejor opción de medida será aquella que utiliza las 4 localizaciones con una separación de 90 grados ya que en caso de que un LVDT no funcionara correctamente, el punto opuesto también dejaría de funcionar pero los otros dos puntos restantes podrían ser utilizados para calcular la deformación media. Los LVDT deberán mantenerse en un rango de ± 0.5 milímetros. El sistema de medición de la deformación deberá tener los rangos seleccionables en la siguiente tabla:

Rango (mm)	Precisión (mm)
± 0.5	0.0100
± 0.25	0.0050
± 0.0625	0.0010

Tabla 8 Requerimientos del sistema



Rodillos de carga

Los rodillos de carga deberán tener un tamaño de 104.0 milímetros a 105.0 milímetros, deberán situarse tanto encima como debajo de la muestra para poder transferir la carga desde la máquina a la probeta. Normalmente, estos rodillos estarán fabricados de acero chapado de aluminio anodizado de alta resistencia . Materiales menos duros serán menos duraderos.

Tratamiento final

En los extremos de la probeta se colocarán unos reductores de fricción, que constan de dos hojas de fluocarbonato o dos membranas de látex de 0.5 milímetros de espesor separadas con grasa de silicona.

Sierra

La sierra deberá tener un borde de corte de diamante y deberá ser capaz de cortar las muestras sin provocar un excesivo calentamiento

Broca

Máquina de extracción de muestras con un sistema de enfriamiento y una broca de diamante para el corte nominal de 101.6mm. En la figura 49 se muestra una broca pero de un tamaño diferente al utilizado en este ensayo



Figura 50 Estilo a la broca utilizada (Roschen, s.f.)

3.6.3 Calibración del equipo de ensayo

Para un correcto funcionamiento de la máquina de ensayo y para la obtención de unos resultados fiables, se deberán seguir unas pautas, viniendo recogidas a continuación.

- Se deberá asegurar que no hay desplazamiento de fase entre los canales desplazamiento y de carga mediante la revisión del dispositivo de toma de datos
- El sistema deberá ser calibrado antes del primer uso, una vez al año o cada 200 probetas ensayadas.
- Comprobar que la cámara climática sea capaz de mantener la temperatura especificada para el ensayo y con la precisión requerida.
- Calibrar todos los componentes de medición del ensayo.

3.6.4 Probetas utilizadas en el ensayo

Las probetas utilizadas para ensayar a módulo dinámico serán extraídas de probetas cilíndricas compactadas mediante máquina giratoria, teniendo estas últimas un diámetro de 150mm. Una vez extraída la probeta final mediante la broca, tendrá un diámetro de 100 a 104 milímetros con un error admisible de 1 milímetro. La altura de la probeta a ensayar tendrá una altura de 147.5 a 152.5 milímetros.

Este ensayo es recogido en el punto 3.2.2 de este mismo documento. El porcentaje de huecos para obtener la probeta con las características deseadas se determinará a ensayo-error. Por lo general la probeta extraída posteriormente tendrá de un 1.5 a un 2.5% de huecos menos que la muestra compactada en la giratoria.

Como se ha citado en puntos anteriores, la probeta final deberá ser extraída de la muestra compactada en la máquina giratoria. Tanto el taladro como la muestra de la giratoria deben anclarse correctamente para asegurar que la probeta final es cilíndrica con la superficie de las bases y del cuerpo liso y paralelo.

Las superficies superior e inferior de las muestras deberán ser lisas y perpendiculares al eje de la probeta. Dichos extremos serán serrados mediante la sierra descrita en el punto 3.6.2.

Los diámetros de las dos superficies circulares de la probeta podrán tener un error de $\pm 0.05\text{mm}$. Esta tolerancia admitida se comprobará en un mínimo de tres diámetros a intervalos de 120 grados.



La base deberá ser perpendicular al eje, pudiendo cometer un máximo de un grado. Este requisito deberá ser comprobado en cada muestra.

El porcentaje de huecos no diferirá en más de un 0.5% del calculado teóricamente.

Se ahorrará un tiempo considerable si las probetas fueron tratadas en húmedo, habiendo medido los pesos en agua y en superficie saturada, haciendo secar las muestras durante la noche anterior al ensayo.

El número de probetas a ensayar dependerá del número de medidas de deformaciones tomadas y la exactitud que deseada a la hora de obtener el módulo dinámico. Para obtener una precisión de ± 15 por ciento se deberán ensayar tres probetas. En la siguiente tabla se muestra la relación entre el número de probetas ensayadas y la precisión en tanto por ciento.

LVDTs por probeta	Número de probetas	Precisión en %
2	2	± 18.0
2	3	± 15.0
2	4	± 13.4
3	2	± 13.1
3	3	± 12.0
3	4	± 11.5

Tabla 9 Relación entre N°probetas y Precisión (AASHTO, 2015)

Si las probetas no van a ser ensayadas en un periodo de dos días, deberán ser envueltas mediante polietileno y almacenadas en una zona protegida ambientalmente donde la temperatura sea de 5 a 15 grados. Las muestras no deberán ser colocadas una encima de otra durante el almacenamiento.

3.6.5 Metodología de ensayo

Antes de dar comienzo al ensayo se deberán fijar los postes de montaje para el LVDT a los lados de la muestra mediante cemento epoxi. En la siguiente figura se muestran los detalles del montaje junto sus accesorios (Figuras 50 y 51):

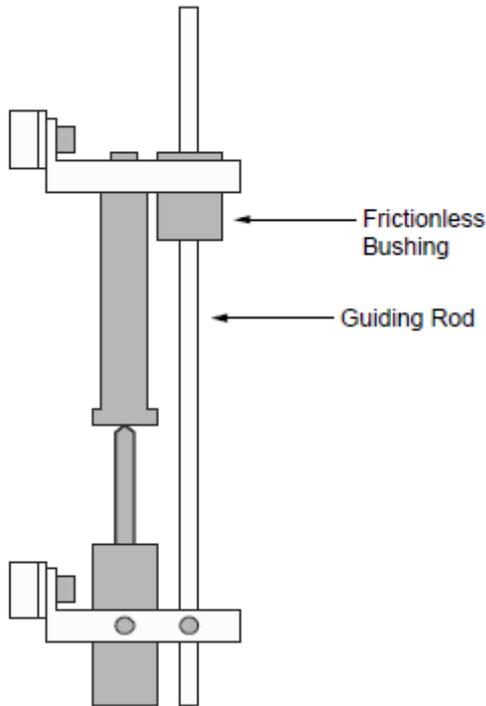


Figura 52 Vista lateral

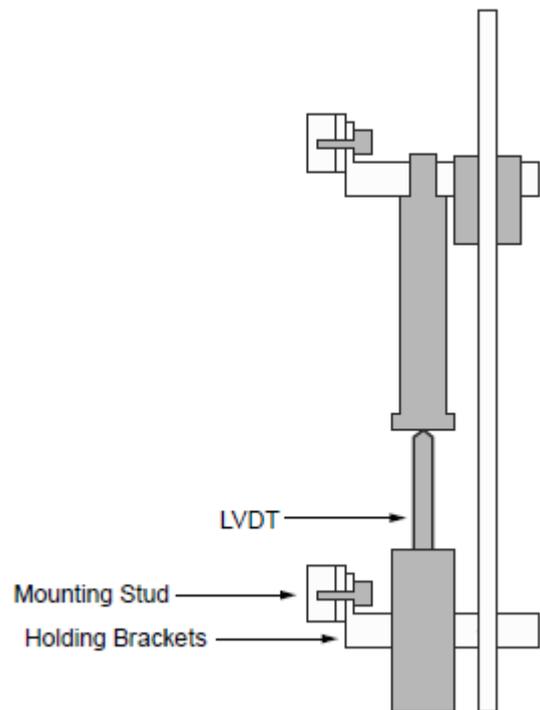


Figura 51 Vista longitudinal

Los elementos de las Figuras 50 y 51 son los siguientes:

Frictionless Bushing	Cojinete sin fricción
Guiding Rod	Barra de guía
Mounting Stud	Pasador de montaje
Holding Brackets	Lengüetas de sujeción

Los ensayos para poder obtener una curva maestra que muestre las respuestas del pavimento y su rendimiento, deberán desarrollarse a las siguientes temperaturas: -10, 4.4, 21.1, 37.8 y 54 grados con unas frecuencias de carga de 0.1, 0.5, 1.0, 5.0, 10.0 y 25.0 Hz para cada temperatura.

Cada probeta deberá ser ensayada para cada una de las 30 posibles combinaciones de temperatura y frecuencia, empezando por la temperatura más baja aumentando hasta llegar a los 54 grados. Para cada temperatura se empezará con la frecuencia de carga más alta de carga hasta llegar a la más baja.

La probeta se colocará en la cámara climática y se dejará el tiempo necesario hasta llegar a la temperatura deseada, con un margen de 0.3 grados. En la siguiente tabla se muestran unas directrices del tiempo que tarda una cámara en alcanzar una determinada temperatura.



Temperatura Probeta en °C	Tiempo si la cámara está a 25°C (Horas)	Tiempo desde el ensayo anterior (Horas)
-10	Toda la noche	Toda la noche
4	Toda la noche	4h-toda la noche
21	1	3
37	2	2
54	3	1

Tabla 10 Tiempos de equilibrio aproximados

En la Figura 52 se muestra la cámara climática previamente a ser cerrada para el comienzo del ensayo.



Figura 53 Cámara climática

Se deberá aplicar un tratamiento de reducción de fricción, como se ha descrito en puntos anteriores, tanto en la cara superior como en la inferior. Se deberán montar los LVDT y conectarlos al hardware como se muestra en la fotografía a continuación. Se deberá ajustar el LVDT cerca de su límite elástico o lineal para permitir la acumulación de deformación permanente.



Figura 54 Montaje del LVDT

A continuación se aplicará una carga de contacto igual al 5 por ciento de la carga que será aplicada en el ensayo. Si este 5 por ciento no llegara a 20 kPa será recomendable aplicar dicho valor de carga que mantendrá el contacto entre la probeta y la máquina pero no dañará a la primera de ellas.

Se aplicará una carga cíclica sinusoidal a la probeta para obtener tensiones entre 50 y 150 “microstrains” (344.7 kPa a 1034 kPa). La carga dinámica dependerá de la rigidez de las muestras, generalmente oscilará entre 15 y 2800 kPa. Para temperaturas frías se necesitarán cargas de mayor valor, en la siguiente tabla se muestra la concordancia entre temperaturas y carga.



Temperatura °C	Rango de tensiones (kPa)
-10	1400 a 2800
4	700 a 1400
21	350 a 700
37	140 a 250
54	35 a 70

Tabla 11 Rango de tensiones para cada temperatura

Al principio del ensayo se deberán aplicar 200 ciclos a 25 Hz con las tensiones recogidas en la tabla anterior. A continuación se aplicará la carga según la tabla mostrada a continuación.

Frecuencia	Número de ciclos
25	200
10	200
5	100
1	20
0.5	15
0.1	15

Tabla 12 Número de ciclos para cada secuencia de carga

Un tiempo de descanso habitual entre el ensayo de una frecuencia y otra es de 2 minutos, no pudiendo superar este tiempo los 30 minutos.

CAPÍTULO 4: RESULTADOS Y ANÁLISIS

Una vez se ha realizado el estudio experimental, se adjuntarán las tablas de datos obtenidas en cada uno de los ensayos, con su correspondiente análisis.

Para todos los ensayos se ha utilizado la misma granulometría, aquella mostrada en el punto 3.1.1 de este mismo documento. También se ha utilizado el betún del tipo PMB 45/80-60 C para todas las probetas.

El primer paso a la hora de realizar los ensayos fue calcular las densidades de las probetas, una vez conocidas, se realizó el ensayo de flexión sobre 4 puntos (Módulo). Si las probetas una vez realizado el ensayo de flexión resultaban válidas, eran ensayadas a fatiga. Aquellas que rompían en el ensayo de flexión eran desechadas.

El último ensayo realizado fue el de módulo dinámico de la norma americana AASHTO T 342-11.

Los resultados obtenidos en los ensayos no son definitivos, ya que se ha ensayado un número de probetas muy bajo, por tanto.



4.1 Densidades y Contenido de huecos

Se han obtenido las densidades aparentes y máximas, únicamente de las dos probetas ensayadas a módulo dinámico según la norma americana. Las densidades han sido obtenidas por el método matemático, geométrico y de superficie saturada seca.

En las siguiente tablas se muestran las densidades y contenidos de huecos obtenidos.

Probeta	Densidad Máxima		Densidad aparente
	Método matemático	Método geométrico	Sup.Sat.Seca
Inicial 1	2.644	2.567	2.592
Serrada 1		2.610	2.617
Inicial 2	2.643	2.566	2.599
Serrada 2		2.601	2.615

Tabla 13 Densidades obtenidas

En el Pliego de Prescripciones Técnicas (Ministerio de fomento, 2014) se indica que la densidad obtenida en ensayos no deberá ser inferior al 98% de la teórica en capas de espesor mayor o igual a 6 centímetros e inferior a un 97% en capas de espesores inferiores a 6 centímetros. Por tanto, la densidad mínima en esta mezcla deberá ser de 2.48514 gr/cm³, cumpliendo todas las densidades calculadas con dicho valor.

La norma no contempla desechar probetas o mezclas por excederse de un porcentaje concreto, por lo que los resultados obtenidos serían válidos.

Probeta	Contenido de huecos %	
	Método geométrico	Superficie Saturada Seca
Inicial 1	2.92	1.96
Serrada 1	1.27	1.00
Inicial 2	2.91	1.65
Serrada2	1.58	1.07

Tabla 14 Contenido de huecos de las probetas

El porcentaje de huecos teórico de la mezcla es un 3%, valor por debajo de los mínimos marcados en el PG3, ya que se trata de una mezcla no convencional, que no había sido ensayada con anterioridad.

Al obtener el porcentaje de huecos de la probeta sin serrar mediante el método geométrico, se obtienen valores normales, 2.915 % calculando la media aritmética. Una vez serrada la probeta, se vuelve a calcular el porcentaje de huecos obteniendo unos resultados de 1.27 y 1.58%, valores más de un punto por debajo del porcentaje teórico. Esta gran diferencia es debido a la forma de compactar de la máquina giratoria, ya que bastante más por el centro de la probeta sin serrar que por los bordes. Para poder obtener valores correctos, se deberían ensayar más probetas, calculando esta vez un mayor porcentaje de huecos para la mezcla. La norma americana (AASHTO, 2015) establece que se debe aumentar de un 1.5 a un 2.5% el porcentaje de huecos teóricos para obtener los valores deseados.

4.2 Determinación del módulo de rigidez

En las siguientes tablas y gráfica se muestran los resultados obtenidos en el ensayo de flexión, el cual ha sido descrito en el estudio experimental.

