

000027 0992

T 00/15



Biblioteca Rector Gabriel Ferraté  
UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA



**UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA**

ESCOLA TÈCNICA SUPERIOR D'ENGINYERS DE CAMINS,  
CANALS Y PORTS DE BARCELONA



TESIS DOCTORAL

**Aseguramiento de la calidad de mezclas bituminosas  
mediante la aplicación del ensayo de tracción indirecta  
en el control de su ejecución**

Autor: **ADRIANA HAYDÉE MARTÍNEZ**

Director: **FÉLIX EDMUNDO PÉREZ JIMÉNEZ**

Barcelona, febrero de 2000.



## RESUMEN

Las mezclas bituminosas utilizadas en la ejecución de un firme deben conseguir determinadas características estructurales y funcionales requeridas en un pavimento flexible para garantizar su resistencia y durabilidad durante el período de diseño.

El control de calidad sobre el producto fabricado suele realizarse mediante el ensayo marshall, extrayendo una muestra de la planta asfáltica y determinando su resistencia a las deformaciones plásticas. Sin embargo, la calidad final del producto, es decir, de la mezcla extendida y compactada sólo se controla mediante la extracción de testigos para la determinación de su densidad y su comparación con la densidad Marshall patrón. Durante el proceso de transporte, extendido y ejecución pueden producirse fallos y deterioros, como escurrimiento del ligante, segregación del árido grueso o trituración del material, que pueden influir en la calidad final y que de este modo no se consideran ni se detectan.

Es por ello que se ha llevado a cabo un estudio sobre la aplicación del ensayo de tracción indirecta orientado a la búsqueda de una metodología de control de calidad de mezclas bituminosas que evalúe las características mecánicas de la mezcla y no sólo su compacidad. Este procedimiento tiene la ventaja de poder realizarse directamente sobre los testigos extraídos del firme para el control de densidades y por tanto no implica ninguna actuación adicional sobre el mismo.

Se ha aplicado este ensayo sobre testigos extraídos durante el control de ejecución de diferentes obras y también sobre probetas elaboradas en laboratorio, comparando los resultados y comprobando que el parámetro determinado, la resistencia a tracción indirecta, está correlacionado con la densidad y es capaz de evaluar a la mezcla con mayor sensibilidad que la acusada por la compacidad.

A través del análisis de toda esta información se ha establecido un criterio de aceptación de la mezcla bituminosa puesta en obra, basado en la recomendación de unos valores mínimos a conseguir en cada una de las mezclas estudiadas y en un factor de calidad en función de la diferencia entre la resistencia de la mezcla

fabricada y la conseguida tras su extensión y compactación en obra. Este criterio asegura el nivel de calidad para el que la mezcla ha sido diseñada y resuelve los conflictos que suelen presentarse durante su control con las técnicas actuales.

## AGRADECIMIENTOS

Quisiera agradecer a mi director de tesis, D. Félix Edmundo Pérez Jiménez, por haberme brindado la idea y la posibilidad de desarrollar este tema, por el tiempo que ha dedicado a transmitirme sus conocimientos y por su constante interés y preocupación por el avance de esta investigación.

A D. Rodrigo Miró Recasens por la valiosa colaboración que recibí de su parte durante la elaboración de este trabajo y por sus oportunos consejos.

A la empresa Gestió d'infraestructures S.A. (GISA), por la cooperación proporcionada para el desarrollo de esta tesis, enmarcada en el proyecto de investigación "Valoración y unificación de los procedimientos y criterios seguidos en la ejecución y control de las mezclas bituminosas" realizado por el Laboratorio de Caminos de la UPC.

A D. José Amorós Parras y D. Joan Pons Vila, personal del Laboratorio de Caminos de la E.T.S.E.C.C.P. de Barcelona, sin cuya ayuda no hubiese podido desarrollar la etapa experimental de la tesis.

Al personal de la E.T.S.E.C.C.P. de Barcelona, en particular a Dña. Elisenda Poch Iborra del Departamento de Infraestructura del Transporte y del Territorio, al personal del Centro de Cálculo y al del Servicio de Biblioteca por el marco académico y el apoyo logístico facilitados.

A la Universidad Nacional del Comahue (Argentina) por el financiamiento económico necesario para realizar este trabajo.

A todos mis compañeros de doctorado y especialmente a D. Saúl Castillo Aguilar y D. Jorge Cepeda Aldape, por brindarme su amistad y por las muchas horas compartidas en la UPC.

A mis familiares y amigos, por las palabras de ánimo y por sus demostraciones de afecto.

# ÍNDICE

<b>Capítulo 1: INTRODUCCIÓN</b>	<b>Página</b>
1.1. Planteamiento general del problema.....	1
1.2. Objetivos de la tesis.....	6

## **Capítulo 2: CARACTERIZACIÓN DE LA MEZCLA BITUMINOSA**

2.1. Mezclas bituminosas.....	8
2.2. Propiedades consideradas en el diseño de mezclas.....	10
2.2.1. Estabilidad.....	12
2.2.2. Durabilidad.....	13
2.2.3. Impermeabilidad.....	15
2.2.4. Trabajabilidad.....	15
2.2.5. Flexibilidad.....	16
2.2.6. Resistencia a la fatiga.....	16
2.2.7. Resistencia al deslizamiento.....	17
2.3. Ensayos sobre mezclas.....	19
2.4. Ensayos para determinar la resistencia a las deformaciones plásticas.....	20
2.4.1. Ensayo Hubbard-Field.....	21
2.4.2. Ensayo Marshall.....	22
2.4.3. Ensayo Hveem.....	24
2.4.4. Ensayos de indentación.....	26
2.4.5. Ensayo de máquina de pista.....	26
2.4.6. Ensayo de máquina giratoria.....	28
2.4.7. Compactador Giratorio Superpave.....	30
2.4.8. Ensayo triaxial dinámico.....	31
2.4.9. Ensayo de Corte Superpave.....	32
2.4.10. Ensayo de compresión simple del L.P.C.P.....	33
2.5. Ensayos para evaluar la resistencia a la fisuración.....	34

2.5.1. Cohesiómetro Hveem.....	34
2.5.2. Ensayo de tracción indirecta.....	35
2.6. Ensayos para la evaluación de la resistencia a la abrasión.....	35
2.6.1. Ensayo Cántabro de pérdida por desgaste.....	36
2.7. Ensayos para evaluar el comportamiento reológico de las mezclas.....	38
2.7.1. Ensayos desarrollados para determinar el módulo de una mezcla bituminosa.....	40
2.7.2. Nomograma Shell.....	41
2.8. Ensayos para la determinación de la resistencia al envejecimiento y a la desenvuelta.....	44
2.8.1. Ensayos del tipo “seco-húmedo”.....	45
2.8.2. Estudio del efecto del envejecimiento y la sensibilidad al agua del programa SHRP.....	45
2.9. Ensayos para evaluar la resistencia a la fisuración por fatiga.....	47
2.9.1. Ensayo de Tracción Indirecta.....	49

### **Capítulo 3: LA CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS**

3.1. Concepto de Calidad.....	51
3.2. La calidad en la construcción.....	53
3.3. El nuevo enfoque y las directivas de Unión Europea.....	56
3.3.1. Productos de la construcción.....	57
3.3.2. Construcción de carreteras. Mezclas bituminosas.....	59
3.4. Ejecución de las mezclas bituminosas. Controles de diseño, sobre el proceso y sobre el producto.....	63
3.4.1. La calidad en el diseño.....	64
3.4.1.1. Especificaciones sobre el producto.....	64
3.4.1.2. Especificaciones sobre los materiales.....	74
3.4.1.3. Dosificación.....	82
3.4.2. La calidad en la fabricación.....	84
3.4.3. La calidad en la puesta en obra.....	91
3.4.3.1. Transporte.....	91
3.4.3.2. Extensión.....	91

3.4.3.3. Compactación.....	92
3.5. Consideraciones finales.....	93

## **Capítulo 4: PROPUESTA DE APLICACIÓN DEL ENSAYO DE TRACCION INDIRECTA**

4.1. Propuesta de evaluación de las propiedades mecánicas.....	95
4.2. Descripción del ensayo de tracción indirecta.....	97
4.2.1. Distribución teórica de tensiones.....	99
4.2.2. Ecuaciones y observaciones.....	100
4.2.3. Normas de ensayo utilizadas.....	105
4.3. Estado del arte.....	105
4.3.1. Temperatura de ensayo.....	105
4.3.2. Correlación con el ensayo de compresión. Temperatura de ensayo y velocidad de carga.....	106
4.3.3. Temperatura de ensayo y contenido de betún.....	108
4.3.4. Temperatura de ensayo y tipo de ligante.....	109
4.3.5. Temperatura y energía de compactación.....	110
4.3.6. Sensibilidad a la acción del agua. Método de Lottman.....	111
4.3.7. Otros ensayos para evaluar el efecto del agua.....	113
4.3.8. Nuevos sistemas de medición.....	114
4.3.9. Proyecto BITUTEST.....	116
4.4. Consideraciones finales.....	117

## **Capítulo 5: APLICACION DEL ENSAYO DE TRACCION INDIRECTA**

5.1. Metodología de trabajo.....	119
5.2. Sensibilidad del ensayo.....	120
5.2.1. Variables de composición de la mezcla.....	122
5.2.1.1. Contenido de ligante.....	122
5.2.1.2. Tipo de betún.....	125