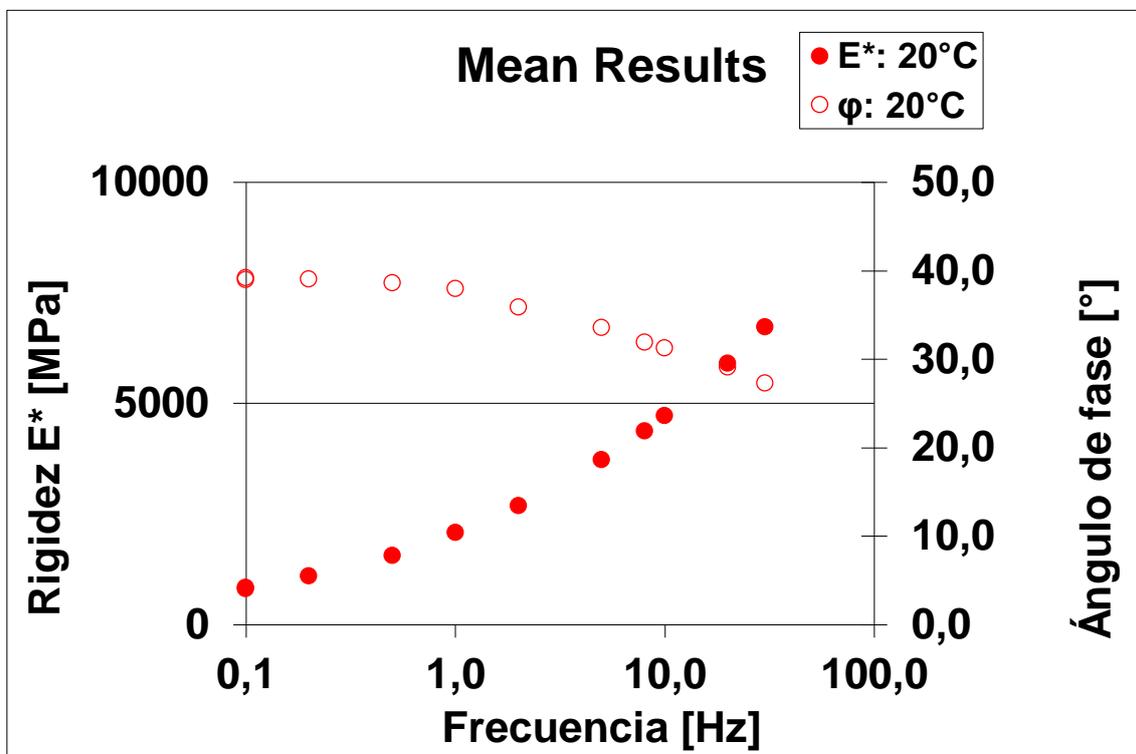
Condiciones experimentales	
Temperatura [°C]	20
Distancia entre mordazas interiores [mm]	118.5
Distancia entre mordazas exteriores [mm]	355.5
Masa de partes móviles [g]	0

Tabla 15 Condiciones experimentales del ensayo



Resultados		T [°C]	20.0
f	ε	E*	phase angle
[Hz]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[°]
0.1	52.8	841	39.3
0.2	50.8	1105	39.1
0.5	57.9	1564	38.7
1.0	56.4	2082	38.0
2.0	51.5	2689	35.9
5.0	49.5	3730	33.6
8.0	49.1	4384	32.0
10.0	49.1	4721	31.3
20.0	48.2	5903	29.1
30.0	47.3	6738	27.3
0.1	52.9	805	39.0

Tabla 16 Media de resultados de las 3 probetas



Gráfica 8 Resultados obtenidos de las 3 probetas

El comportamiento de las mezclas bituminosas varía según la temperatura y la velocidad de aplicación de la carga. En el caso de este estudio solo se ha podido ensayar a 20 grados, por lo que faltaría ensayar más probetas a más temperaturas para poder sacar conclusiones más firmes.

En estos ensayos, dependiendo de la frecuencia de ensayo, se obtienen valores diferentes de módulo, siendo el obtenido a 10.0 Hz el que define al firme.

A 10 Hz se ha obtenido un módulo de rigidez de 4721 MPa, siendo un valor normal para este tipo de mezclas. Por lo que se daría por bueno el módulo obtenido.

4.3 Ensayo de fatiga

Una vez ensayadas a módulo las 3 primeras probetas, se comprobó que fueran admisibles para su ensayo a fatiga, esto se realiza comparando los valores del módulo a 0.1 Hz a principio y al final del ensayo. Si la diferencia es de más de un 3% serán rechazadas para su ensayo a fatiga.

Las siguientes tablas muestran los datos obtenidos en las probetas ensayadas a módulo, únicamente se muestran los resultados a 0.1 Hz.

Probeta 1 at 20 °C			
f	ε	E*	phase angle
[Hz]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[°]
0.1	52.2	877	38.9
0.1	51.2	854	38.6

Tabla 17 Resultados Probeta 1 a módulo

En esta primera probeta se obtiene un error de un 2.7% por lo que sería apta para el estudio a fatiga.

Probeta 2 at 20 °C			
f	ε	E*	phase angle
[Hz]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[°]
0.1	52.4	823	39.0
0.1	55.1	776	39.0

Tabla 18 Resultados Probeta 2 a módulo



En la probeta 2 se obtiene un error de más de un 6% por lo que no se debería ensayar a fatiga, pero en este proyecto se ha decidido ensayar aun incumpliendo la normativa, pero a la hora de analizar los resultados a fatiga no se tendrá en cuenta, ya que los resultados no serán correctos, y pueden distar mucho de la realidad.

Probeta 3 at 20 °C			
f	ϵ	E^*	phase angle
[Hz]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[°]
0.1	53.7	824	39.8
0.1	52.5	784	39.4

Tabla 19 Resultados Probeta 3 a módulo

La Probeta 3 tiene un 5% de error entre los dos valores, por lo que se actuará de la misma manera que con la probeta número 2.

Para no desechar más probetas se decidió estudiar las 3 restantes únicamente a fatiga.

En la siguiente tabla se muestran las condiciones del ensayo.

Condiciones experimentales	
Temperature [°C]	20
Frequency [Hz]	30
Fatigue life criteria [% of initial stiffness]	50
Inner clamps distance [mm]	118.5
Outer clamps distance [mm]	355.5
Mass of movable parts [g]	0

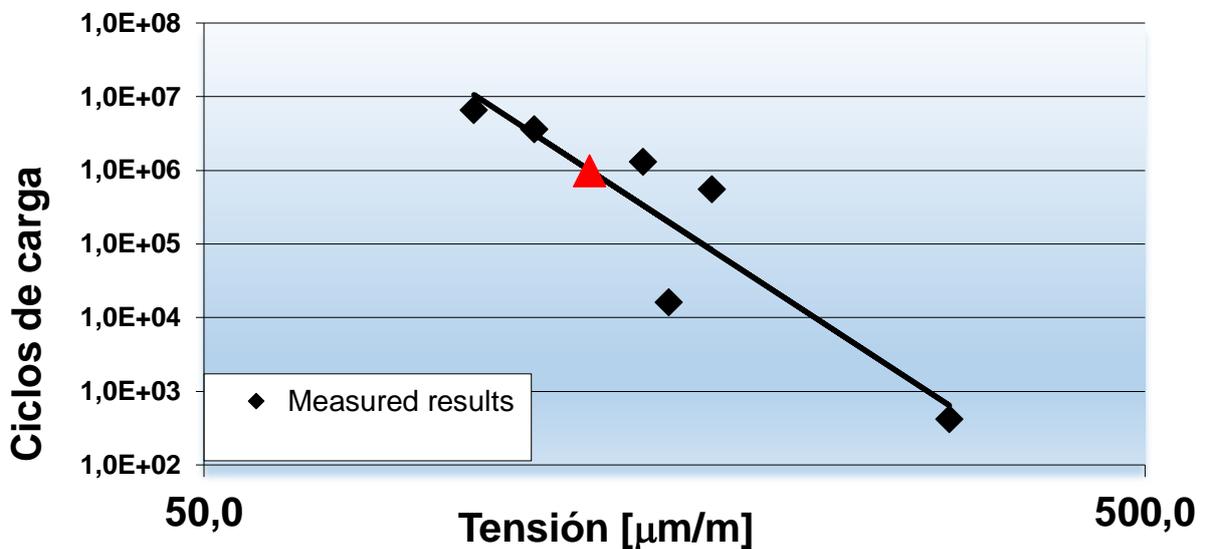
Tabla 20 Condiciones experimentales del ensayo

En la tabla 21 se adjuntan los resultados obtenidos en las 6 probetas, incluyendo en ellas las 3 ensayadas a módulo, de las cuales 2 deberían haber sido rechazadas y la restante se encontraba al límite.

Resultados	Temp	Strain	E _{ini}	E _{fat}	N _{fat}
	[°C]	[μm/m]	[MPa]	[MPa]	[-]
Probeta 1	20	309.8	17265	8633	420
Probeta 2	20	155.9	13725	6862	16100
Probeta 3	20	96.8	5552	2776	6619937
Probeta 4	20	112.1	6772	3386	3600168
Probeta 5	20	146.4	6272	3136	1316160
Probeta 6	20	173.1	6061	3031	551650

Tabla 21 Resultados del ensayo

La siguiente gráfica muestra la relación entre módulo y tensión de las 6 probetas, es decir, la línea de fatiga. El PG3, marca un mínimo de 100 microdeformaciones para 1000000 ciclos de carga. Con las 6 probetas obtenemos un resultado de 128.5 microdeformaciones, lo que sería un resultado válido pero igualmente debería ser desechado ya que las tres primeras probetas no eran válidas.

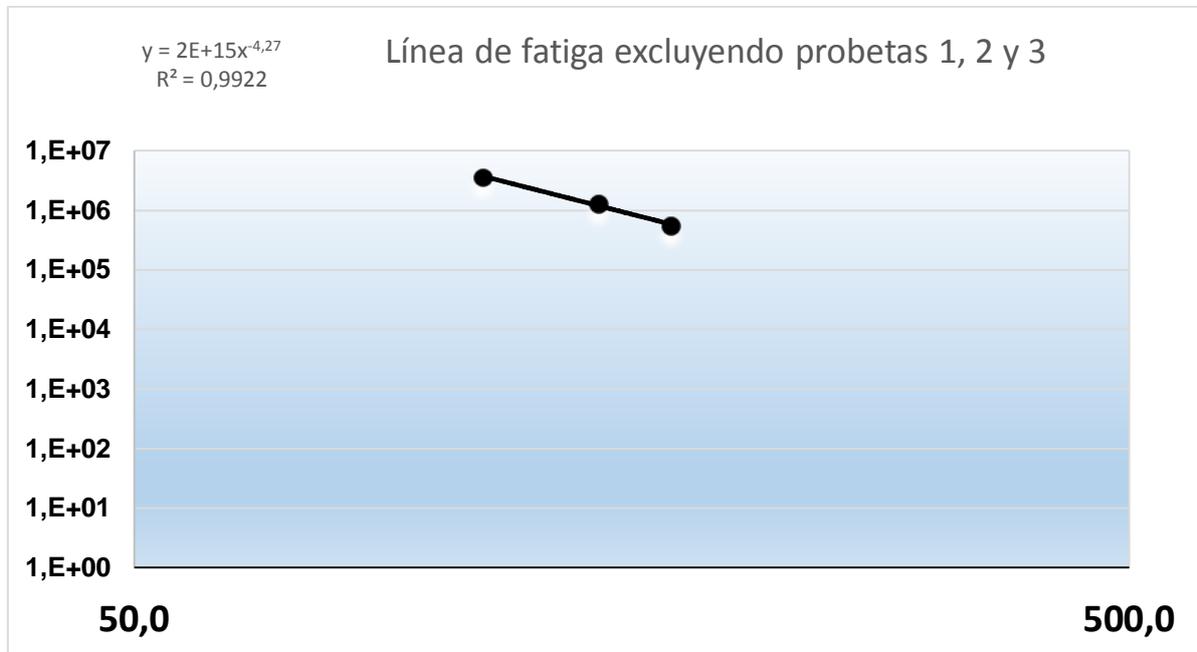


Gráfica 9 Línea de fatiga

Una vez desechados los valores de las 3 primeras probetas, se obtiene la línea de fatiga mostrada en la Gráfica 10. Se han interpolado los resultados obteniendo un valor R2 de 0.9922, aproximándose lo suficientemente a uno para considerarse una aproximación correcta.



Con dicha aproximación se obtienen 150,739 microdeformaciones al millón de ciclos, trabajando bien a fatiga, pero no lo suficiente para ser la base de un firme de larga duración, necesitando aumentar las microdeformaciones hasta 160-170.

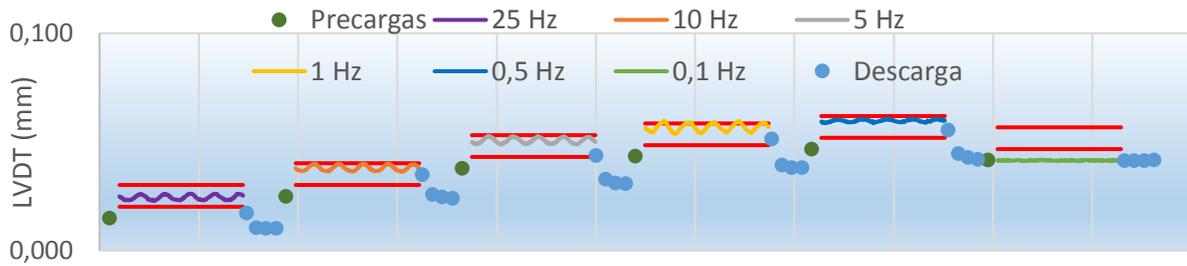


Gráfica 10 Línea de fatiga con las 3 probetas

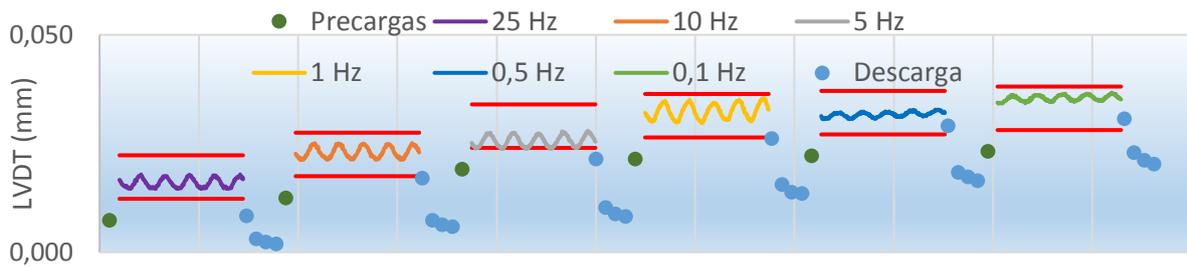
En caso de descartar únicamente las probetas 2 y 3 se obtendrían 141.881 microdeformaciones al millón de ciclos. Dicho resultado es el esperado, más bajo que descartando las tres primeras probetas, ya que la primera probeta ensayada a módulo se encontraba al límite del 3%, valor para el que tendría que ser desechada.

4.4 Ensayo de módulo AASHTO

En los dos siguientes gráficos se muestran los valores del LVDT, y se comprueba que se mantengan dentro del rango admisible para cada frecuencia. Aunque en algunas frecuencias se sobrepasan ligeramente los límites, se tomarán como válidos.

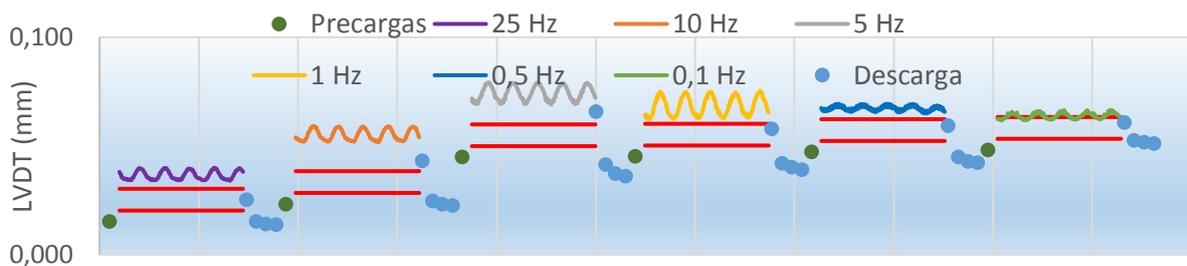


Gráfica 11 LVDT Probeta 1



Gráfica 12 LVDT Probeta 2

Anteriormente se ensayaron otras probetas pero al ser un ensayo nuevo, se obtuvieron resultados incorrectos. A continuación se muestran los rangos del LVDT de una de las probetas erróneas.



Gráfica 13 LVDT Probeta mal ensayada



En las dos tablas siguientes se muestran los resultados finales obtenidos en dicho ensayo.