5.2.1.3. Naturaleza del árido.....	126
5.2.1.4. Granulometría del árido.....	127
5.2.1.5. Tamaño máximo del árido.....	128
5.2.2. Variables de elaboración de la probeta.....	131
5.2.2.1. Temperatura y energía de compactación.....	131
5.2.2.2. Altura de la probeta.....	134
5.2.2.3. Temperatura del molde.....	136
5.2.3. Variables de ejecución del ensayo.....	137
5.2.3.1. Temperatura de ensayo.....	137
5.2.3.2. Velocidad de carga.....	138
5.2.3.3. Inmersión de probetas en agua.....	140
5.3. Aplicación del ensayo sobre testigos.....	142
5.3.1. Relación entre la resistencia a tracción indirecta y la compacidad.....	142
5.3.2. Comparación entre las resistencias obtenidas con probetas elaboradas en laboratorio y testigos extraídos de obra.....	147
5.3.3. Análisis de los resultados de obra.....	149
5.4. Consideraciones finales.....	154

## **Capítulo 6: EVALUACIÓN DEL EFECTO PRODUCIDO POR LA FALTA DE CALIDAD EN LA EJECUCIÓN DE LAS CAPAS ASFÁLTICAS**

6.1. Planteamiento del análisis.....	155
6.2. Hipótesis de cálculo.....	156
6.3. Valores medios de módulo resiliente.....	157
6.4. Correlación entre módulo resiliente y resistencia a tracción indirecta.....	159
6.5. Estudio de un caso general.....	159
6.5.1. Sección estudiada.....	160
6.5.2. Hipótesis 1.....	161
6.5.3. Hipótesis 2.....	163
6.6. Cálculo de refuerzos.....	165
6.7. Estudio de un caso discriminado en capas.....	166

**Capítulo 7: DETERMINACION DE CRITERIOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD**

7.1. Limitaciones del control actual..... 169  
7.2. Control adicional propuesto..... 170  
    7.2.1. Determinación de valores medios..... 172  
    7.2.2. Determinación de un factor de calidad..... 173

**Capítulo 8: CONCLUSIONES..... 175**

**BIBLIOGRAFÍA..... 178**

**ANEXO**

- A1. Características de los materiales y las mezclas estudiadas
- A2. Resultados del ensayo de tracción indirecta en probetas
- A3. Resultados del ensayo de tracción indirecta en testigos
- A4. Resultados del ensayo de módulo resiliente en testigos
- A5. Resultados del análisis de fatiga

## CAPÍTULO 1

# INTRODUCCIÓN

### 1.1. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROBLEMA

La industria de la construcción ha sido el sector que más ha demorado en asimilar el nuevo concepto de la calidad y en aceptar su protagonismo en la competencia de la empresa mediante la aplicación de un sistema de aseguramiento de la calidad. Existe cierto convencimiento general al pensar que el control de calidad en la construcción resulta muchas veces insatisfactorio, pero también es importante reconocer que la construcción tiene características propias que dificultan la puesta en práctica de teorías modernas de control de calidad y es por ello que requiere una adaptación específica de las mismas.

En las obras de infraestructuras de transportes terrestres, estas características particulares que las diferencian de la producción en fábrica de un producto son, a grandes rasgos, la dificultad para definir ese producto, el carácter único de la obra y el estilo descentralizado de su organización. Por tanto, la concreción de sus proyectos demanda un proceso de aseguramiento de la calidad que tenga en cuenta estas diferencias, y para ello hace falta innovar y proponer métodos aplicables a las obras, a partir de principios brevemente enunciados en el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales.

Claro está que la puesta en marcha de un proceso de aseguramiento de la calidad no

se consigue solamente con la propuesta de nuevos métodos de trabajo, es necesaria una evolución en la mentalidad de quienes tienen la función de aplicarlos. El empresario debe actuar con mayor responsabilidad, organizándose para prevenir eventuales defectos, mejorando sus métodos de trabajo y procurando una relación de total transparencia entre el cliente y la empresa.

Desde el inicio de los años 80, los procesos de aplicación de estos sistemas sobre la obra, se han apoyado sobre elementos estandarizados de aseguramiento de la calidad descritos en las normas ISO 9000, aunque también está asistidos por las especificaciones técnicas contenidas en los pliegos de condiciones. En la década actual son muchas las empresas europeas que elaboran planes de aseguramiento de la calidad tendientes a la obtención de la certificación ISO 9000. También se advierte que los profesionales del sector han tomado consciencia sobre la necesidad de implementar estos procesos de modo integral, pues es necesario globalizar el sistema para aplicarlo tanto en las unidades operativas como en las industriales.

El aseguramiento de la calidad aplicado a unidades industriales, como plantas de producción de ligantes y plantas de elaboración de mezclas asfálticas ya es una práctica común. Una vez comprobadas las mejoras en su funcionamiento y en la relación cliente-proveedor, se han abandonado ciertos temores que ese enfoque provocaba hace una década. Pero aún quedan muchas etapas posteriores, sin características de fabricación industrial, que también deberían someterse a un método de controles que no sólo involucre su procedimiento de fabricación sino también su ejecución, para poder asegurar de esta manera la calidad del producto final.

En la construcción de una carretera, las mezclas asfálticas en caliente constituyen las capas con mayores exigencias dentro de la estructura del pavimento. Hay muchas fases involucradas y actividades diferentes que entran en el proceso de construcción de un pavimento de mezcla asfáltica en caliente. Su elaboración, colocación y terminación son procesos complicados, donde intervienen muchos factores que definirán la calidad final de la capa. Cuando resultado imposible aceptar una capa asfáltica porque no cumple con las especificaciones del proyecto, la empresa constructora sufrirá penalizaciones o deberá rehacer las tareas, aumentando de este modo los costos del producto.

Las mezclas bituminosas que forman estas capas se elaboran con áridos y ligante

asfáltico, que respetan prescripciones y dosificaciones determinadas con objeto de conseguir características estructurales y funcionales requeridas en un pavimento flexible para garantizar su durabilidad durante el período de diseño, y a la vez, ofrecer seguridad y comodidad al usuario del camino. Estas exigencias se consiguen a través de determinadas propiedades, como estabilidad, resistencia a las deformaciones plásticas, resistencia a la fatiga, impermeabilidad, que dependen de la dosificación y de las características de los materiales empleados.

El control de calidad del producto suele establecerse sobre la adhesividad y sobre la resistencia a las deformaciones plásticas (estabilidad marshall), ignorando otras propiedades que pueden resultar igualmente significativas en el comportamiento del material: módulo, abrasión, resistencia a la fatiga, etc.

Además, el control sobre la calidad de la mezcla suele realizarse sobre el material fabricado en planta, no sobre el producto una vez extendido y compactado en el firme. Durante el proceso de transporte, extendido y compactación pueden producirse fallos y deterioros, como escurrimiento del ligante, segregación del árido grueso, trituración del material mineral, etc., que pueden influir en la calidad del producto final y que de este modo no son considerados ni detectados.

El control que se realiza sobre el producto final se reduce normalmente al control de su compacidad, exigiéndose que la mezcla colocada alcance una densidad entre el 98 y el 100% de la de referencia, determinada en probetas fabricadas en la compactadora marshall con la mezcla utilizada.

En España y en la mayoría de los países latinoamericanos el control de calidad de las mezclas bituminosas suele aplicarse sobre:

- La composición de la mezcla, determinada mediante la realización de ensayo de extracción.
- La estabilidad y el contenido de huecos de la mezcla, verificado mediante la realización del ensayo marshall sobre el producto fabricado en planta. Para conocer la resistencia de la mezcla a la acción del agua, suelen realizarse ensayos de inmersión-compresión.
- La compacidad conseguida en la ejecución, mediante la extracción de testigos y la

comparación de su densidad con la marshall patrón.

Muchas veces se han detectado problemas mecánicos y resistentes en las mezclas colocadas, como baja cohesión, poca flexibilidad o una disminución del módulo, que no han sido detectados con los controles habituales. Esto significa que el producto final puede bajar su calidad, debido a variaciones en la mezcla, sin afectar a las características marshall ni a la densidad final de los testigos, quedando esta pérdida momentáneamente oculta y sin conocer sus causas.

Asimismo, en el momento de tomar la decisión de aceptar o rechazar la capa, empleando únicamente el control de densidades sobre el producto final, se desconoce su calidad mecánica y resistente. La evaluación de estas dos propiedades mediante algún tipo de ensayo permitiría estudiar el comportamiento del firme y de la capa construida, y analizar la posibilidad de su aceptación, penalización o rechazo, de acuerdo a la calidad obtenida.

El objetivo de esta tesis ha sido la búsqueda de una metodología de aseguramiento de la calidad de mezclas bituminosas que cubra ciertos aspectos de la puesta en obra que no son considerados por los procedimientos utilizados actualmente, y que pueden afectar el comportamiento en servicio del firme.

Para ello, se ha estudiado un procedimiento de control basado en la determinación de la resistencia a tracción indirecta de la mezcla colocada, según la NLT 346/90, a 5°C. Puesto que los ensayos pueden realizarse directamente sobre los testigos extraídos del firme para el control de densidades, no supone por tanto ninguna actuación suplementaria. También se ha complementado este análisis mediante la determinación del módulo resiliente, ensayando los testigos extraídos de la capa ejecutada a compresión diametral de modo dinámico, por el procedimiento descrito en la NLT 360/91.

Las características de este tipo de ensayo aplicado en el modo estático, rápido y sencillo, que no necesita equipamientos sofisticados más que una prensa estática, lo hacen propicio para utilizar en el control de calidad de las mezclas bituminosas durante la puesta en obra de las mismas.

En la rotura de estos testigos se obtiene una curva tensión-deformación, cuya área representa la energía de rotura del material, cuyo valor máximo indica su resistencia

máxima de rotura, y que están relacionadas con el comportamiento de la mezcla a fatiga. Para el control de la mezcla ejecutada, puede ser suficiente controlar la tensión máxima de rotura, indicador de su cohesión.

A la temperatura de 5°C a que se realiza el ensayo, la mezcla se comporta como un material rígido, y su resistencia máxima de rotura está relacionada con la compacidad de la mezcla, con la dureza de los áridos y con el porcentaje y calidad del mástico empleado, siendo estos factores los que determinan la calidad de la mezcla y la de su ejecución.

En esta tesis se presentan los resultados del estudio llevado a cabo en el Laboratorio de Caminos de la UPC sobre la aplicación del ensayo de tracción indirecta en el control de ejecución de las capas asfálticas. Se ha analizado en el laboratorio la sensibilidad del ensayo a la variación de la calidad y la cantidad de los componentes de la mezcla, así como las condiciones de elaboración.

Paralelamente se ha procedido a la rotura de los testigos provenientes de diferentes obras y se ha determinado para cada mezcla la relación compacidad-resistencia a tracción indirecta. Además, ha sido posible contrastar los resultados de testigos extraídos en obra y de probetas elaboradas en laboratorio.

También se han ensayado testigos de modo dinámico, para obtener sus módulos resilientes y correlacionarlos con su resistencia a rotura, con objeto de estudiar el efecto de la disminución de la calidad en la vida del firme.

Por último, a través del análisis de los resultados obtenidos, se han propuesto unos umbrales mínimos para la resistencia a tracción indirecta de las mezclas tipo denso, semidenso y grueso del Pliego de Prescripciones Técnicas Generales (PG-3/75) y un criterio comparativo de evaluación de la calidad de la mezcla extendida y compactada, con respecto a la fabricada en planta.

## 2.2. OBJETIVOS DE LA TESIS

Las limitaciones que presenta el actual procedimiento de aseguramiento de la calidad de las mezclas bituminosas en caliente, basado fundamentalmente en el control del proceso de elaboración y carente de una evaluación de la calidad mecánica y resistente del producto final, han sido los motivos para la investigación desarrollada en la presente tesis.

El objetivo general de la misma ha sido la elaboración de una propuesta de aseguramiento de la calidad de ejecución de mezclas bituminosas, complementario con el utilizado habitualmente, mediante la aplicación del ensayo de tracción indirecta a testigos extraídos de la capa terminada. Para alcanzar este propósito, se ha trabajado en etapas diferenciadas por los siguientes objetivos parciales:

### 1) Análisis del proceso de medida

Con objeto de evaluar la sensibilidad del ensayo de tracción indirecta, se ha analizado su respuesta al cambiar las variables más significativas de composición y elaboración de la mezcla, y las de ejecución del ensayo.

Para ello, se han ensayado a tracción indirecta, probetas elaboradas con mezclas densas, semidensas y gruesas según el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales (PG-3/75), variando las siguientes características:

- Composición de la mezcla: tipo y contenido de ligante, naturaleza de los áridos y del filler, composición granulométrica y tamaño máximo del árido.
- Elaboración de la probeta: temperatura y energía de compactación, espesor de la capa, temperatura del molde.
- Ejecución del ensayo: temperatura y velocidad de aplicación de carga, inmersión de probetas en agua.

### 2) Análisis de su aplicación en obra



Se han analizado los valores de resistencia a tracción indirecta obtenidos al ensayar testigos extraídos de diversas obras, elaborados con mezclas densas, semidensas y gruesas, a fin de estudiar la correlación entre este parámetro y la compacidad de los testigos. También se han comparado estos resultados con los obtenidos sobre las probetas fabricadas en laboratorio para cada tipo de mezcla.

### **3) Análisis del efecto de la disminución de la resistencia a tracción indirecta**

Se han analizado los resultados de módulo resiliente, obtenidos mediante el mismo ensayo de tracción indirecta pero con carga cíclica, sobre los testigos, y se ha correlacionado con los resultados de resistencia a tracción indirecta. A partir de esta relación se ha calculado y evaluado el efecto de la disminución de la resistencia a tracción indirecta de la mezcla sobre la vida del firme mediante métodos analíticos.

### **4) Propuesta de un procedimiento de aseguramiento de la calidad**

Con la información obtenida, se han establecido unos valores mínimos de resistencia a tracción indirecta que las mezclas deberán garantizar una vez compactadas, a la vez que se ha propuesto una expresión de un factor de calidad para evaluar la calidad del producto terminado en función de la calidad de la mezcla elaborada.

## CAPITULO 2

# CARACTERIZACIÓN DE LA MEZCLA BITUMINOSA

### 2.1. MEZCLAS BITUMINOSAS

Se entiende por mezcla bituminosa a la mezcla de áridos y un ligante hidrocarbonado, de tal manera que las partículas queden cubiertas por una película continua de este último. La mezcla se fabrica de forma mecánica en centrales fijas o móviles, luego se transporta a obra, donde se extiende y se compacta.

Dentro de los diversos tipos de mezclas bituminosas existentes en la actualidad, las fabricadas en caliente serán las estudiadas en esta tesis. Para su elaboración, es necesario calentar previamente los áridos y el ligante. Las operaciones de manejo, extendido y compactación también se realizan a temperaturas controladas y muy superiores a las del ambiente. Su aplicación es una de las más frecuentes en el ámbito vial, se utilizan en capas de rodadura, intermedias y de base y se caracterizan por:

- la calidad de los áridos (limpieza, resistencia mecánica)
- la viscosidad del ligante, que es betún puro o mejorado
- una granulometría con tolerancias muy estrictas
- la alta calidad en la mezcla (compacidad, homogeneidad, calidad de la envuelta)
- un mayor control durante su fabricación (separación de los áridos en varias fracciones, aportación de filler)
- su excelente comportamiento (estabilidad, durabilidad, tenacidad)

- su calidad como capa de rodadura (regularidad, textura, comodidad)

Según el porcentaje de huecos luego de la compactación, las mezclas se clasifican según la normativa española en cerradas, semicerradas, gruesas, abiertas y porosas o drenantes.

Mezclas densas y semidensas: de acuerdo a la normalización española tienen un porcentaje de huecos que varía entre el 3 y el 9%, dependiendo de la categoría de tráfico pesado que soporte la capa y de la ubicación de la misma en el firme. Son las más empleadas en capas de rodadura, puesto que su bajo porcentaje de huecos – de un 3 a un 6% en este caso - las vuelve casi impermeables.

Mezclas gruesas: se diferencian de las anteriores en la granulometría un poco más abierta, en el menor contenido de filler y de ligante. No son tan impermeables como las cerradas y por lo tanto no se aplican en capas de rodadura sino en las intermedias y de base.

Mezclas abiertas: su porcentaje de huecos supera el 12%, la estructura formada adquiere resistencia por rozamiento interno.

Mezclas porosas o drenantes: su porcentaje de huecos es mayor del 20%, tienen de este modo una gran permeabilidad, permiten evacuar el agua de lluvia rápidamente al utilizarlas como capa de rodadura. Difieren de las mezclas cerradas en que su granulometría está formada por un bajo contenido de árido fino para alcanzar tanta porosidad y suelen utilizarse betunes modificados para proporcionar mayor durabilidad.

Tanto las mezclas abiertas como porosas tienen características y comportamiento muy diferentes a las cerradas y semicerradas, y en consecuencia necesitan otros métodos de dosificación y ensayos, por lo que su estudio no se incluye en este trabajo.

## **2.2. PROPIEDADES CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE MEZCLAS**

El diseño de una mezcla asfáltica consiste, de un modo muy general, en seleccionar el tipo y la granulometría de los áridos a utilizar, más el tipo y el contenido de ligante, de manera tal que se cumplan los requerimientos específicos del proyecto para obtener las propiedades pretendidas en una mezcla.

La selección apropiada de los componentes de la mezcla y sus proporciones requiere un conocimiento de las propiedades más significativas y las características del comportamiento de las mezclas bituminosas, así como el efecto que puedan causarle sus componentes.

Por tanto, se entiende por diseño al proceso de selección de los componentes que intervienen en una mezcla de tal modo de lograr un balance deseado en estas propiedades. También debe considerarse que esta selección estará influenciada por la sección estructural del firme, es decir que la función de la capa bituminosa puede variar, por lo que siempre deberá tenerse en cuenta que el diseño de mezcla y el diseño estructural están relacionados de modo interactivo.

En la tabla 2.1 Monismith, Finn y Vallerga [42] han resumido una lista de las propiedades de la mezcla que deben considerarse en el diseño, con los factores que pueden influir en ellas y que se describen a continuación.