Resultados Probeta 1		
Frecuencia (Hz)	 E* (MPa)	θ (°)
25	7,613	-21.52
10	6,238	-23.57
5	5,495	-24.43
1	3,478	-26.40
0.5	3,279	-26.02
0.1	0	-68.76

Tabla 22 Resultados probeta 1 AASHTO

Resultados Probeta 2		
Frecuencia (Hz)	 E* (MPa)	θ (°)
25	8,009	-21.10
10	6,509	-23.37
5	5,431	-24.13
1	3,691	154.77
0.5	3,142	-25.56
0.1	2,359	-22.83

Tabla 23 Resultados Probeta 2 AASHTO

El módulo dinámico obtenido en las 2 probetas supera los 6000 MegaPascales, siendo un valor mayor de lo esperado para este tipo de mezclas, cuya función es resistir bien a fatiga.

Este valor se debe al reducido número de huecos que se obtuvo al compactar mediante la máquina giratoria, por tanto los valores obtenidos en este ensayo no deberían tenerse en cuenta.

CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES

Los firmes han ido evolucionando a lo largo de la historia, desde la aparición de los primeros caminos en el 3500 a.C. hasta la actualidad. Las primeras carreteras surgieron para dotar de una mayor comodidad al transporte de mercancías, pero en la actualidad las investigaciones se centran en intentar conseguir un firme de la mejor calidad posible. Esta mejora de la calidad conllevará un ahorro monetario que se puede desglosar en dos partes, unos menores gastos de conservación de las carreteras y una mayor duración de los firmes. Todo ello trae consigo un nuevo concepto o tipo de firmes, los denominados firmes de larga duración (“Perpetual Pavements”), surgidos al observar que algunas carreteras con unas características específicas conseguían alargar su vida útil más años que las carreteras convencionales.

Por todo ello, el presente trabajo de fin de grado se ha centrado en la investigación de los firmes de larga duración, desde la búsqueda de información pasando por la fabricación de probetas para su posterior ensayo hasta el análisis de los resultados obtenidos

- .Hasta ahora, el número de investigaciones y ensayos relacionados con los firmes de larga duración es bastante escaso, siendo en Estados Unidos donde encontramos mayor número de investigaciones. Habiendo consultado gran variedad de informes sobre ensayos e investigaciones, se observa que actualmente el estudio de los firmes de larga duración no tiene aún una línea de investigación bien marcada, es decir, las características de los firmes estudiados por diferentes organizaciones varían bastante unas de otras.
- En este trabajo se ha decidido seguir una de las líneas más seguidas a la hora del estudio de este tipo de firmes, aquella que presenta un firme compuesto por tres capas, una de rodadura convencional, una capa de alto módulo y una de base flexible. Los motivos fueron las novedosas características que presentaba la capa base, conocida como “Rich Bottom Layer”(RBL). Dicha capa presentaba una cantidad muy alta de betún y un porcentaje de huecos muy pequeños, por debajo de los límites marcados por el PG3.



- Los resultados obtenidos en el ensayo de fatiga aun siendo buenos para una capa diseñada para resistir a dichos esfuerzos, no fueron los esperados. Para obtener unos mejores resultados, se debería cambiar la granulometría y el porcentaje de huecos, variar el porcentaje de betún de la mezcla, reducir el porcentaje de filler, etc.
- Los ensayos realizados siguiendo la normativa AASHTO, proporcionaron unos resultados coherentes según el porcentaje de huecos que contenía la mezcla, sin embargo el error cometido en la fabricación que provocó que el porcentaje de huecos en la mezcla disminuyera un 2%, imposibilitó el correcto análisis de los resultados.
- La línea seguida en este TFG muestra que la "Rich Bottom Layer" tiene un buen comportamiento a fatiga, como se ha venido estudiando en Estados Unidos. Esta capa base, teóricamente, trabajando junto con una capa de alto módulo como capa intermedia, prolongaría la vida útil de nuestras carreteras.

Es necesario que se siga investigando sobre los firmes de larga duración, no solo en la línea mostrada en este trabajo, sino en todas, hasta dar con un firme económico y con una vida útil que supere los 50 años.

CAPÍTULO 6: BIBLIOGRAFÍA

A. Tarefder, R., & Bateman, D. (Febrero de 2012). Design of Optimal Perpetual Pavement Structure. *JOURNAL OF TRANSPORTATION ENGINEERING*, 138(2), 157-175. doi:10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000259

AASHTO. (2015). *Determining Dynamic Modulus T 342-11 (2015)*. Washington D.C.

AEN/CTN 41 Construcción. (2012). *UNE-EN 12697-24*. Construcción. Madrid: AENOR.

AENOR. (2007). *UNE-EN 12697-33:2006+A1*.

AENOR. (2008). *UNE-EN 12697-31*. Aenor.

AENOR. (2012). *UNE- EN 12697-26:2012*.

AENOR. (2012). *UNE-EN 12697*.

Alliance, A. P. (s.f.). Perpetual Pavements "a synthesis". (A. P. Alliance, N. A. Association, & S. A. Associations, Edits.) *APA(101)*. Recuperado el 9 de 12 de 2015

ARBURG. (s.f.). Obtenido de <https://www.arburg.com/es/es/productos-y-servicios/moldeo-por-inyeccion/tecnica/eficiencia-energetica/servohidraulica/>

Bañón Blázquez, L., & Beviá García, J. F. (2000). *Manual de carreteras. Construcción mantenimiento* (Vol. 2). (C. d. Ortiz e Hijos, Ed.) Alicante.



Bañón Blázquez, L., & Beviá García, J. F. (2000). *Manual de carreteras. Volumen I: Elementos y proyecto*. (C. d. Ortiz e Hijos, Ed.) Alicante, España. Recuperado el 29 de 08 de 2016

(s.f.). *Catálogo y evolución de la red de carreteras*. Ministerio de Fomento. Recuperado el 17 de Noviembre de 2015, de http://www.fomento.gob.es/MFOM/LANG_CASTELLANO/DIRECCIONES_GENERALES/CARRETERAS/CATYEVO_RED_CARRETERAS/

Cepsa. (2013). Recuperado el 27 de 11 de 2015, de <https://www.google.es/webhp?sourceid=chrome-instant&ion=1&espv=2&ie=UTF-8#q=cepsa%20mezclas%20bituminosas>

Cepsa. (2013). *Diseño de firmes y pavimentos asfálticos*. Obtenido de https://www.cepsa.com/stfls/CepsaCom/PROAS/Ficheros_proas/Vademecum-asfaltos-poas-cepsa-capitulo-2.pdf

E.Newcomb, D., Buncher, M., & J.Huddleston, I. (Diciembre de 2001). Perpetual Bituminous Pavements. *TRANSPORTATION RESEARCH CIRCULAR(503)*. Recuperado el 17 de Noviembre de 2015, de <http://e-asphalt.com.ar/ingles/perpetualbituminouspavement.pdf>

E.Newcomb, D., Willis, R., & H.Timm, D. (s.f.). *asphalt roads*. Recuperado el 17 de Noviembre de 2015, de http://www.asphaltroads.org/assets/_control/content/files/Perpetual_Pavement_Synthesis.pdf

Federal Highway Administration. (s.f.). Recuperado el 17 de Noviembre de 2015, de <http://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/05037/01.cfm>

FEHRL. (2009). ELLPAG Phase 2 Report. Recuperado el 17 de Noviembre de 2015, de http://www.aapaq.org/q/2012st/doc/REF/U09_FEHRL_ELLPAG_Report_Phase_2.pdf

Histórico Digital. (s.f.). *Histórico Digital*. Recuperado el 29 de 08 de 2016, de <http://historicodigital.com/las-vias-romanas.html>

<http://gerald-massey.org.uk/>. (2010). Obtenido de http://gerald-massey.org.uk/Tring/c_chapter%2010.htm

J. Reyes-Ortiz, Ó., & Camacho-Tauta, J. (s.f.). *scielo*. Recuperado el 19 de Noviembre de 2015, de [scielo: http://www.scielo.org.co/scielo.php?pid=S0122-34612008000100004&script=sci_arttext](http://www.scielo.org.co/scielo.php?pid=S0122-34612008000100004&script=sci_arttext)

M. L. J. Maher, & L. Uzarowski. (s.f.). *From Theory to Practice: Rich Bottom Layer Design*. Golder Associates Ireland Limited, Golder Associates Ltd., Ontario, Whitby. Recuperado el 23 de 02 de 2016

M. L. J. Maher, & L. Uzarowski. (s.f.). *From Theory to Practice: Rich Bottom Layer Design*. Golder Associates, Kildare y Ontario.

Mateos Moreno, Á., Marrón Fernández, J., & Pérez Ayuso, j. (s.f.). *Proyecto fénix*. Recuperado el 19 de Noviembre de 2015, de <http://www.proyctofenix.es/File/ViewLinkedFile.aspx?FileId=76930>

Ministerio de fomento. (2014). *Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes*. (M. d. fomento, Ed.) Ministerio de fomento.

Pellini, C. (19 de Octubre de 2014). *Historia y biografías*. Obtenido de http://historiaybiografias.com/curiosidades_28/

PROAS. (2012). *FLEXODUR BMC-3b (PMB 45/80 – 60 C)*. PROAS.

Proyecto fénix. (s.f.). Recuperado el 19 de Noviembre de 2015, de www.proyctofenix.es

Ramos, R. T. (2004). Colegio de Ingenieros de Obras Públicas. *Cimbra*. Obtenido de http://www.citop.es/publicaciones/documentos/Cimbra376_04.pdf



Ribera, R. J. (02 de abril de 2013). *Seguros.es*. Obtenido de http://www.seguros.es/blog/La_fascinante_historia_de_las_carreteras

Roschen. (s.f.). Obtenido de http://www.explorationcoredrilling.com/photo/pl4265440-bq_nq_hq_pq_rod_shoe_bit_diamond_core_drill_bits_for_geological_prospecting.jpg

Ruiz Rubio , A. (06 de Diciembre de 2006). Panorámica española de las mezclas bituminosas en caliente. *Carreteras*(149), 27-37. Recuperado el 25 de 11 de 2015, de <http://www.ciccp.es/ImgWeb/Castilla%20y%20Leon/Art%C3%ADculos%20T%C3%A9cnicos/Mezclas%20bituminosas%20caliente.pdf>

Sapa Group. (s.f.). Obtenido de <http://www.sapagroup.com/es/extrusions-argentina/sobre-nosotros/nuestra-oferta/tratamientos-superficiales/proceso-de-anodizado/>

University of New Mexico. (2009). *Future Design of Perpetual Pavements for New Mexico*. University of New Mexico, albuquerque. Recuperado el 23 de 02 de 2016

Zorio, V. (Enero de 1987). Breve historia de las carreteras. *Revista de Obras Públicas*, 27 a 38.

ANEJO PRIMERO

En este primer anejo se adjuntan los resultados obtenidos en los ensayos realizados para determinar la densidad de las probetas cilíndricas, es decir, aquellas recogidas en la norma americana.

Densidad Máxima Probeta 1

DENSIDAD MÁXIMA (UNE-EN 12697-5)			
Procedimineto C: Procedimiento matemático			
Peso seco (gr):	7,667.0		
Contenido betún (% mezcla):	5.20%		
Peso específico betún (gr/cm3):	1.047		
Contenido betún (gr):	398.7		
Volumen betún (cm3):	380.8		
Peso áridos (gr):	7,268.3		
Distribución de los áridos:			
Tipo de árido	Contenido	Densidad	Volumen
	(% peso)	(gr/cm3)	(cm3)
Material 1	73.67%	2.950	1815.6
Material 2	18.54%	2.725	494.5
Material 3	7.79%	2.700	209.9
TOTAL/MEDIA	100.0%	2.885	2520.0
Volumen materiales (cm3):	2900.8		
Densidad maxima (gr/cm3):	2.643		

Densidad Aparente Probeta 1

PROBETA INICIAL			
Procedimiento C: Método geométrico		Procedimiento B: Sup. Sat. Seca	
		Temperatura del agua:	17.0
		Densidad del agua (g/cm ³):	0.999
Peso seco (gr):	7,665.0	Peso seco de la probeta (gr.):	7,665.0
Diámetro (mm):	150.0	Peso saturado sumergido (gr.):	4,717.0
Altura (mm):	169.0	Peso saturado super. seca (gr.):	7,671.0
Volumen de la probeta (cm³):	2986.5	Volumen de la probeta (cm ³):	2957.4
Densidad aparente (gr/cm³):	2.567	Densidad aparente (gr/cm³):	2.592

PROBETA SERRADA

Procedimiento C: Método geométrico		Procedimiento B: Sup. Sat. Seca	
		Temperatura del agua:	17.0
		Densidad del agua (g/cm ³):	0.999
Peso (gr):	3,021.6	Peso seco de la probeta (gr.):	3,021.6
Diámetro (mm):	99.0	Peso saturado sumergido (gr.):	1,869.4
Altura (mm):	150.4	Peso saturado super. seca (gr.):	3,022.6
Volumen de la probeta (cm³):	1157.7	Volumen de la probeta (cm ³):	1153.2
Densidad aparente (gr/cm³):	2.610	Densidad aparente (gr/cm³):	2.617

Contenido en huecos probeta 1

PROBETA INICIAL				
Densidad máxima (gr/cm3):			Densidad aparente (gr/cm3):	
Matemático		Hidrostático	Geométrico	Sup. Sat. Seca
2.644			2.567	2.592
HUECOS (%)		Densidad aparente		
		Geo	SSD	
D. Maxima	Mat	2.92%	1.96%	
	Hid			

PROBETA SERRADA				
Densidad máxima (gr/cm3):			Densidad aparente (gr/cm3):	
Matemático		Hidrostático	Geométrico	Sup. Sat. Seca
2.644			2.610	2.617
HUECOS (%)		Densidad aparente		
		Geo	SSD	
D. Maxima	Mat	1.27%	1.00%	
	Hid			

Densidad Máxima Probeta 2

Procedimineto C: Procedimiento matemático			
Peso seco (gr):	7,667.0		
Contenido betún (% mezcla):	5.20%		
Peso específico betún (gr/cm3):	1.047		
Contenido betún (gr):	398.7		
Volumen betún (cm3):	380.8		
Peso áridos (gr):	7,268.3		
Distribución de los áridos:			
Tipo de árido	Contenido	Densidad	Volumen
	(% peso)	(gr/cm3)	(cm3)
Material 1	73.67%	2.950	1815.6
Material 2	18.54%	2.725	494.5
Material 3	7.79%	2.700	209.9
TOTAL/MEDIA	100.0%	2.885	2520.0
Volumen materiales (cm3):	2900.8		
Densidad maxima (gr/cm3):	2.643		

Densidad Aparente Probeta 2

PROBETA INICIAL			
Procedimiento C: Método geométrico		Procedimiento B: Sup. Sat. Seca	
		Temperatura del agua:	17.0
		Densidad del agua (g/cm ³):	0.999
Peso seco (gr):	7,664.0	Peso seco de la probeta (gr.):	7,664.0
Diámetro (mm):	150.0	Peso saturado sumergido (gr.):	4,724.0
Altura (mm):	169.0	Peso saturado super. seca (gr.):	7,669.0
Volumen de la probeta (cm³):	2986.5	Volumen de la probeta (cm ³):	2948.4
Densidad aparente (gr/cm³):	2.566	Densidad aparente (gr/cm³):	2.599

PROBETA SERRADA			
Procedimiento C: Método geométrico		Procedimiento B: Sup. Sat. Seca	
		Temperatura del agua:	17.0
		Densidad del agua (g/cm ³):	0.999
Peso (gr):	3,038.8	Peso seco de la probeta (gr.):	3,038.8
Diámetro (mm):	99.08	Peso saturado sumergido (gr.):	1,878.9
Altura (mm):	151.51	Peso saturado super. seca (gr.):	3,039.7
		Volumen de la probeta (cm ³):	
Volumen de la probeta (cm³):	1168.2	Volumen de la probeta (cm ³):	1160.8
Densidad aparente (gr/cm³):	2.601	Densidad aparente (gr/cm³):	2.615

Contenido en Huecos Probeta 2

PROBETA INICIAL				
Densidad máxima (gr/cm ³):			Densidad aparente (gr/cm ³):	
Matemático		Hidroestático	Geométrico	Sup. Sat. Seca
2.643			2.566	2.599
HUECOS (%)		Densidad máxima		
		Geo	SSD	
D. Aparente	Mat	2.91%	1.65%	
	Hid			

PROBETA SERRADA					
Densidad maxima (gr/cm3):			Densidad aparente (gr/cm3):		
Matemático		Hidrostático	Geométrico	Sup. Sat. Seca	
2.643			2.601	2.615	
HUECOS (%)		Densidad maxima			
		Geo	SSD		
D. Aparente	Mat	1.58%	1.07%		

ANEJO SEGUNDO

A continuación se recogen los datos de las tres probetas ensayas a flexión.