PROPIEDAD	DEFINICIÓN	VARIABLES QUE PUEDEN INFLUIR
<b>RIGIDEZ</b>	Relación entre tensión y deformación a una temperatura y tiempo de carga dados	Granulometría del árido Rigidez del betún Grado de compactación Sensibilidad al agua Contenido del betún
<b>ESTABILIDAD</b>	Resistencia a la deformación permanente (generalmente a altas temperaturas y largos períodos de aplicación de carga)	Textura superficial del árido Granulometría del árido Rigidez del betún Contenido de betún Grado de compactación Sensibilidad al agua
<b>DURABILIDAD</b>	Resistencia a los efectos climáticos (aire y agua) y a la acción abrasiva del tráfico	Contenido de betún Naturaleza del betún Granulometría del árido Grado de compactación Sensibilidad al agua
<b>RESISTENCIA A LA FATIGA</b>	Habilidad de la mezcla a flexionar repetidamente sin romperse	Granulometría del árido Contenido de betún Grado de compactación Rigidez del betún Sensibilidad al agua
<b>RESISTENCIA A LA FISURACION</b>	Resistencia de la mezcla a la fisuración por tensiones de tracción	Granulometría del árido Tipo de árido Contenido de betún Grado de compactación Rigidez del betún Sensibilidad al agua
<b>RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO</b>	Capacidad de la mezcla para proveer un adecuado coeficiente de fricción entre el neumático y el pavimento bajo condiciones húmedas	Textura y resistencia al pulimento del árido Granulometría del árido Contenido de betún
<b>PERMEABILIDAD</b>	Capacidad del aire, agua o vapor de agua para moverse dentro y a través de la mezcla	Granulometría del árido Contenido de betún Grado de compactación

Tabla 2.1: Propiedades de la mezcla bituminosa

### 2.2.1. Estabilidad:

La estabilidad es la capacidad para resistir las tensiones que provocarán las cargas del tráfico sin deformarse. Si un pavimento es estable, quiere decir que es capaz de mantener su forma y lisura bajo cargas repetidas, si es inestable desarrolla ahuellamientos (roderas), ondulaciones y otros defectos que indican cambios en la mezcla.

La resistencia a la deformación es una propiedad compleja y depende principalmente de la fricción y la cohesión interna de la mezcla. La fricción interna entre partículas de árido se relaciona con características del árido tales como forma y textura superficial. La cohesión es el resultado de la capacidad aglomerante del betún. Esta combinación de fricción y cohesión interna evita que las partículas de árido se desplacen unas respecto a otras debido a las fuerzas ejercidas por el tráfico. En consecuencia, cuanto más angular sea la forma de las partículas y más áspera su textura superficial, más alta será la estabilidad de la mezcla. En cuanto a la cohesión, ésta aumenta con aumentos de la viscosidad del betún o descenso de la temperatura del pavimento. Con respecto al contenido de betún de la mezcla, existe un nivel hasta el cual la cohesión aumenta y luego la película de betún es demasiado gruesa y provoca pérdidas de fricción entre partículas.

Las cargas que pasarán sobre el firme, cuando la mezcla no sea suficientemente estable, le causarán deformaciones plásticas notables, que serán incrementadas cuando disminuya la velocidad de aplicación de aquellas y aumente la temperatura, debido a su comportamiento viscoelastoplástico. Por lo general se producen roderas o deformaciones plásticas longitudinales y resaltos transversales en zonas donde los esfuerzos tangenciales son muy fuertes.

Los requisitos de estabilidad sólo pueden establecerse después de un análisis completo del tráfico y de las condiciones climatológicas a que estará sometida la mezcla, debido a que las especificaciones de estabilidad deben ser lo suficientemente altas para soportar adecuadamente el tráfico esperado a la temperatura de servicio.

El Instituto del Asfalto de USA plantea las siguientes causas y efectos relacionados con la baja estabilidad [3] en la tabla 2.2:

ESTABILIDAD BAJA	
Causa	Efecto
Exceso de betún en la mezcla	Ondulaciones, ahuellamientos y exudación
Exceso de arena de tamaño medio en la mezcla	Baja resistencia, arrollamientos y dificultad para la compactación
Árido redondeado con pocas o ninguna cara de fractura	Ahuellamiento

Tabla 2.2: Causas y efectos relacionados con la baja estabilidad según Asphalt Institute

### 2.2.2. Durabilidad:

Es la habilidad del pavimento para resistir deterioros diversos tales como baches, fisuras, peladuras, etc., provocados por la acción del tráfico u otras agresiones externas, como la radiación solar, la oxidación del ligante producida por el aire y el agua, el efecto de la helada, la utilización de sales fundentes, el derrame de aceites y combustibles, etc.

El envejecimiento de las mezclas bituminosas se manifiesta por microfisuras, pérdidas de mortero, desenvuelta del árido grueso, etc. Es considerado un fenómeno muy complejo, por un lado debido a la variedad de causas que lo provocan y por otro a la dificultad para definir los procesos de tipo físico-químico que se producen. Algunos de estos procesos son irreversibles, otros pueden detenerse o minimizarse mediante el empleo de rejuvenecedores que actúan sobre el ligante de la mezcla devolviéndole sus características reológicas iniciales.

También se puede mejorar la durabilidad de una mezcla utilizando la mayor cantidad de betún posible, usando una granulometría densa de árido resistente a la separación (buena adhesividad árido-ligante) y compactando la mezcla para obtener la máxima impermeabilidad. Al aumentar el espesor de la película de betún se consigue que no envejezca tan rápido, y al disminuir el porcentaje de vacíos interconectados disminuye la penetración del aire y del agua. La granulometría densa también aumenta la impermeabilidad de la mezcla y la buena adhesividad árido-ligante permite soportar la acción de las cargas y del agua, que tienden a separar la película de betún de las

partículas de árido. Según el Instituto del Asfalto, algunos motivos de poca durabilidad se pueden resumir como la tabla 2.3:

POCA DURABILIDAD	
Causas	Efectos
Bajo contenido de betún	Endurecimiento rápido del betún y desintegración por pérdida del árido
Alto contenido de vacíos debido al diseño o a la falta de compactación	Endurecimiento temprano del betún seguido por agrietamiento o desintegración
Áridos susceptibles al agua (hidrófilos)	Desprendimiento de la película de betún, dejando un pavimento desgastado o desintegrado

Tabla 2.3: Causas y efectos referidos a poca durabilidad

La opción de impermeabilizar una mezcla mediante la mayor cantidad de betún posible se opone a la búsqueda de estabilidad, pues un exceso de ligante puede representar una amenaza de ondulaciones y roderas. Monismith, Finn y Vallergera esquematizan el balance entre estabilidad y durabilidad para la selección del contenido óptimo de ligante, según se puede observar en la figura 2.1 [42].

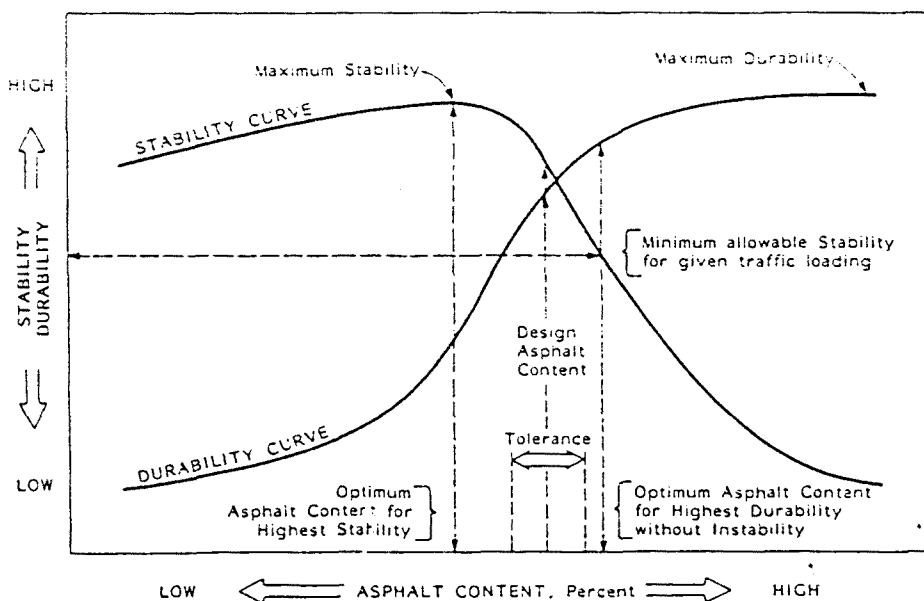


Figura 2.1: Relación estabilidad-durabilidad de una mezcla bituminosa ilustrando el criterio de selección del contenido de ligante



### 2.2.3. Impermeabilidad:

Es la resistencia al paso del aire y agua hacia su interior. Esta propiedad se relaciona con el contenido de huecos de la mezcla compactada, aunque el grado de impermeabilidad está determinado por el tamaño de los huecos y por el acceso que tienen a la superficie del pavimento. De todos modos siempre se acepta que una mezcla tenga un cierto grado de permeabilidad, que esté dentro de límites especificados.