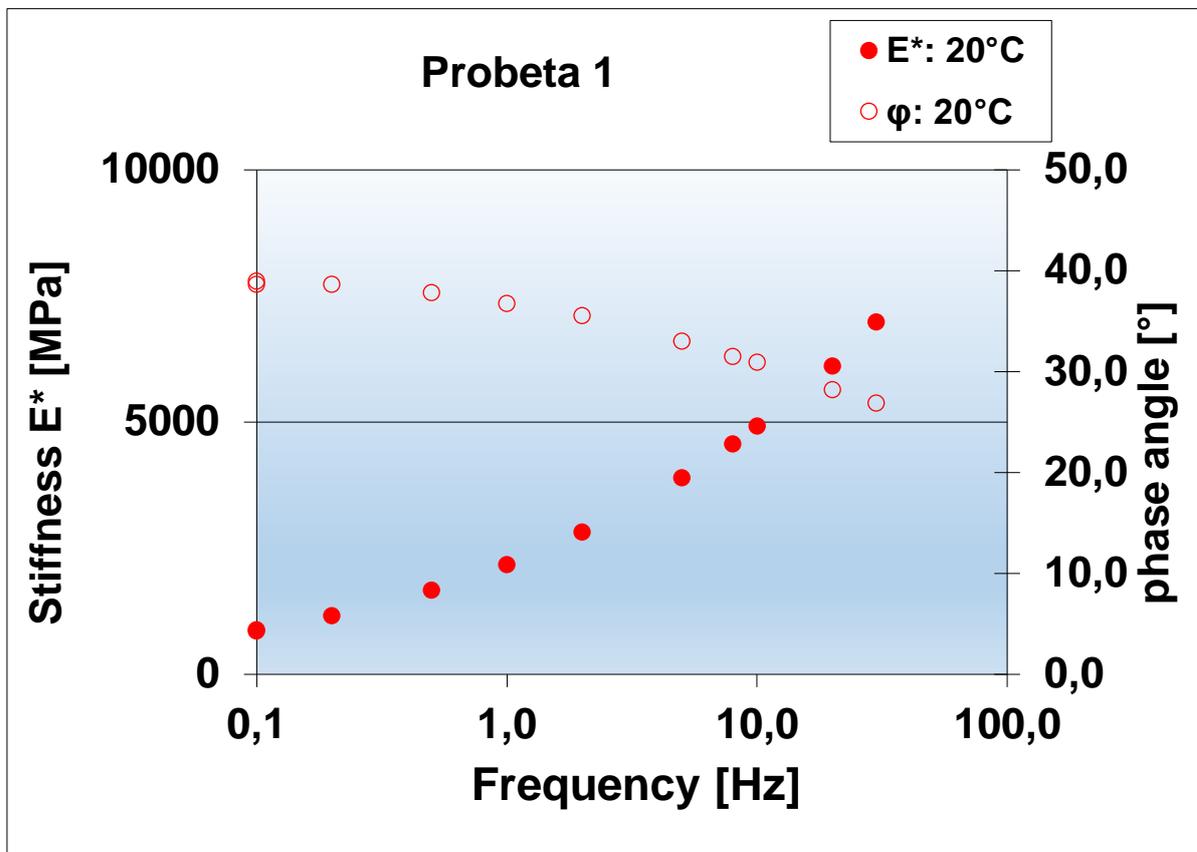
Probeta 1

Probeta 1	
Code	Probeta 1
m [g]	3559.0
width [mm]	59.4
height [mm]	57.3

Experimental conditions	
T [°C]	20
Inner clamps distance [mm]	118.5
Outer clamps distance [mm]	355.5
Mass of movable parts [g]	0

Probeta 1 at 20 °C

f	ε	E^*	phase angle
[Hz]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[°]
0.1	52.2	877	38.9
0.2	49.3	1158	38.6
0.5	47.3	1661	37.8
1	49.9	2169	36.7
2	49.2	2814	35.5
5	47.7	3884	33.0
8	47.2	4555	31.5
10	47.2	4914	30.9
20	46.3	6108	28.2
30	45.8	6972	26.9
0.1	51.2	854	38.6

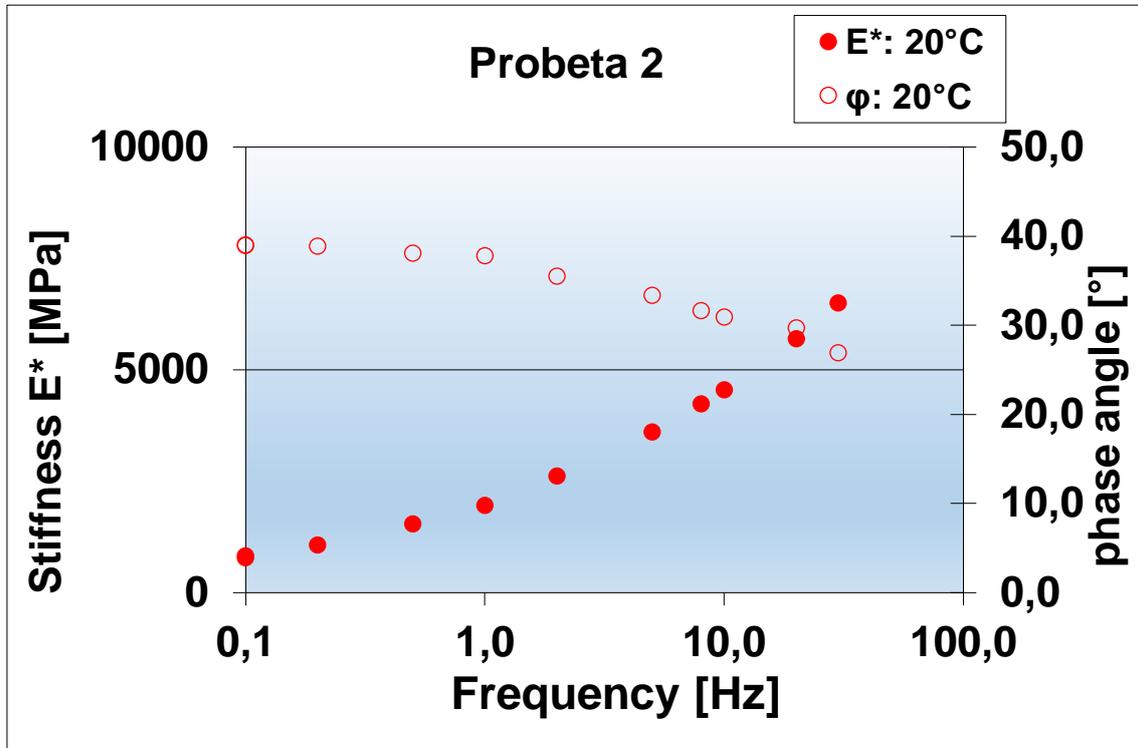


Probeta 2

Probeta2	
Code	Probeta 2
m [g]	3897.9
width [mm]	59.8
height [mm]	62.2

Experimental conditions	
T [°C]	20
Inner clamps distance [mm]	118.5
Outer clamps distance [mm]	355.5
Mass of movable parts [g]	0

Probeta 2 at 20 °C			
f	ε	E*	phase angle
[Hz]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[°]
0.1	52.4	823	39.0
0.2	54.6	1070	38.9
0.5	49.6	1545	38.1
1	59.1	1951	37.8
2	53.1	2615	35.5
5	51.1	3608	33.3
8	50.8	4233	31.6
10	50.3	4552	30.9
20	50.3	5701	29.7
30	48.8	6497	26.9
0.1	55.1	776	39.0

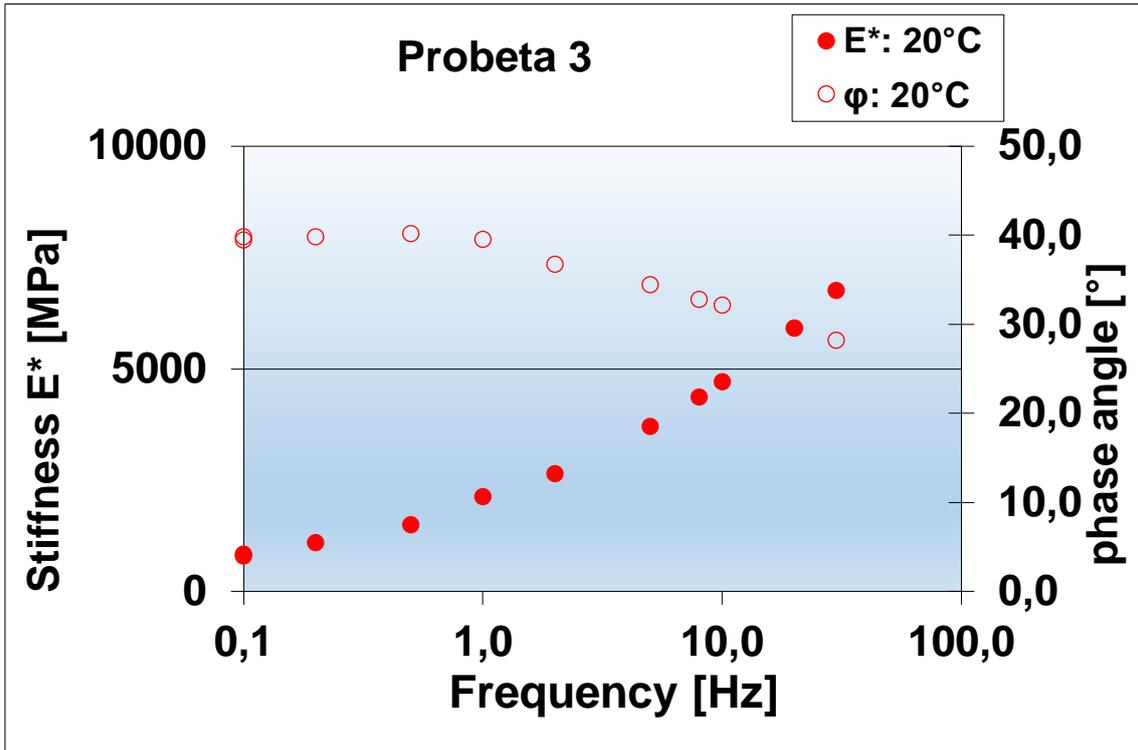


Probeta 3

Probeta 3	
Code	Probeta 3
m [g]	4043.3
width [mm]	64.7
height [mm]	60.7

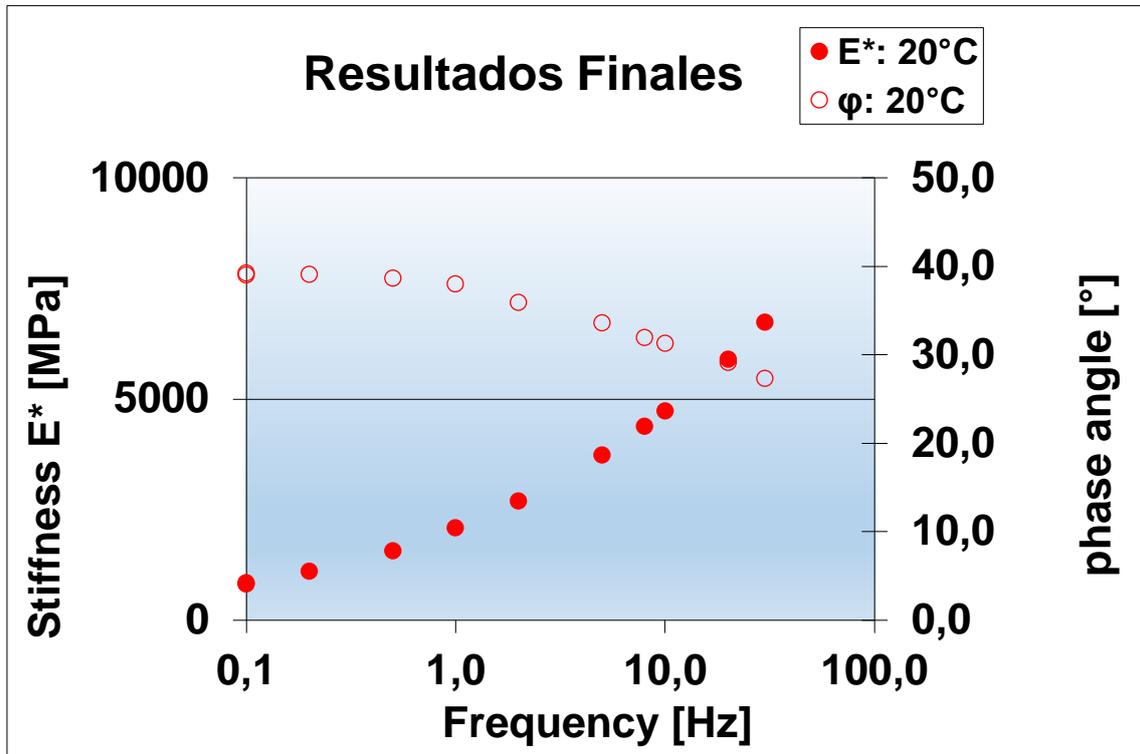
Experimental conditions	
T [°C]	20
Inner clamps distance [mm]	118.5
Outer clamps distance [mm]	355.5
Mass of movable parts [g]	0

Probeta 3 at 20 °C			
f	ϵ	E*	phase angle
[Hz]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[°]
0.1	53.7	824	39.8
0.2	48.5	1086	39.8
0.5	76.9	1487	40.1
1	60.3	2127	39.4
2	52.3	2640	36.7
5	49.7	3699	34.4
8	49.2	4363	32.8
10	49.6	4695	32.1
20	48.0	5899	29.5
30	47.2	6744	28.2
0.1	52.5	784	39.4



Resultados Finales

Resultados Finales		T [°C]	20.0
f	ε	E*	phase angle
[Hz]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[°]
0.1	52.8	841	39.3
0.2	50.8	1105	39.1
0.5	57.9	1564	38.7
1.0	56.4	2082	38.0
2.0	51.5	2689	35.9
5.0	49.5	3730	33.6
8.0	49.1	4384	32.0
10.0	49.1	4721	31.3
20.0	48.2	5903	29.1
30.0	47.3	6738	27.3
0.1	52.9	805	39.0



ANEJO TERCERO

En el tercer anejo se adjuntaran los resultados de las 6 probetas ensayadas a fatiga.