Nuevamente el Asphalt Institute presenta la tabla 2.4 de causas y efectos:

MEZCLA DEMASIADO PERMEABLE	
Causa	Efectos
Bajo contenido de betún	Las películas delgadas de betún causarán un envejecimiento temprano y una desintegración de la mezcla
Alto contenido de vacíos	El agua y el aire pueden entrar fácilmente en el firme, causando oxidación y desintegración de la mezcla
Compactación inadecuada	El contenido de vacíos es alto, y así permite el paso del agua

Tabla 2.4: Causas y efectos relacionados con la permeabilidad

### 2.2.4. Trabajabilidad:

Es la facilidad con que una mezcla puede ser extendida y compactada, que puede conseguirse modificando el tipo de árido y su granulometría.

La tendencia a segregarse de una mezcla gruesa puede atenuarse mediante el añadido de un árido fino (arena de tamaño mediano, árido liso y redondeado) o mayor contenido de betún, cuidando que también se verifiquen los criterios de contenido de huecos y estabilidad.

El exceso de relleno mineral puede afectar la trabajabilidad de la mezcla, al darle demasiada viscosidad, complicando su compactación. Por otro lado, una mezcla muy trabajable puede resultar demasiado inestable para ser colocada y compactada correctamente.

En menor medida también puede afectar el betún, puesto que una temperatura demasiado baja en la mezcla afectará la viscosidad del betún y volverá a la mezcla poco trabajable. También el tipo y porcentaje de betún también pueden influir en esta propiedad.

Según el Asphalt Institute, tabla 2.5, la mala trabajabilidad puede deberse a:

MALA TRABAJABILIDAD	
Causa	Efectos
Tamaño máximo de partícula grande	Dificultad para colocar
Exceso de árido grueso	Dificultad para compactar
Temperatura muy baja de mezcla	Dificultad para compactar, árido sin recubrir, mezcla poco durable
Exceso de arena de tamaño medio	Mezcla que se desplaza, muy blanda
Bajo contenido de relleno mineral	Mezcla blanda, muy permeable
Alto contenido de relleno mineral	Mezcla muy viscosa, difícil de manejar, poco durable

Tabla 2.5: Causas y efectos relacionados con las mala trabajabilidad

### 2.2.5. Flexibilidad:

Es la capacidad de un pavimento para acomodarse a movimientos de la estructura, debido a asentamientos de la explanada por ejemplo, sin romperse.

Comúnmente, una mezcla de granulometría abierta con alto contenido de ligante es más flexible que una mezcla densa con bajo contenido de ligante, probablemente se deberá equilibrar este requisito con el de estabilidad.

### 2.2.6. Resistencia a la fatiga:

Es la resistencia a la flexión bajo las cargas repetidas del tráfico; manifestada por una pérdida de rigidez y posteriormente por una fisuración generalizada conocida como piel de cocodrilo. Este deterioro se debe al comportamiento fundamentalmente elástico de las mezclas cuando las cargas pasan a velocidades elevadas y a bajas temperaturas. Estas cargas - normalmente muy inferiores a la de rotura - producen un agotamiento progresivo por fatiga del material.

Entre los factores que pueden influir en la resistencia a la fatiga de la mezcla está la porosidad, cuando el porcentaje de huecos de una mezcla aumenta, ya sea por diseño o por falta de compactación, la resistencia a la fatiga del pavimento disminuye. También bajará esta resistencia si el betún ha envejecido considerablemente. Una capa de gran espesor sobre una explanada resistente será más resistente que una capa delgada sobre una explanada mala.

Se pueden apreciar algunos motivos de poca resistencia a la fatiga en la tabla 2.6, que ilustra el Asphalt Institute:

MALA RESISTENCIA A LA FATIGA	
Causas	Efectos
Bajo contenido de betún	Agrietamiento por fatiga
Alto contenido de vacíos	Envejecimiento temprano del betún, seguido por agrietamiento por fatiga
Falta de compactación	Envejecimiento temprano del betún, seguido por agrietamiento por fatiga
Espesor insuficiente de capas	Flexión excesiva seguida por agrietamiento por fatiga

Tabla 2.6: Causas y efectos relacionados con la poca resistencia a la fatiga

### 2.2.7. Resistencia al deslizamiento

Es la capacidad de una superficie para atenuar el deslizamiento de las ruedas de los vehículos, especialmente cuando esa superficie está mojada. El neumático debe mantenerse en contacto con el pavimento en lugar de rodar sobre la película de agua, fenómeno conocido como hidropneumático.

Es evidente que una superficie áspera y rugosa tendrá mayor resistencia al deslizamiento que una superficie lisa, y para obtener estas características hay que evaluar la textura del árido y su resistencia al pulimento así como de la granulometría de la mezcla.

También es importante considerar que una mezcla con exceso de betún o una mezcla inestable, puede deformarse demasiado y provocar exudación ocasionando problemas de deslizamiento.

La tabla 2.7 propuesta por el Asphalt Institute permite ver algunos casos de poca resistencia al deslizamiento.

POCA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO	
Causas	Efectos
Exceso de betún	Exudación, poca resistencia al deslizamiento
Árido mal graduado o con mala textura	Pavimento liso, posibilidad de hidropilado
Árido pulido en la mezcla	Poca resistencia al deslizamiento

Tabla 2.7: Causas y efectos relacionados con la poca resistencia al deslizamiento

### 2.3. ENSAYOS SOBRE MEZCLAS

La elección de los ensayos adecuados para evaluar las propiedades de una mezcla bituminosa no resulta una tarea sencilla. Al respecto, Kennedy, White y Epps [29] han resumido un ensayo “ideal” como aquel que reúna las siguientes características:

- capaz de evaluar tantas propiedades de la mezcla como sea posible
- que la geometría del ensayo, condiciones de carga y preparación de la probeta representen las condiciones reales de obra
- simple y fácil de ejecutar, con resultados reproducibles y de fácil interpretación
- aplicable al diseño de la mezcla y al control de su construcción
- capaz de establecer límites de aceptación y rechazo
- capaz de ofrecer criterios basados en una correlación con la ejecución en obra

La realidad es que no existe un sólo ensayo con estas cualidades y, por lo tanto, el ingeniero debe seleccionar una serie de ensayos para definir adecuadamente las propiedades de las mezclas asfálticas.

Dentro de los ensayos utilizados, muchos son empíricos y se aceptan a través de comparaciones entre los resultados con ellos obtenidos y la experiencia de obra. Presentan el inconveniente que el modo de sollicitación es muy diferente del existente en el firme y no permiten determinar una característica intrínseca del material.

Estos ensayos empíricos pueden proveer importante información siempre y cuando se respeten los límites y criterios utilizados al interpretar los resultados, es decir, es muy importante tener en cuenta en la aplicación de estos ensayos su campo de validez. Sólo pueden aplicarse a la caracterización de mezclas cuando experimentalmente se haya comprobado una buena correlación entre los resultados obtenidos en laboratorio y su comportamiento real en el firme.

También existen los ensayos de simulación, que intentan reproducir en laboratorio las sollicitaciones que producen el fallo en el firme, del modo más aproximado posible. Algunas veces estos ensayos presentan los perjuicios de los efectos de escala, que invalidan la extrapolación de sus resultados en el momento de la aplicación.

El tercer grupo de ensayos desarrollados lo constituyen los ensayos de determinación, que intentan caracterizar mejor a las mezclas y obtener sus propiedades básicas midiendo parámetros que definen su comportamiento bajo carga (módulos) y sus leyes de rotura. Mediante el empleo de modelos teóricos, basados en estos parámetros, es posible estimar el número de aplicaciones que podrá soportar la mezcla antes que se produzca su fallo por fatiga o por excesiva deformación plástica.

Es importante reconocer que estos ensayos de determinación resultan más complejos y sofisticados que los descritos anteriormente, por lo que no suelen utilizarse en un proceso de dosificación de mezclas, pero permiten aproximarse un poco más al comportamiento real de la mezcla en el firme. Sin embargo, no invalidan el empleo de los otros tipos de ensayos, por el contrario, han sido útiles para confirmar la validez y los límites de su aplicación.

En todos los ensayos es fundamental que las condiciones de los mismos estén referidas al rango de temperaturas y sollicitaciones que experimentará la mezcla en el pavimento durante su vida de servicio.

#### **2.4. ENSAYOS PARA DETERMINAR LA RESISTENCIA A LAS DEFORMACIONES PLASTICAS**

Estos ensayos son los comúnmente utilizados para la dosificación de mezclas bituminosas, pues la resistencia a las deformaciones plásticas suele ser la propiedad que más preocupa, y es por ello que se ha avanzado notablemente en esta campo.

La estabilidad se suele evaluar mediante ensayos de base fundamentalmente empírica. Los ensayos más conocidos y utilizados son el ensayo Marshall, el Hubbard-Field, el Hveem, el Duriez, etc. En todos los ensayos las probetas de mezcla bituminosa se llevan hasta rotura mediante una sollicitación típica de cada ensayo, y la carga de rotura es lo que se denomina estabilidad de esa mezcla.

También se utilizan ensayos de simulación, como el de la máquina de pista, o el de máquina giratoria, que sólo evalúa la deformación de la mezcla bajo determinadas

condiciones de carga y temperatura. Y por último se describe un ensayo de determinación, el triaxial dinámico.

#### **2.4.1. Ensayo Hubbard-Field**

Fue uno de los primeros ensayos desarrollados en los Estados Unidos para estudiar el efecto de las cargas transmitidas a través de las llantas de los vehículos utilizados a principios de siglo. Se recomienda para el estudio de morteros aunque también existe un ensayo modificado aplicable a mezclas gruesas.

Este ensayo consiste en fabricar probetas cilíndricas de tamaño normalizado, 25,4 mm de altura y 50,8 mm de diámetro, compactadas estáticamente en una prensa. Las mezclas ensayadas con este molde no deben superar un tamaño máximo de partícula de 16 mm. Molde y probeta se colocan encima de un anillo de menor diámetro y se aplica la carga en la cara superior de la probeta a una velocidad de 1 mm/s. Se registra el esfuerzo máximo durante la extrusión de la probeta y este valor es el que se toma para definir la estabilidad Hubbard-Field.

La normativa norteamericana especifica que la estabilidad debe superar las 2000 libras (890 kg) – a partir de este valor la experiencia demuestra que no aparecen deformaciones permanentes apreciables para el tráfico pesado – mientras que limita el porcentaje de huecos en un máximo del 5% y un mínimo del 2%.

Este ensayo se realiza a 60°C en los Estados Unidos, pero en Francia, el ensayo según el L.C.P.C. se realiza a una temperatura de 18°C y la velocidad de deformación de 1,56 mm/s. Las probetas se ensayan en seco y después de inmersión en agua a 18°C durante 7 días. En general se da la relación de resistencia antes y después de la inmersión. También se determina la densidad de las probetas y el porcentaje de huecos.

En la figura 2.2 se puede apreciar la probeta colocada sobre el anillo de extrusión de menor diámetro y preparada para ser ensayada mediante una carga aplicada por el pistón. A la izquierda se observa un esquema de la variación de carga medida en el ensayo.

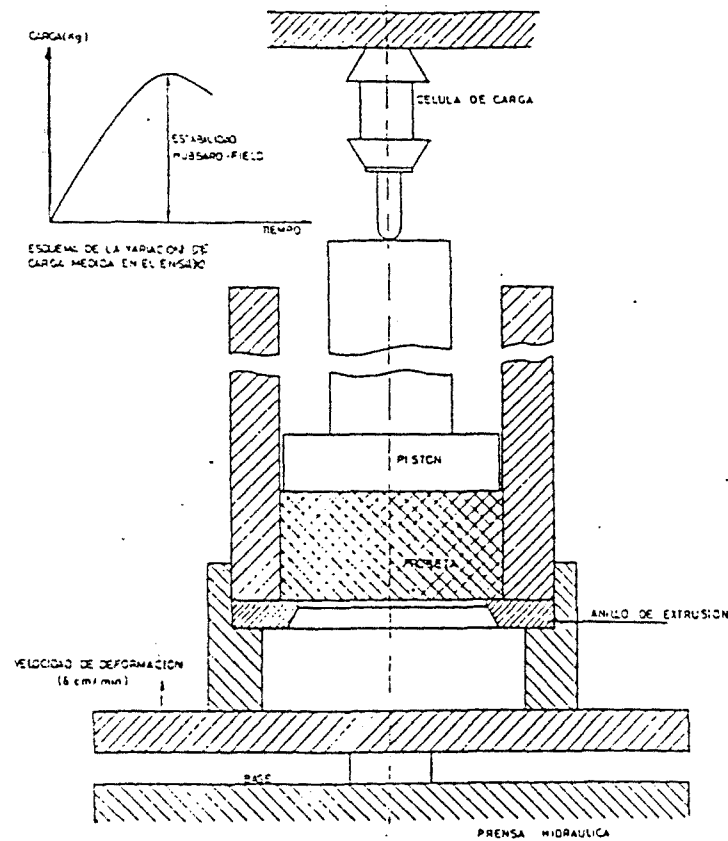


Figura 2.2: Ensayo Hubbard-Field

### 2.4.2. Ensayo Marshall

El concepto del Método de diseño de mezclas de pavimentación fue desarrollado por Bruce Marshall en el Departamento de Carreteras del Estado de Mississippi, Estados Unidos. En su forma actual, este ensayo surgió de una investigación iniciada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos en 1943 en búsqueda de un método de diseño y control de pistas de aeropuertos durante la Segunda Guerra Mundial.

Varios métodos para el control y el diseño de mezclas fueron comparados y evaluados para desarrollar un método simple. El Cuerpo de Ingenieros decidió adoptar el Método Marshall debido en parte a que utilizaba un equipo de fácil manejo, portátil y que podía usarse rápidamente en obra. Otro motivo era que el método medía propiedades asfálticas similares a las que medía el equipo Hubbard-Field.



Se realizaron muchos tramos de prueba usando tráfico simulado para determinar el comportamiento de las mezclas variando su composición y para establecer la energía de compactación necesaria al fabricar las probetas con densidad similar a la obtenida en obra.

El propósito del Método de dosificación Marshall es determinar el contenido óptimo de betún para una combinación específica de áridos, y se basa en un ensayo mecánico que consiste en romper probetas cilíndricas de 101,6 mm de diámetro por 63,5 mm de altura, compactadas mediante un martillo de peso y altura de caída normalizados, y precalentadas a 60° C, mediante la aplicación de una carga vertical a través de una mordaza perimetral y a una velocidad de deformación constante de 50,8 mm/min. El método establece densidades y contenidos óptimos de vacío que deben ser cumplidos durante la construcción del pavimento.

Es importante reconocer que este ensayo es uno de los más conocidos y utilizados, tanto para la dosificación de mezclas bituminosas como para su control en planta, mediante la verificación de los parámetros de diseño tomando una muestra de la planta.

En España este ensayo se emplea en la formulación de mezclas densas, semidensas y gruesas. No se aplica en mezclas abiertas pues resulta insensible para detectar el efecto que el ligante tiene sobre el comportamiento de la mezcla, no es adecuado para la caracterización de mezclas de elevado ángulo de rozamiento interno y mástico poco consistente.

El estudio de las deformaciones plásticas suele completarse en España con el ensayo de máquina de pista y máquina giratoria, que presentan mayor sensibilidad y pueden considerar el efecto de la postcompactación producida por el tráfico, fenómeno que puede afectar a la estabilidad al aumentar el porcentaje de huecos rellenos por el ligante.

En la figura 2.3 se observa un simple esquema de la probeta rodeada por las mordazas a través de las cuales se aplica la carga hasta la rotura.

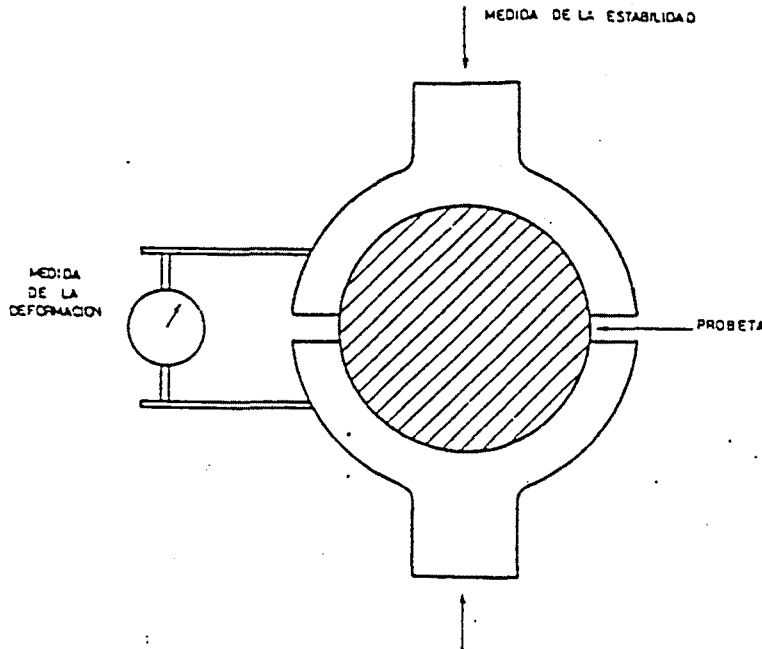


Figura 2.3: Ensayo Marshall

### 2.4.3. Ensayo Hveem

Los conceptos del método de dosificación Hveem fueron desarrollados por Francis Hveem, Ingeniero de Materiales del Departamento de Carreteras de California, Estados Unidos, en 1940. Abarca la determinación de un contenido aproximado de betún por medio del ensayo Equivalente Centrifugo de Kerosene, luego un ensayo de estabilidad Hveem de probetas y uno de expansión sobre probetas expuestas al agua para determinar el efecto del agua al cambio de volumen y a la permeabilidad de la probeta.