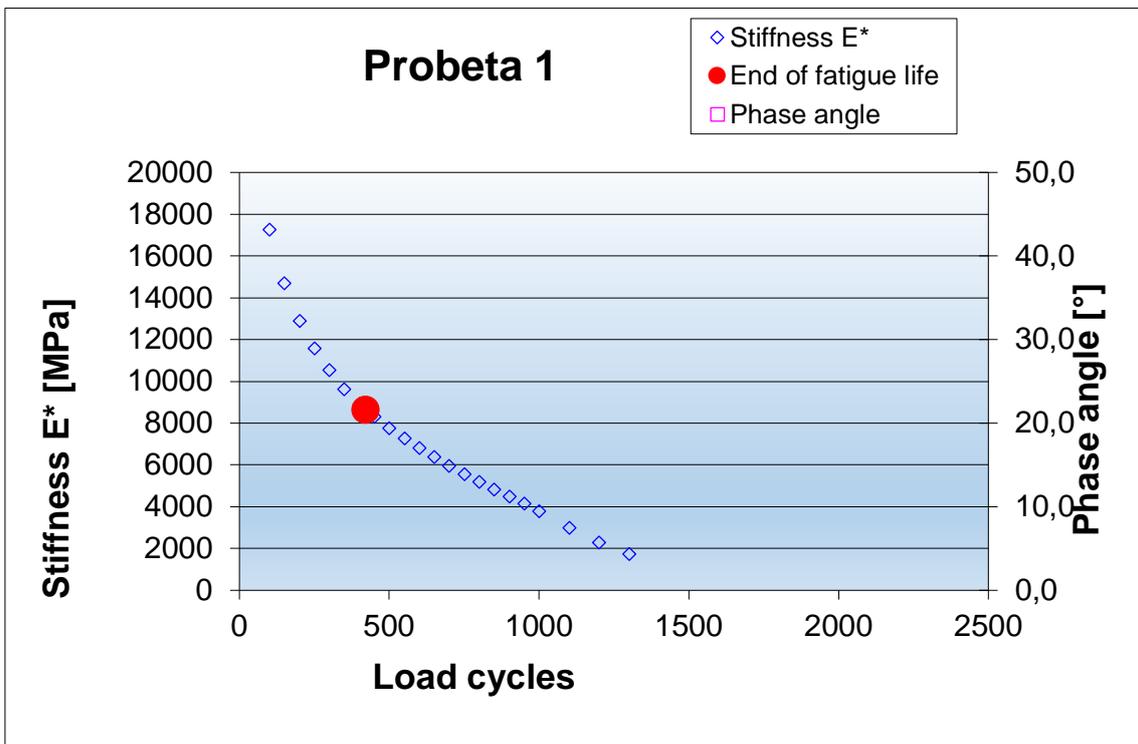


Probeta 1

Probeta 1	
Code	Probeta 1
m [g]	3559
b [mm]	57.3
h [mm]	59.4

Condiciones experimentales	
Temperature [°C]	20
Freq. [Hz]	30
Fatigue life criteria [% of E_{ini}]	50
Inner clamps distance [mm]	118.5
Outer clamps distance [mm]	355.5
Mass of movable parts [g]	0

Final Results					
Code	Temp.	Strain	E _{ini}	E _{fat}	N _{fat}
	[°C]	[μm/m]	[MPa]	[MPa]	[-]
Probeta 1	20	309.8	17265	8633	420



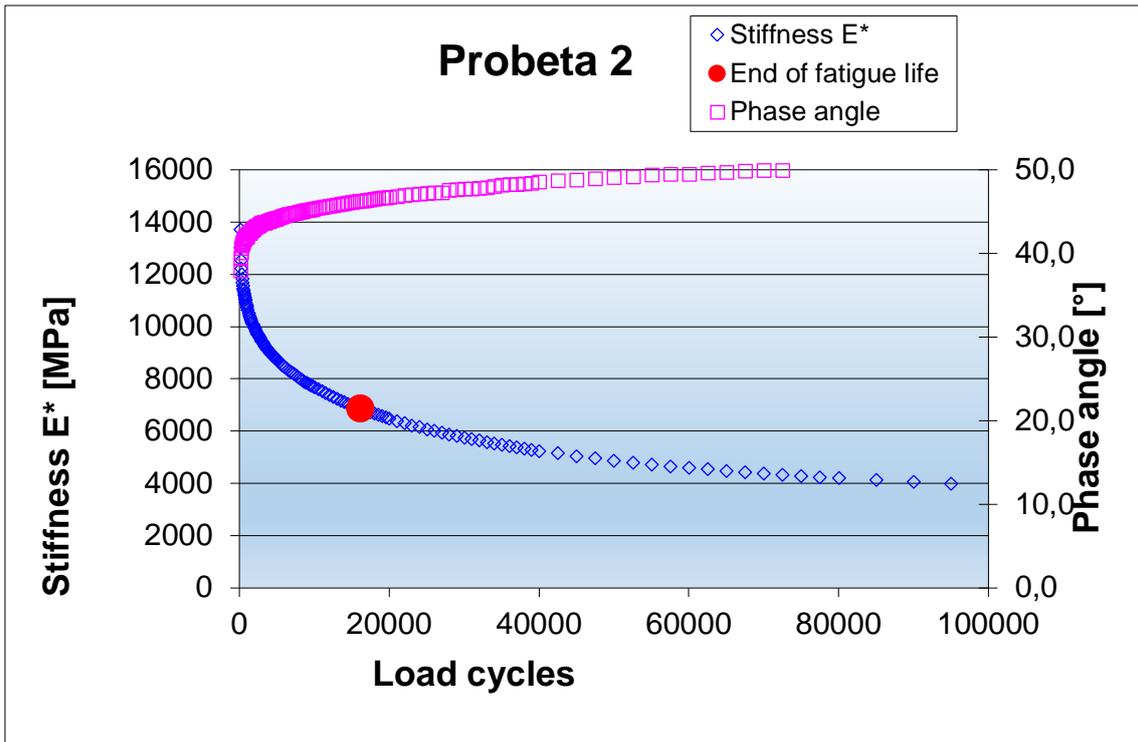


Probeta 2

Probeta 2	
Code	Probeta 2
m [g]	3898
b [mm]	62.2
h [mm]	59.8

Experimental conditions	
Temperature [°C]	20
Freq. [Hz]	30
Fatigue life criteria [% of E_{ini}]	50
Inner clamps distance [mm]	118.5
Outer clamps distance [mm]	355.5
Mass of movable parts [g]	0

Final Results					
Code	Temp.	Strain	E_{ini}	E_{fat}	N_{fat}
	[°C]	[μm/m]	[MPa]	[MPa]	[-]
Probeta 2	20	155.9	13725	6862	16100



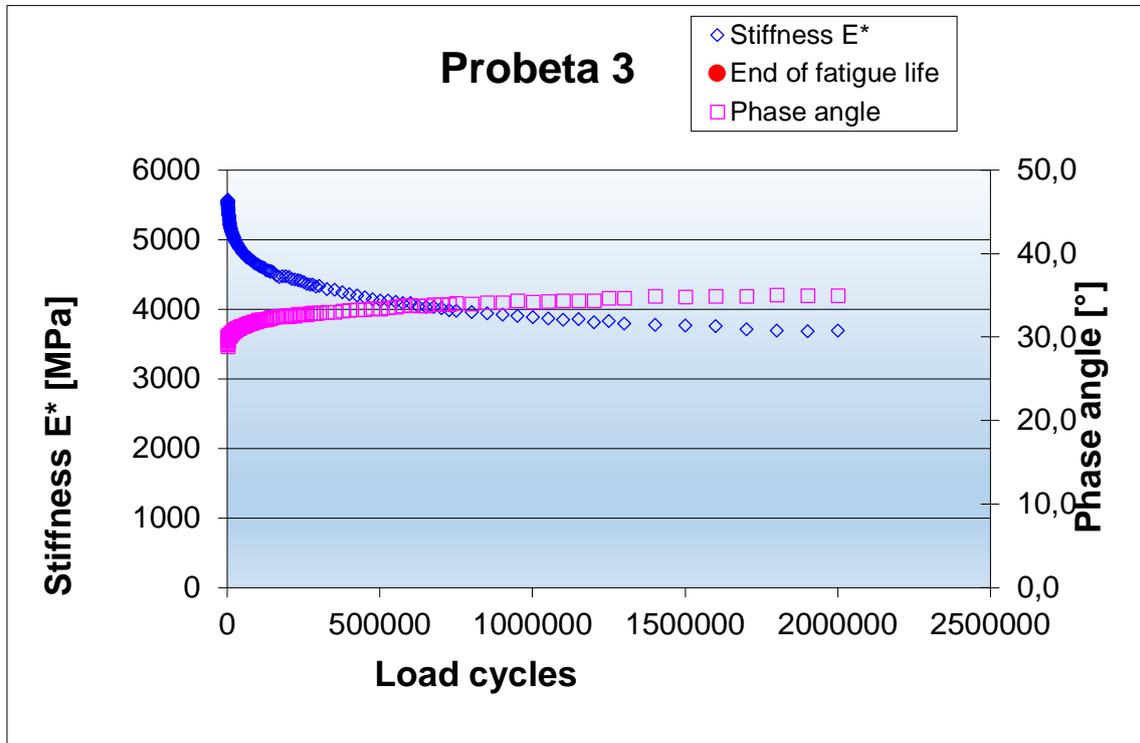
Probeta 3

Probeta 3	
Code	Probeta 3
m [g]	4043
b [mm]	60.7
h [mm]	64.7



Experimental conditions	
Temperature [°C]	20
Freq. [Hz]	30
Fatigue life criteria [% of E_{ini}]	50
Inner clamps distance [mm]	118.5
Outer clamps distance [mm]	355.5
Mass of movable parts [g]	0

Final Results					
Code	Temp.	Strain	E_{ini}	E_{fat}	N_{fat}
	[°C]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[MPa]	[-]
Probeta 3	20	96.8	5552	2776	6619937



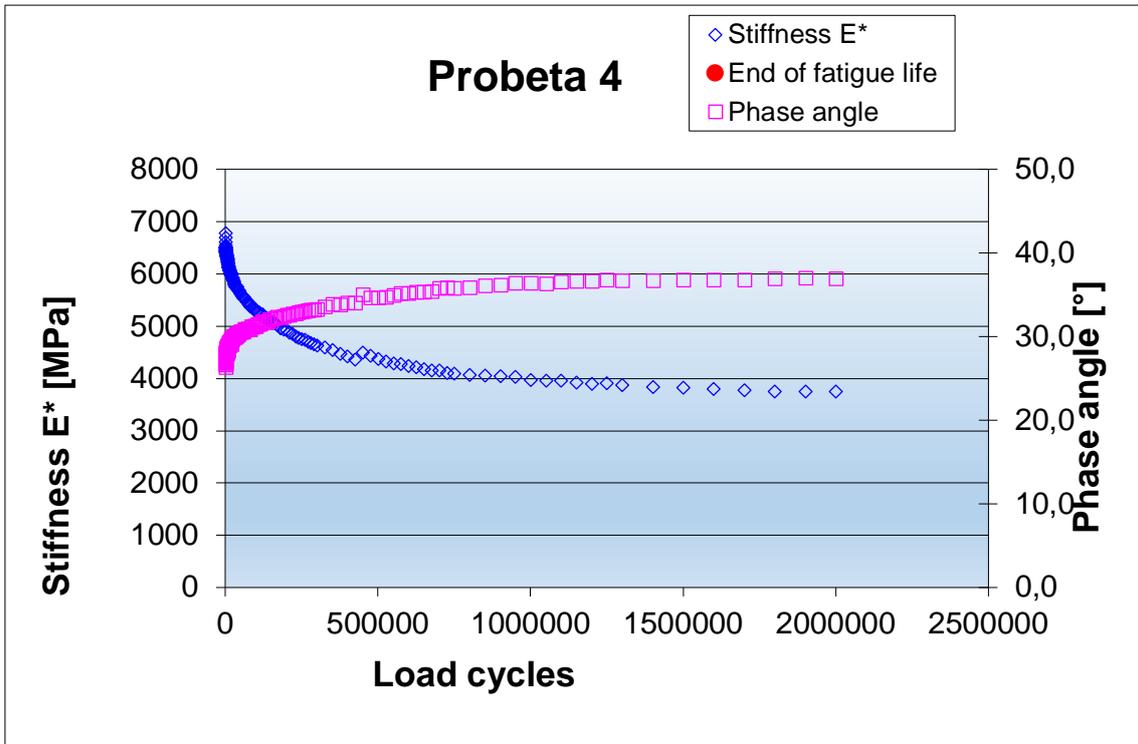
Probeta 4

Probeta 4	
Code	Probeta 4
m [g]	3932
b [mm]	63.1
h [mm]	59.8



Experimental conditions	
Temperature [°C]	20
Freq. [Hz]	30
Fatigue life criteria [% of E_{ini}]	50
Inner clamps distance [mm]	118.5
Outer clamps distance [mm]	355.5
Mass of movable parts [g]	0

Final Results					
Code	Temp.	Strain	E_{ini}	E_{fat}	N_{fat}
	[°C]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[MPa]	[-]
Probeta 4	20	112.1	6772	3386	3600168



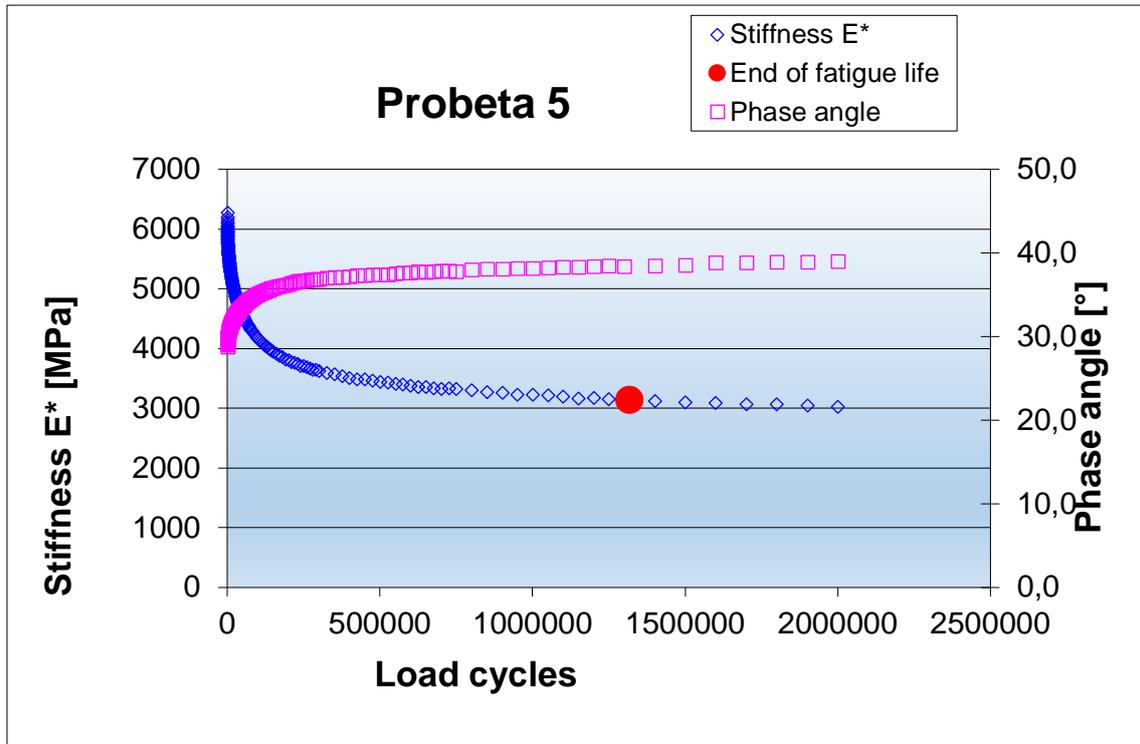
Probeta 5

Probeta 5	
Code	Probeta 5
m [g]	4124
b [mm]	60.3
h [mm]	65.4



Experimental conditions	
Temperature [°C]	20
Freq. [Hz]	30
Fatigue life criteria [% of E_{ini}]	50
Inner clamps distance [mm]	118.5
Outer clamps distance [mm]	355.5
Mass of movable parts [g]	0

Final Results					
Code	Temp.	Strain	E_{ini}	E_{fat}	N_{fat}
	[°C]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[MPa]	[-]
Porbeta 5	20	146.4	6272	3136	1316160



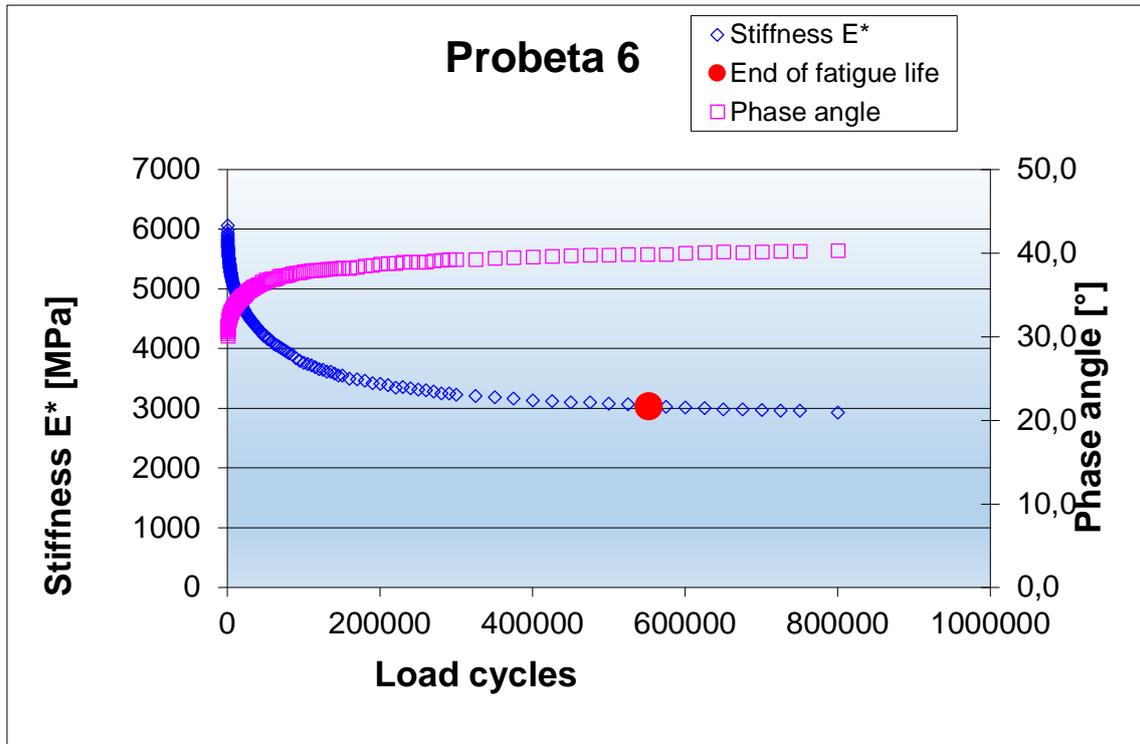
Probeta 6

Probeta 6	
Code	Probeta 6
m [g]	3882
b [mm]	60.2
h [mm]	61.7



Experimental conditions	
Temperature [°C]	20
Freq. [Hz]	30
Fatigue life criteria [% of E_{ini}]	50
Inner clamps distance [mm]	118.5
Outer clamps distance [mm]	355.5
Mass of movable parts [g]	0

Final Results					
Code	Temp.	Strain	E_{ini}	E_{fat}	N_{fat}
	[°C]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[MPa]	[-]
Probeta 6	20	173.1	6061	3031	551650



Resultados finales teniendo en cuenta las 6 probetas

Fatigue line $\ln(N) = A_0 + A_1 \cdot \ln(\epsilon)$		
	q = A ₀ :	54.370
	p = A ₁ :	-8.352
	R ² :	0.825
	S _{x/y} :	1.745



Fatigue line $N = k_1 \cdot \epsilon^{k_2}$		
	$\log_{10} k_1$:	23.613
	k_2 :	-8.352

Characteristics		
	Number of specimen:	6
	Cycles for strain-charact.:	1000000
	Mean value of E_{ini} [MPa]:	9274
	strain-characteristics [$\mu\text{m}/\text{m}$]:	128.5

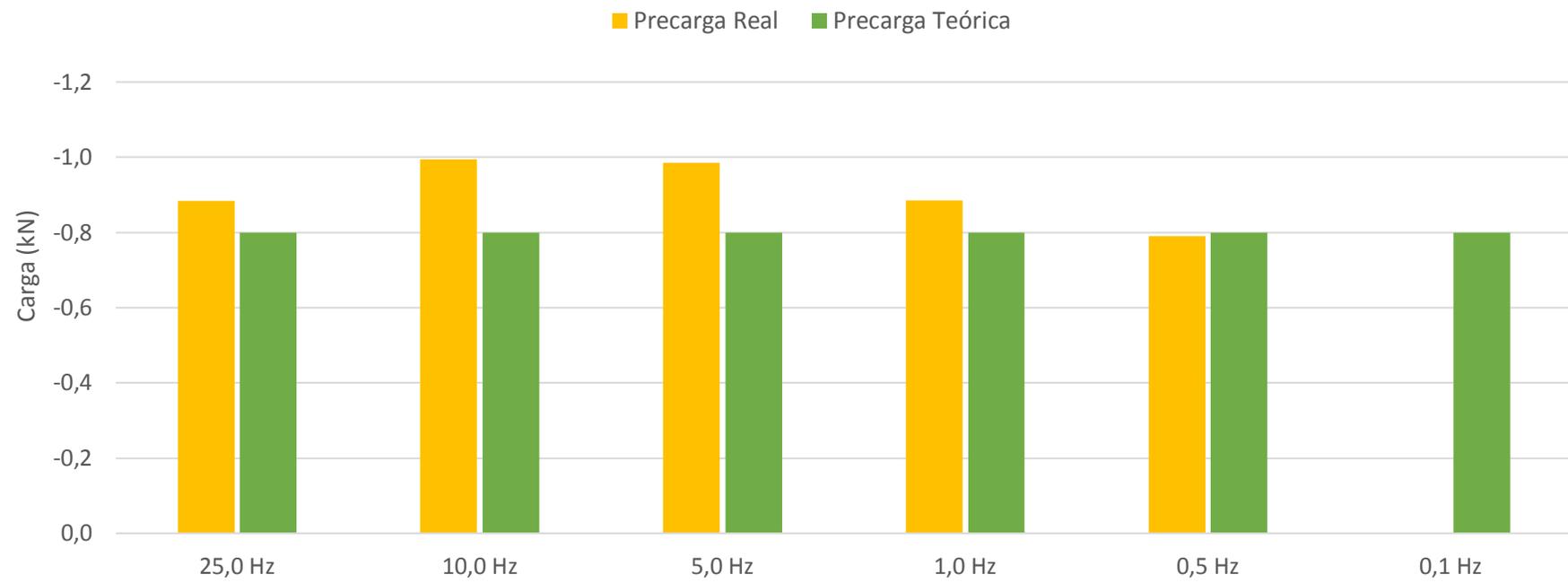
ANEJO CUARTO

En el cuarto y último anejo se presentan las tablas de resultados obtenidas en el ensayo de módulo dinámico.

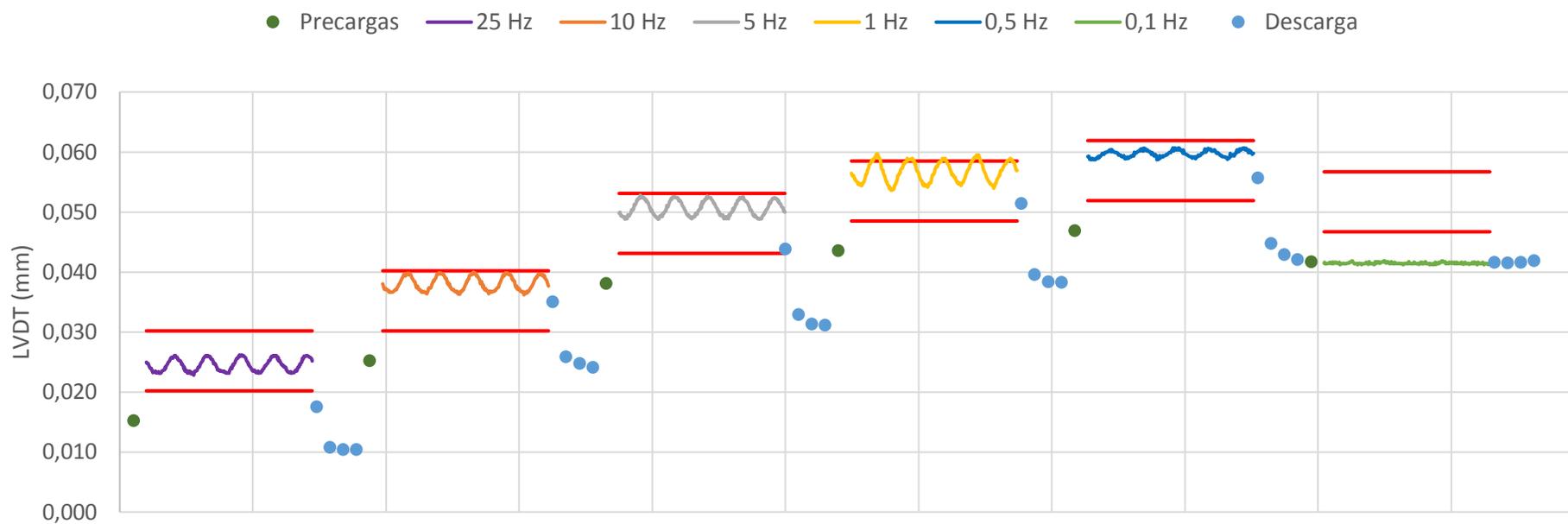


Probeta 1

- Precargas aplicadas

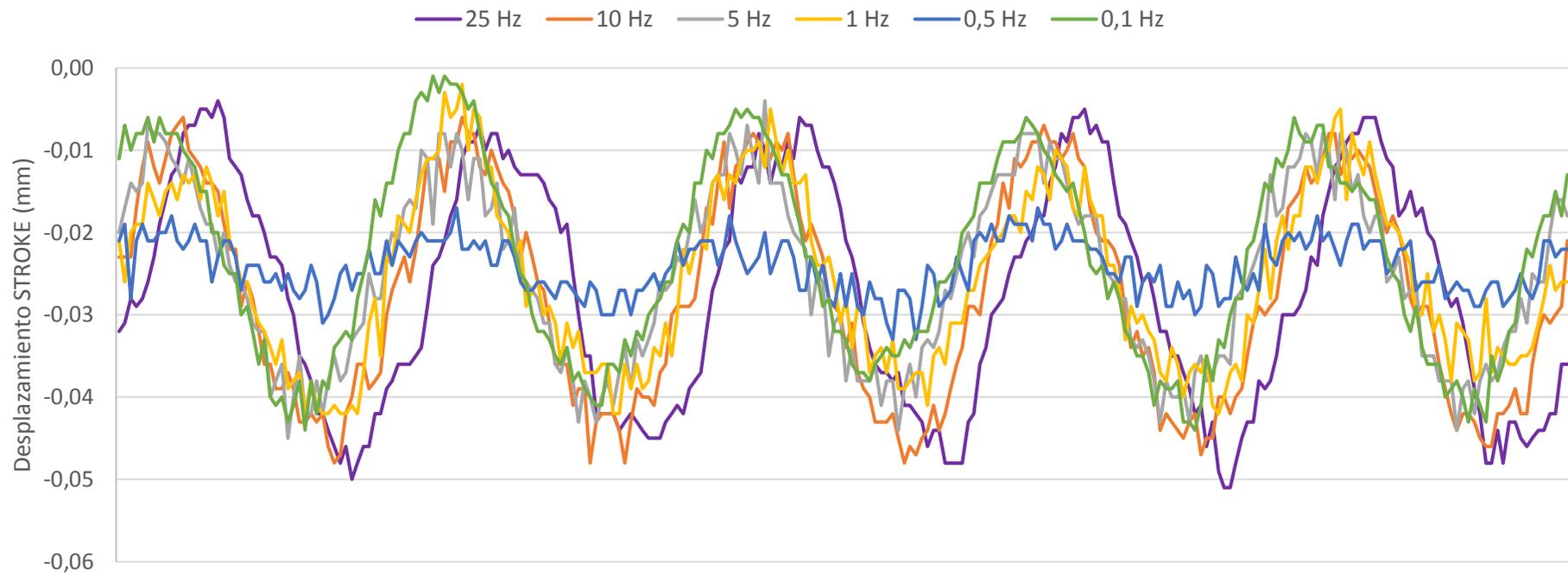


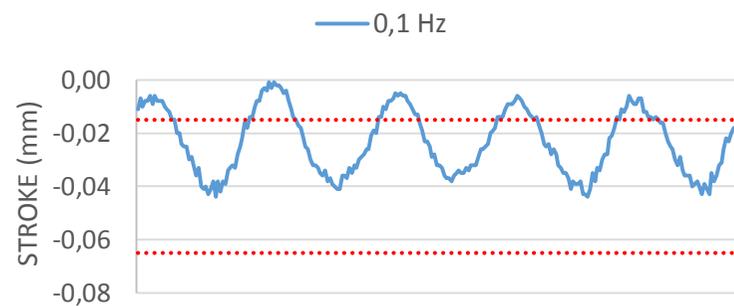
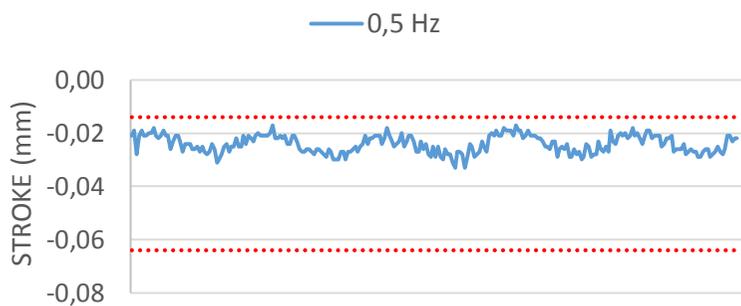
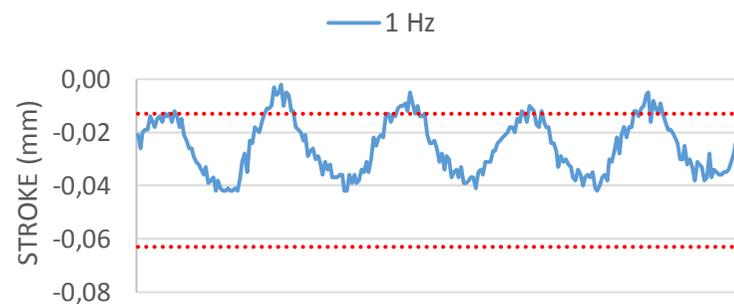
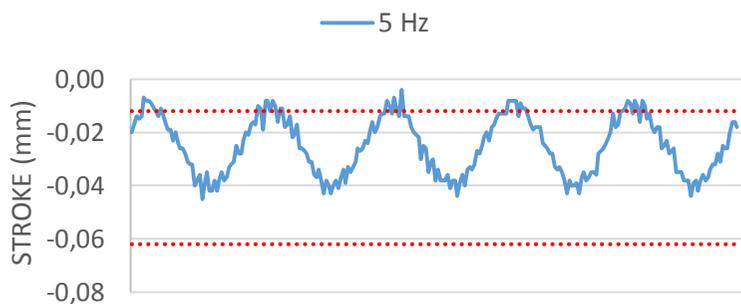
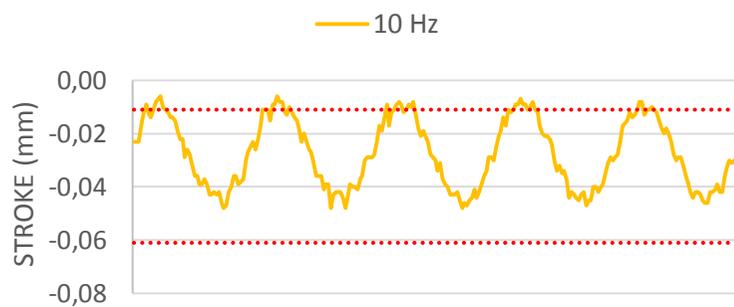
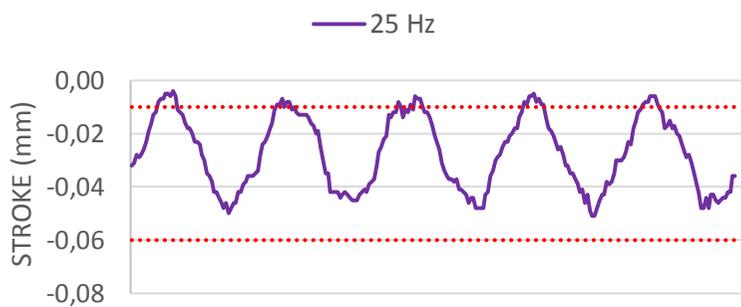
- Evolución de la deformación (LVDT)