Hveem desarrolló el estabilómetro, un triaxial especial que utiliza probetas de 101,6 mm de diámetro y 63,5 mm de altura, preparadas con ayuda de un compactador especial, el "kneading compactor" o compactador por amasado. Figura 2.4. Las probetas se mantienen a 60°C antes del ensayo, se aplica una carga vertical de 2.280 kg, luego se reduce hasta 456 kg y se mide el número de vueltas de la bomba manual para alcanzar una presión lateral de 7 kg/cm<sup>2</sup>, determinando la estabilidad Hveem según la ecuación que relaciona estos parámetros. Ecuación 2.1 [60].

$$S = \frac{22,2}{[P_h \cdot D / (P_v - P_h)] + 0,222} \quad (2.1)$$

Donde:

S: estabilidad Hveem (%)

Pv: presión vertical (kg/cm<sup>2</sup>)

Ph: presión horizontal (kg/cm<sup>2</sup>)

D: número de vueltas de la bomba manual

El valor resultante se basa en la idea de que una mezcla bituminosa tiene propiedades que oscilan entre un líquido y un sólido rígido. El valor de estabilidad se obtiene de una escala arbitraria que va de 0 a 100, correspondiendo el 0 a un líquido que no presenta resistencia interna a cargas lentamente aplicadas, el 100 a un sólido hipotético que transmite bajo cierta carga vertical una presión lateral que no puede registrarse. En las mezclas bituminosas los valores de la estabilidad Hveem están comprendidos entre 20 y 40 [3; 60].

El ensayo en el estabilómetro no se continúa hasta la rotura y la misma probeta se usa para determinar la cohesión en el "cohesiómetro", otro aparato desarrollado por Hveem mediante un ensayo que aplica tracción directa por flexión a 60° C.

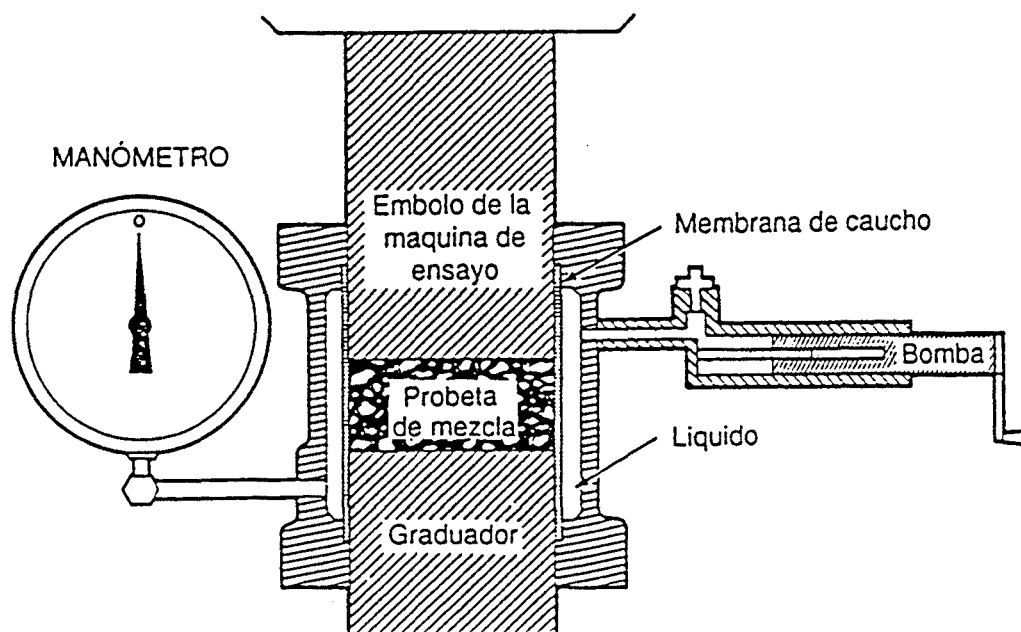


Figura 2.4: Ensayo Hveem

El procedimiento de diseño basado en este ensayo continúa siendo el principal método usado en California. Sin embargo tiene el inconveniente de la gran complejidad y necesita un compactador pesado y costoso. Por otro lado, el estabilómetro se basa en principios menos empíricos que el ensayo Marshall y se aplica tanto en mezclas bituminosas como en suelos.

#### 2.4.4. Ensayos de indentación

El más representativo dentro de este grupo es el penetrómetro de cono y se aplica a la dosificación de morteros bituminosos. La estabilidad de una mezcla se determina midiendo la huella dejada por un cono en la superficie de la muestra luego de aplicar una carga durante tres minutos y a una temperatura de 18°C y se calcula según la ecuación 2.2:

$$S = P / \pi e^2 \quad (2.2)$$

Donde:

S: estabilidad

P: carga aplicada

e: penetración en cm

#### 2.4.5. Ensayo de máquina de pista

Los resultados obtenidos en laboratorio mediante el empleo de la máquina de pista han correlacionado muy bien con el comportamiento de mezclas densas y semidensas en el firme, y es por ello que utiliza cuando se pretende proyectar una mezcla resistente a las deformaciones plásticas.

En España este ensayo se realiza con una rueda de 200 mm de diámetro y 50 mm de ancho, cargada, transmitiendo una presión de 9 kg/cm<sup>2</sup>, que rueda sobre una placa de mezcla y se desplaza con un movimiento alternativo. La temperatura es de 60° C y el valor que se registra es la profundidad de la rodera con el paso del tiempo o la

velocidad de deformación al final del ensayo. El tiempo de ensayo suele ser de 120 minutos en España. Figuras 2.5 y 2.6.

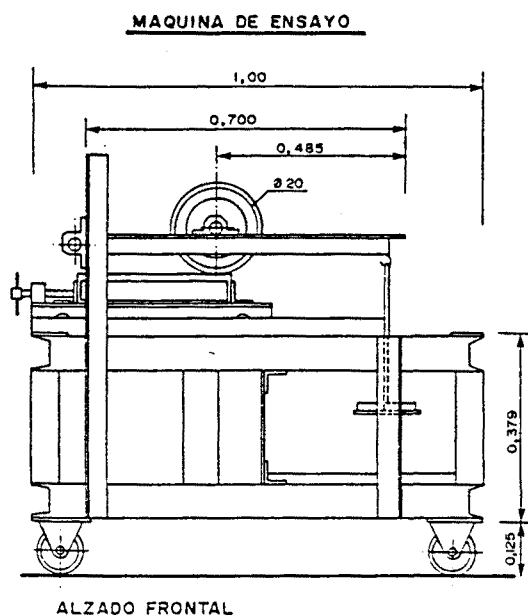


Figura 2.5: Ensayo de máquina de pista

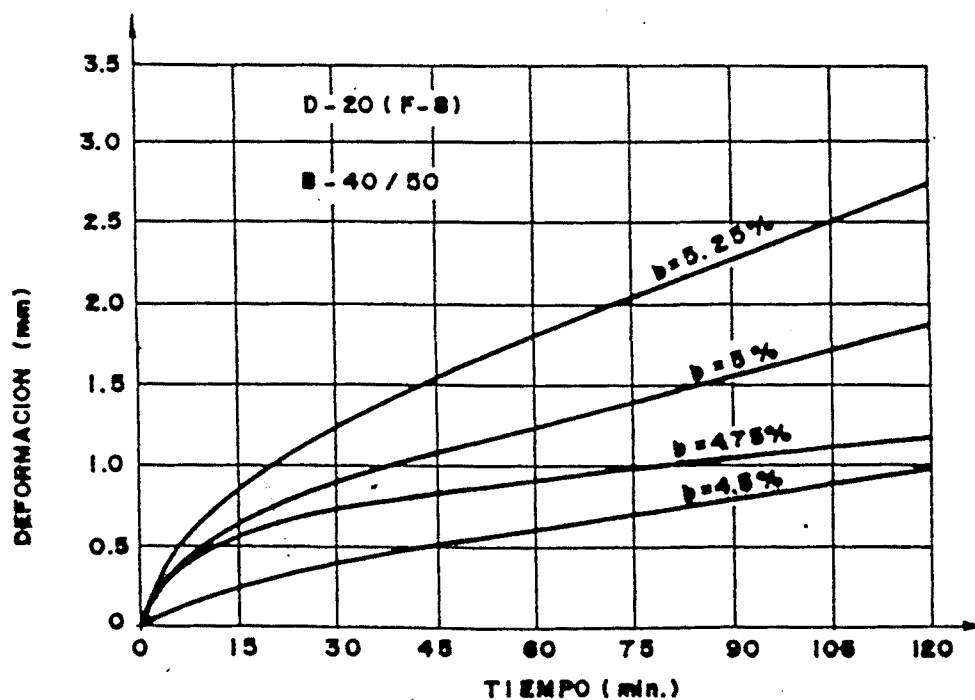


Figura 2.6: Ensayo de máquina de pista. Influencia del contenido de ligante (Lab. Caminos Madrid)

### 2.4.6. Ensayo de máquina giratoria

La máquina giratoria pretende reproducir en el laboratorio el efecto de amasado y postcompactación del tráfico. Para ello, una probeta de dimensiones Marshall es sometida a una presión axial de  $1 \text{ kg/cm}^2$  se coloca en un molde cilíndrico, manteniendo fija su base inferior y haciendo describir un círculo a la base superior. Figuras 2.7 y 2.8.

Los valores registrados son la reducción de altura de la probeta y el esfuerzo necesario para conseguir este movimiento giratorio, la estabilidad giratoria y el ángulo que forma el eje del cilindro con la vertical, ángulo giratorio.

El efecto de la postcompactación se manifiesta mediante un descenso de la estabilidad giratoria y un aumento del ángulo giratorio. Figuras 2.9 y 2.10.