- Amplitud





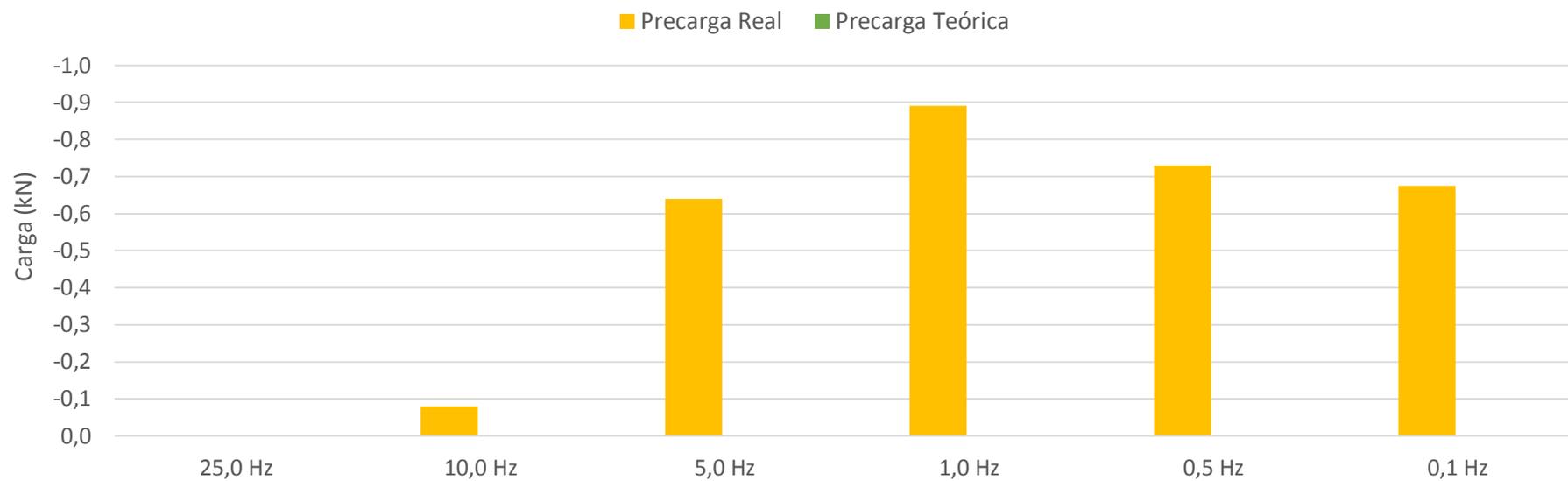


- Resultados Finales

TENSIÓN									DEFORMACIÓN			RESULTADOS	
Frecuencia (Hz)	$ \sigma^* $ (kPa)	$\theta\sigma$ (rad)	Std Error	$ \epsilon^* $	$\theta\epsilon$	Std Error	$ E^* $ (MPa)	θ (°)					
25	109.89	1.36	10.59	14.43	0.98	4.84	7,613	-21.52					
10	100.93	-1.10	9.38	16.18	-1.51	4.59	6,238	-23.57					
5	94.97	-0.74	6.66	17.28	-1.16	4.40	5,495	-24.43					
1	80.66	-1.04	12.36	23.19	-1.50	6.66	3,478	-26.40					
0.5	23.20	-0.64	9.48	7.08	-1.10	6.39	3,279	-26.02					
0.1	0.00	-0.31	0.00	0.41	-1.51	18.45	0	-68.76					

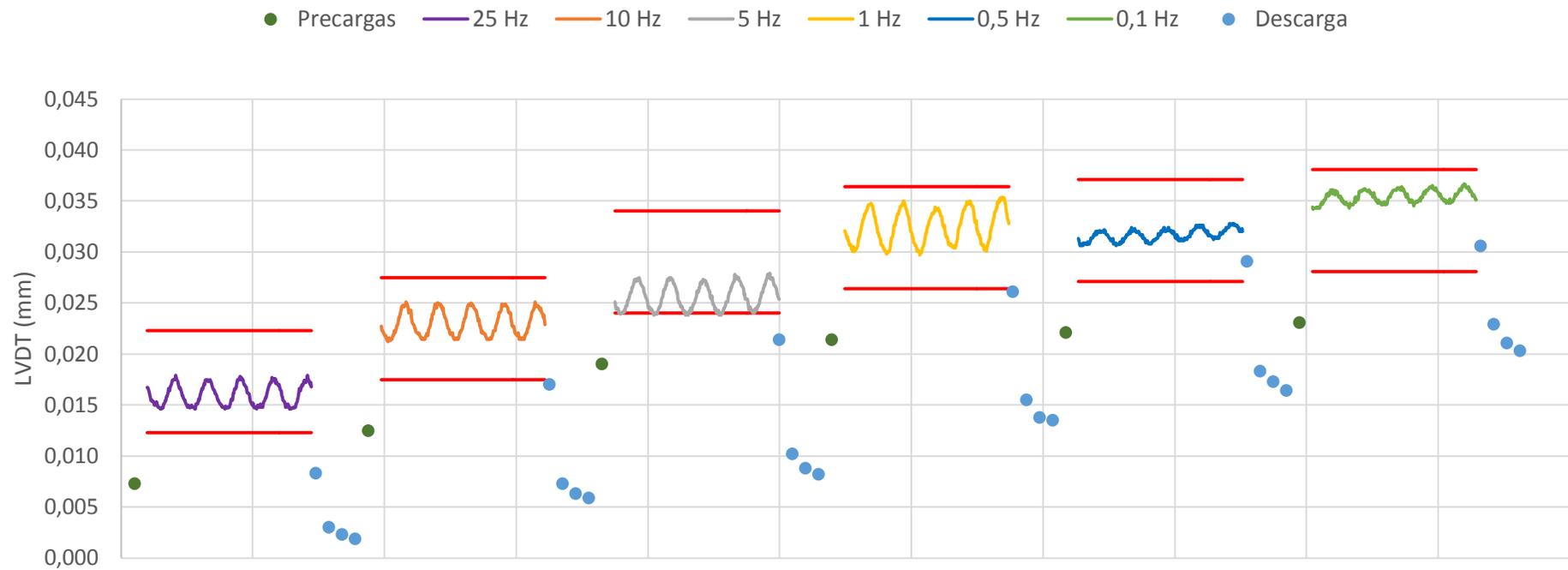
Probeta 2

- Precargas aplicadas

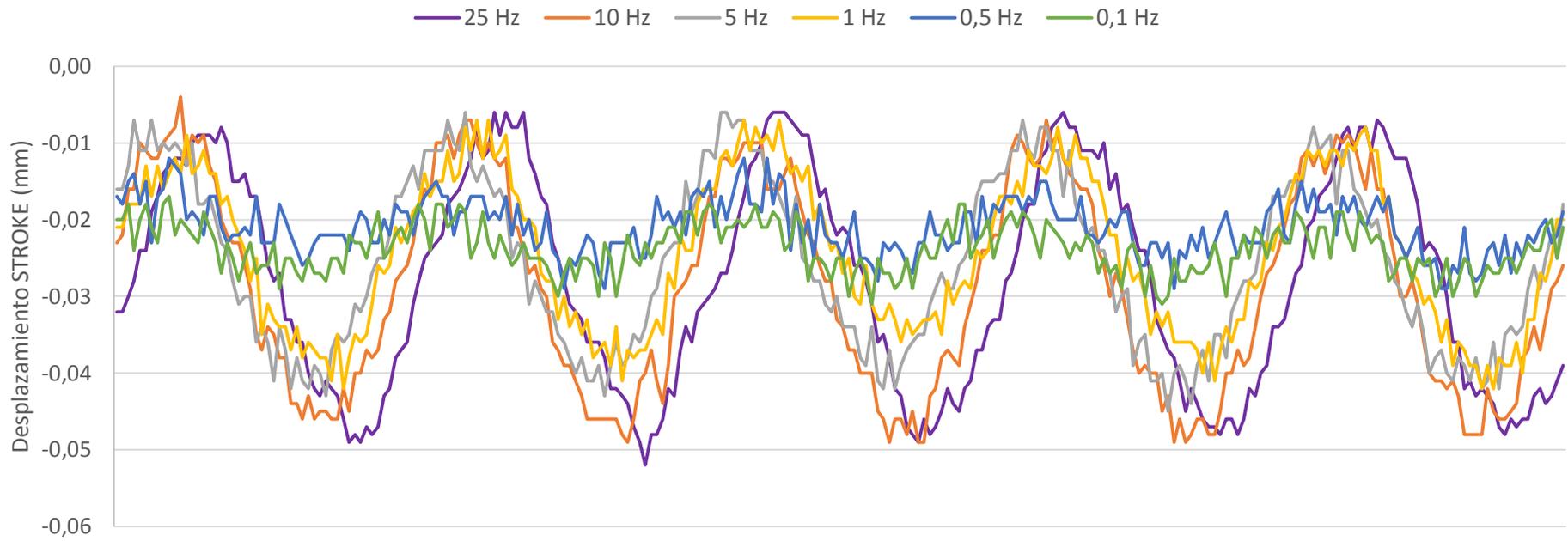


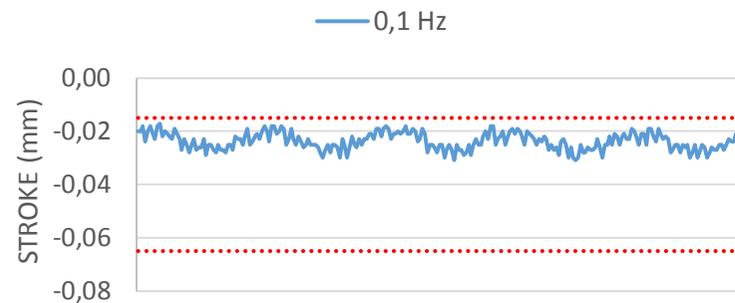
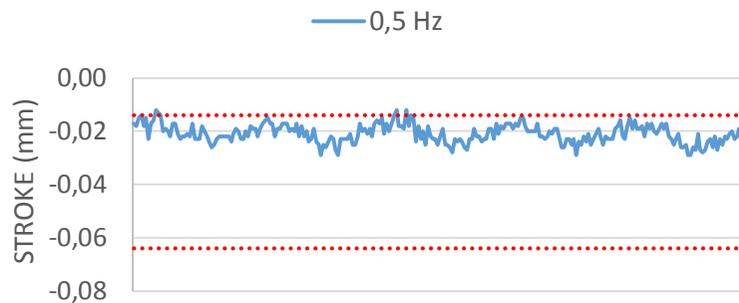
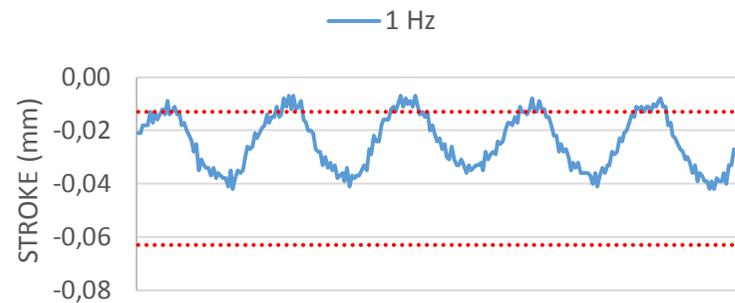
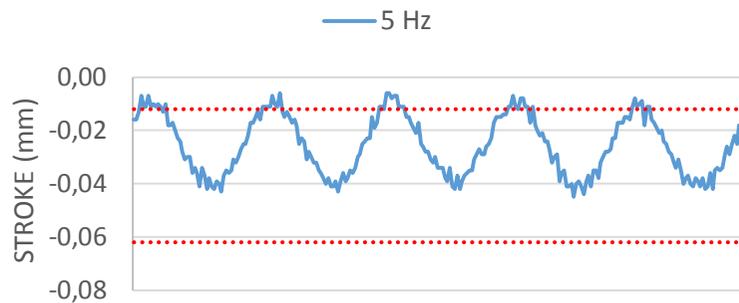
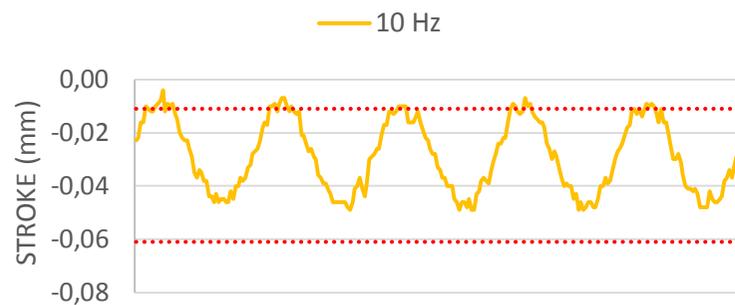
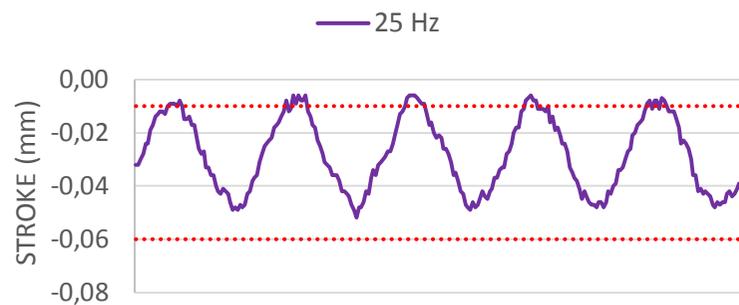


- Evolución de la deformación LVDT



- Amplitud



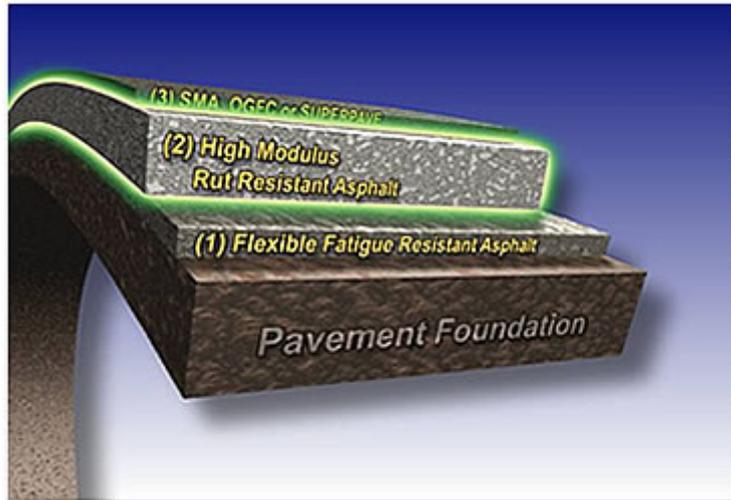


- Resultados finales

Frecuencia (Hz)	TENSIÓN			DEFORMACIÓN			RESULTADOS	
	$ \sigma^* $ (kPa)	$\theta\sigma$ (rad)	Std Error	$ \epsilon^* $	$\theta\epsilon$	Std Error	$ E^* $ (MPa)	θ (°)
25	114.80	1.35	12.85	14.34	0.98	5.17	8,009	-21.10
10	112.48	-1.12	9.79	17.28	-1.53	4.66	6,509	-23.37
5	93.16	-0.78	8.14	17.15	-1.20	5.00	5,431	-24.13
1	85.12	-1.15	10.31	23.06	1.55	6.53	3,691	154.77
0.5	21.89	-0.63	3.34	6.97	-1.08	10.68	3,142	-25.56
0.1	18.86	-0.36	5.36	7.99	-0.76	7.96	2,359	-22.83



Resumen del proyecto “Estudio y Diseño de Firmes de Larga duración”



Autor: Sergio Villalba Vilanova

Dirigido: Daniel Castro Fresno

Convocatoria: Septiembre 2016

Palabras Clave: Proyecto, Firmes, Larga Duración, Fatiga, Alto Módulo, Capa Flexible

Introducción

La construcción de los primeros caminos data del 3500 a.C. aproximadamente, cuya finalidad era conectar pequeñas localidades para hacer más fácil el transporte de mercancías. Las carreteras actualmente no son únicamente la comuna vertebral del transporte terrestre, sino que contar con un buen sistema de carreteras proporciona una ventaja a la hora del desarrollo tanto social como económico de cualquier territorio. Por ello, el desarrollo de las carreteras ha ido evolucionando a lo largo de la historia, siendo durante el imperio romano y durante el siglo XIX cuando se realizaron los mayores avances.

Todas las carreteras con el tiempo van perdiendo funcionalidad o se van deteriorando debido entre otras muchas causas a los factores ambientales y a las cargas producidas por el tráfico. Las carreteras de este modo, tienen una vida útil, por lo que al perder sus propiedades funcionales, deben ser reemplazadas por otras de nueva construcción. Este proceso de construcción es muy costoso, por ello, la construcción de firmes económicos y de calidad ha sido siempre uno de los objetivos prioritarios en el estudio de firmes.

Este Trabajo de Fin de Grado se centra en el estudio de Firmes de Larga Duración, buscando un ahorro tanto en los costes de construcción como en el mantenimiento de las carreteras, además de proporcionar una superficie segura y resistente.



A principio de los años noventa, determinados firmes diseñados para una vida útil de 20 años, seguían conservando su capacidad portante aun llevando más de 30 años de servicio. Mediante la recopilación de las características que tenían en común todas aquellas carreteras que conservaban sus propiedades más allá de su vida útil, surgió el concepto de Firme de Larga Duración.

Un Firme de Larga Duración se define como todo aquel que es capaz de soportar las cargas del tráfico sin necesidad de llevar a cabo ninguna rehabilitación estructural, siendo exclusivamente objeto de rehabilitaciones superficiales, durante un periodo aproximado de 40 años.

Las principales ventajas que tiene este tipo de firmes respecto a los firmes tradicionales son las siguientes:

1. Bajo coste del ciclo de vida evitando la reparación o la reconstrucción de pavimentos profundos
2. Bajo coste respecto al retraso ya que la rehabilitación de los firmes solo requiere pequeños trabajos, los cuales pueden evitar los picos de tráfico de una carretera.
3. Bajo impacto medioambiental debido a la reducción del uso de recursos materiales a lo largo de la vida del firme y el reciclaje de cualquier material extraído de la superficie del pavimento. (E.Newcomb, Willis, & H.Timm, Asphalt Pavement Alliance)

Metodología

Previamente al análisis de los Firmes de Larga Duración, se presenta la tipología de firmes utilizados actualmente, firmes flexibles, firmes semiflexibles, firmes semirrígidos y firmes rígidos.

Para poder diseñar un firme capaz de tener una vida útil de 40 años, es necesario conocer previamente los mecanismos de fallo que sufren las estructuras en la actualidad. Así, los deterioros más habituales son la fisuración por fatiga y la deformación plástica. La deformación plástica se forma por la acumulación de pequeñas cantidades de deformación irre recuperable mientras que la fisuración por fatiga es provocada por las repetidas cargas y esfuerzos transmitidos por el tráfico, llegando a producir la rotura por fatiga.

Una vez conocidos los mecanismos más habituales de fallo en los firmes y la tipología de firmes utilizados actualmente, se procedió al diseño de un firme de larga duración.

Un Firme de Larga Duración es una estructura formada por tres capas bituminosas, una de base, una intermedia y una capa de rodadura. Cada una de ellas está diseñada para resistir un tipo de deterioro específico. La capa base será la encargada de resistir las tracciones que se producen en el fondo de la mezcla, por ello se deberá disponer de una mezcla donde predomine el criterio de resistencia a fatiga. La capa intermedia debe combinar las cualidades de estabilidad y durabilidad, tratando de conseguir una gran capacidad portante pudiendo reducir las tracciones en el fondo de la capa así como la deformación vertical en las capas inferiores. Como capa de rodadura se dispondrá de una mezcla bituminosa convencional.

En el presente Trabajo de Fin de Grado, se diseñaron de manera teórica las capas intermedia y de base, no así la capa de rodadura al utilizarse una convencional. Como capa intermedia se diseñó una Capa de Alto Módulo, cuyas características vienen recogidas en el PG3 y como capa de base una mezcla flexible muy resistente a la fatiga, presentando esta última unas características que no se asemejan a ninguna mezcla bituminosa estudiada anteriormente en



nuestro país (Granulometría fina, alto porcentaje de betún y un porcentaje de huecos de un 3%). Debido a la escasez de tiempo, se decidió fabricar y ensayar únicamente la capa base.

El país que concentra el mayor número de investigaciones acerca de firmes de larga duración es Estados Unidos, cuya normativa difiere de la utilizada en España. En EE.UU se viene utilizando la normativa AASHTO mientras que en España se sigue la normativa UNE-EN, en las dos normas citadas, se utilizan ensayos diferentes para caracterizar las mezclas. Por ello, se decidió investigar sobre los ensayos de la norma AASHTO para poder ensayar la capa base no solo con los ensayos recogidos en la norma UNE-EN, sino también con los recogidos en la norma AASHTO para una posterior comparación.

Se ensayaron probetas siguiendo la normativa UNE-EN a módulo y a fatiga obteniendo los resultados mostrados en las Tablas 1 y 2.

Resultados Módulo de Rigidez		T [°C]	20.0
f	ε	E*	phase angle
[Hz]	[$\mu\text{m}/\text{m}$]	[MPa]	[°]
0.1	52.8	841	39.3
5.0	49.5	3730	33.6
8.0	49.1	4384	32.0
10.0	49.1	4721	31.3
20.0	48.2	5903	29.1
30.0	47.3	6738	27.3
0.1	52.9	805	39.0

Tabla 1 Resultados Módulo de Rigidez (Se han omitido algunas filas de la tabla para reducir el tamaño)



Tabla 2 Línea de fatiga 150,739 microdeformaciones al millón de ciclos



Se realizó además el ensayo de módulo dinámico recogido en la normativa AASHTO, obteniendo resultados erróneos, por lo que no se realizó la comparativa con los resultados obtenidos según la norma UNE-EN.

Conclusiones

Hasta ahora, el número de investigaciones y ensayos relacionados con los firmes de larga duración es bastante escaso, siendo en Estados Unidos donde encontramos mayor número de investigaciones. Habiendo consultado gran variedad de informes sobre ensayos e investigaciones, se observa que actualmente el estudio de los firmes de larga duración no tiene aún una línea de investigación bien marcada, es decir, las características de los firmes estudiados por diferentes organizaciones varían bastante unas de otras.

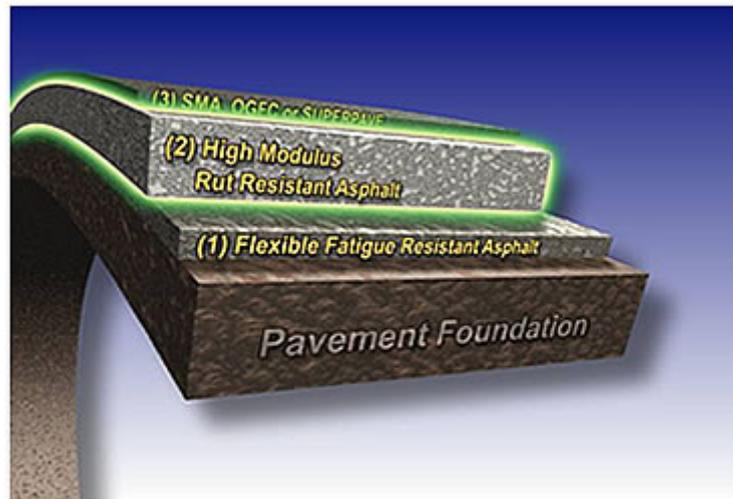
En este trabajo se ha decidido seguir una de las líneas más seguidas a la hora del estudio de este tipo de firmes, aquella que presenta un firme compuesto por tres capas, una de rodadura convencional, una capa de alto módulo y una de base flexible.

Los resultados del ensayo a fatiga no fueron los esperados, ya que se pretendía conseguir una mayor resistencia a la fatiga. Esto se podría corregir cambiando la granulometría y el porcentaje de huecos, variando el porcentaje de betún de la mezcla, reduciendo el porcentaje de filler, etc. Aun así la capa presentaba un buen comportamiento a fatiga.

La línea seguida en este TFG muestra que la "Rich Bottom Layer" tiene un buen comportamiento a fatiga, como se ha venido estudiando en Estados Unidos. Esta capa base, teóricamente, trabajando junto con una capa de alto módulo como capa intermedia, prolongaría la vida útil de nuestras carreteras. Es necesario que se siga investigando sobre los firmes de larga duración, no solo en la línea mostrada en este trabajo, sino en todas, hasta dar con un firme económico y con una vida útil que supere los 50 años.



Project Abstract “Analysis and Design of Perpetual Pavements”



Author: Sergio Villalba Vilanova

Supervisors: Daniel Castro Fresno

Call: Septiembre 2016

Key Words: Proyecto, Firmes, Larga Duración, Fatiga, Alto Módulo, Capa Flexible

Introduction

The construction of the first roads dates back to approximately 3500 BC, which was done to facilitate the transport of goods between villages. Having a good transport system is, socially and economically crucial for a community. The evolution of roads has been progressing throughout our history, especially in the roman era, when the great advances to our current system took place.

All roads lose functionality or deteriorate over time, due to environmental factors as well as the repetitive traffic loads they are subjected to. All roads have a useful lifespan, but due to these factors, eventually they all need to be repaired or even rebuilt. This can result in expensive investments; therefore the construction of an economic and quality pavement have always been the important objectives when it comes to studying them.

In the early 90's , pavements were designed for a 20-year life span, kept their capacity even after 30 years. When analyzing the characteristics that these roads had in common, the concept of perpetual pavement emerged.

A perpetual pavement is defined as any road that is capable of supporting traffic loads without structural repairs, only surface touch ups, for a duration of 40 years.



The following are some of the advantages that a perpetual pavement design has over traditional pavements.

1. Cost savings due to the fewer repairs or reconstruction needed.
2. Cost savings due to the traffic control when not having to repair the pavement, when it comes to.
3. Less environmental impact due to the reduction in materials

Methodology

Before perpetual pavement studies began, the actual pavement typology was the following: flexible pavements, semi flexible pavements, semi rigid pavements and rigid pavements.

In order to design a pavement with a lifespan of 40 years, knowing what structural mechanisms require improvement is necessary. These are comprised mainly by the deterioration caused by fatigue and plastic deformation. Plastic deformation is caused by the accumulation of small amounts of unrecoverable deformation whereas the fatigue is due to the repetitive loads from ongoing traffic. This is the root from where perpetual paving design started.

A perpetual pavement is a structure formed by three layers, a base, an intermediate layer and a surface layer. Each layer is designed to resist a specific type of deterioration that occurs in all roads over time. The base will resist the forces that form towards the bottom; therefore the mix needs to have fatigue resistance as the main characteristic. The intermediate layer needs to combine qualities of stability and durability, trying to attain a high load resistance, which will in turn decrease the loads that get diffused to the bottom layers and cause less vertical deformation. The surface layer is conventionally used and is composed of Hot Mix Asphalt.

In this Final Year Project, the intermediate layers and base layers were theoretically designed, and the surface layer remained the same conventional layer typically used. A high modulus layer was used for the intermediate layer, for which its characteristics are recognized in the PG3. A very flexible mix was used for the base, which is very resistant to fatigue, including some characteristics unlike any asphalt layer studied in our country (fine granular, high cement percentage and 3% air void). Due to a lack of time, only the manufacturing and testing of the base layer were completed.

The country that has produced the largest number of studies related to perpetual pavements is the United States, whose standards differ slightly from those used in Spain. In the USA they follow the AASHTO regulations, whereas in Spain we follow UNE-EN, both of which use different tests to characterize the mixes. For this reason it was decided to use AASHTO standards as well as UNE-EN, in order to have a fair comparison in the test performed for the base layer.

Tests were done following the UNE-EN standards where the fatigue was measured, with results shown in the following Tables 1 and 2.



Stiffness Modulus Results		T [°C]	20.0
f	ε	E*	phase angle
[Hz]	[μm/m]	[MPa]	[°]
0.1	52.8	841	39.3
5.0	49.5	3730	33.6
8.0	49.1	4384	32.0
10.0	49.1	4721	31.3
20.0	48.2	5903	29.1
30.0	47.3	6738	27.3
0.1	52.9	805	39.0

Tabla 1 Rigidity Modulus Results

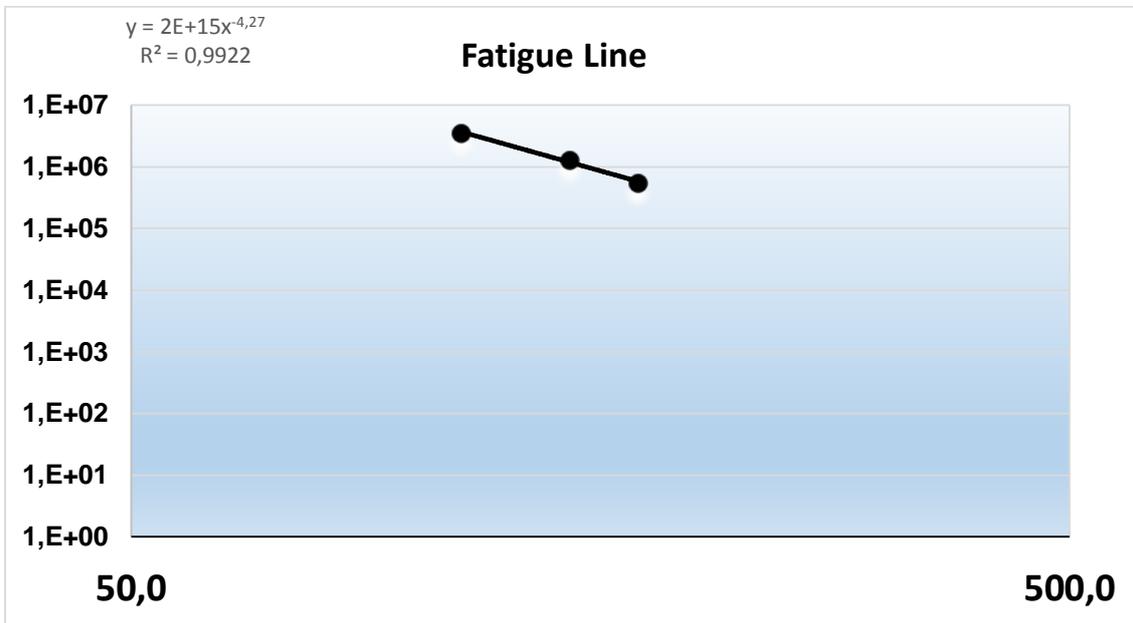


Tabla 2 Fatigue Line 150,739 microstrains at 1 million cycles

In addition, the test for the dynamic modulus in the AASHTO standard was completed, however erroneous results were obtained and a comparison was unable to be performed.

Conclusions

Up to now, the number of studies and use of perpetual pavements are not extensive, and mainly focused in the Unites States. Having read over many reports on the studies, it is clear that there is a variety of opinions and characteristic on perpetual pavements.

This end of year project focuses on the perpetual pavement that is composed by three layers, a conventiona surface layer, a high modulus intermediate layer and a flexible base.



The results of the fatigue testing were unexpected, since the intention was to attain a higher resistance. Changing the granular used and reducing the air voids, by varying the percentage of cement in the mix and reducing the percentage of the filler could correct this. Regardless, there was still a good outcome for the behaviour of fatigue.

The method used in this TFG shows that the rich bottom layer has good fatigue behaviour, as it has been studied in USA. In theory, the bottom later, together with a high modulus intermediate layer, would elongate the lifespan of our roads. It is important that the perpetual pavements continue to be studied and implemented since it has an economic benefit and could attain a lifespan of 50 years.