Este ensayo, igual que el de la máquina de pista, complementa el empleo del ensayo Marshall en el proyecto de una mezcla, con objeto de verificar que sus deformaciones plásticas no sean excesivas. El ensayo de máquina giratoria permite detectar un exceso de ligante en mezclas densas y semidensas. En cambio, no es conveniente para aplicarlo a mezclas abiertas por resultar insensible a la variación del contenido de ligante.

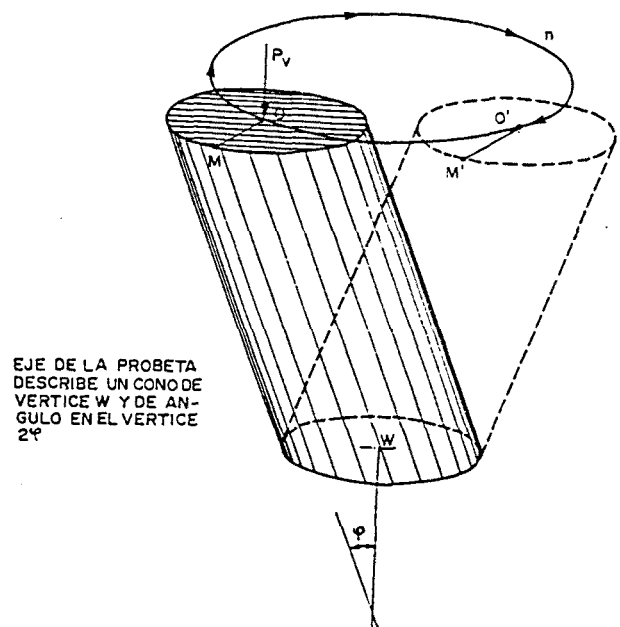
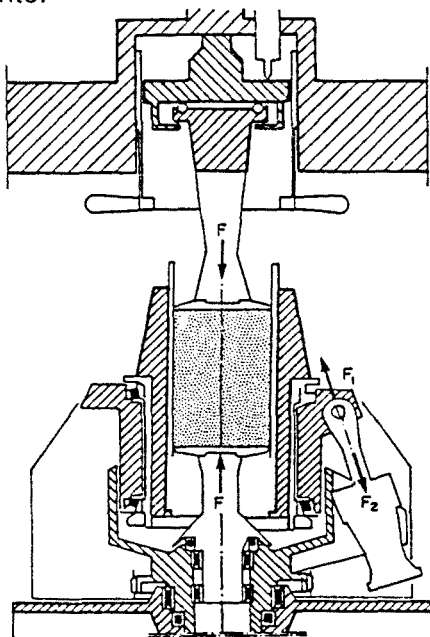


Figura 2.7: Ensayo de máquina giratoria      Figura 2.8: Esquema de funcionamiento

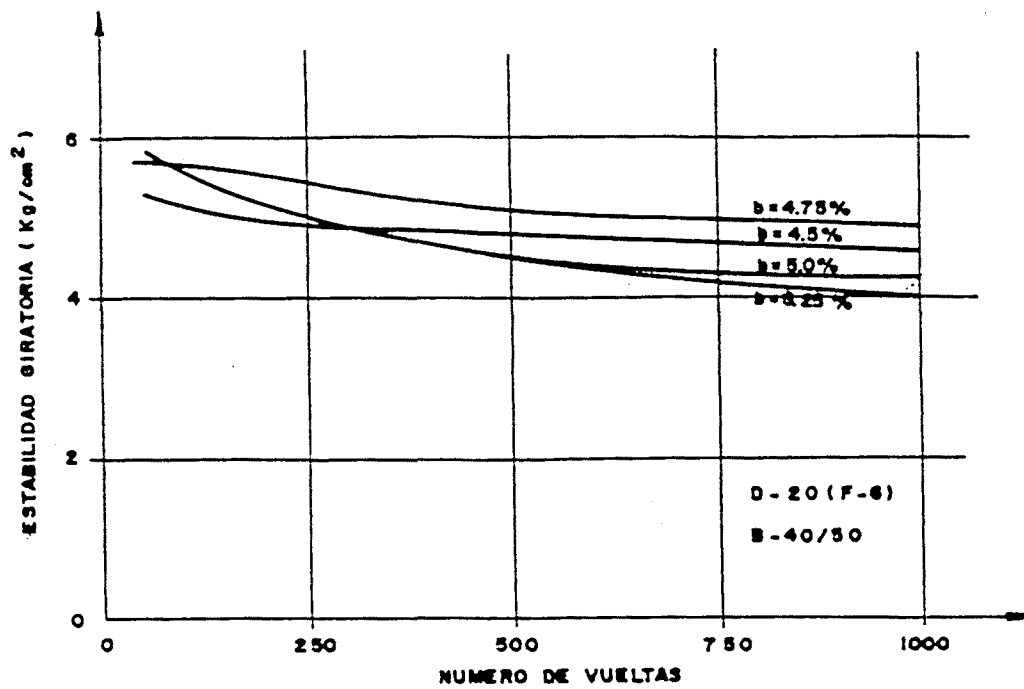


Figura 2.9: Influencia del contenido de ligante sobre la estabilidad giratoria (Lab. Caminos Madrid)

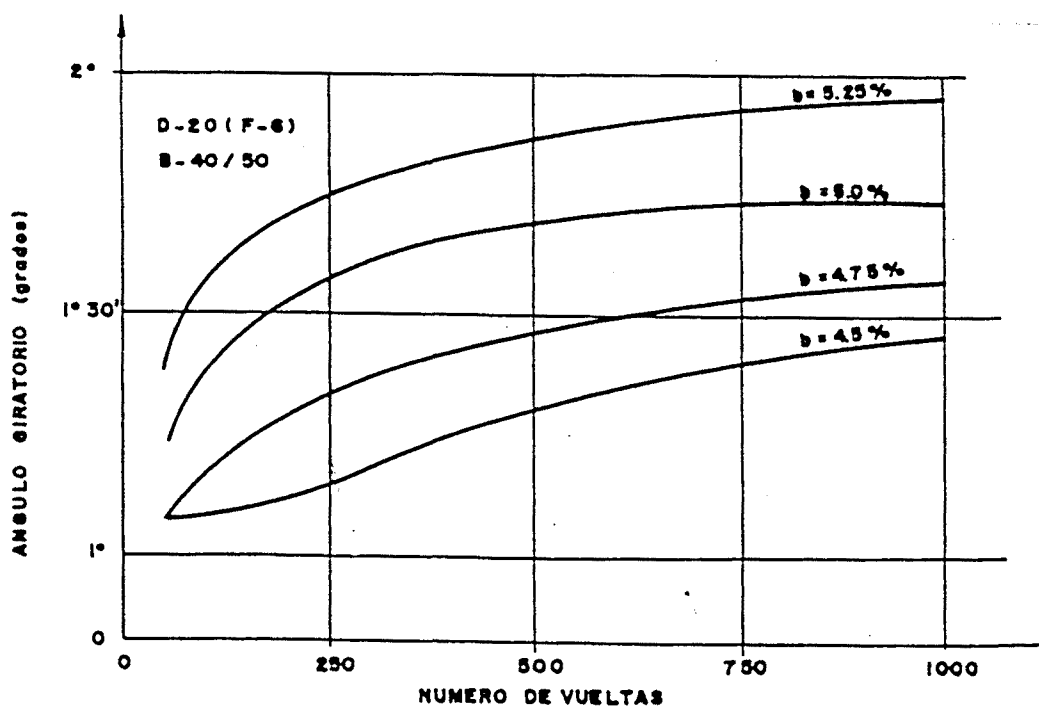


Figura 2.10: Influencia del contenido de ligante sobre el ángulo giratorio (Lab. Caminos Madrid)

### 2.4.7. Compactador Giratorio Superpave

El Programa Estratégico de Investigación de Caminos "SHRP" desarrollado en los Estados Unidos entre 1988 y 1993 ha establecido una serie de ensayos y de especificaciones para los ligantes y las mezclas, proponiendo un nuevo sistema de diseño llamado Superpave: "Pavimentos asfálticos de comportamiento superior".

Una de las características claves de este sistema es el estudio de la compactación mediante el Compactador Giratorio Superpave, (SGC) figura 2.11, cuya principal utilidad es fabricar probetas, aunque también es posible evaluar la compactabilidad de la mezcla. Puede usarse para diseñar mezclas que no exhiban comportamiento de mezcla blanda o "tierna" y que no se densifiquen en exceso con el efecto del tráfico [34]. Figura 2.12.

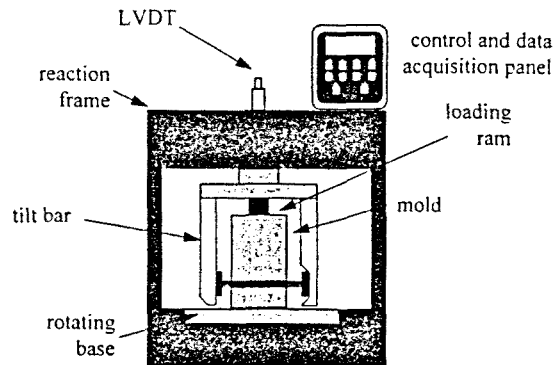


Figura 2.11: Compactador giratorio Superpave.

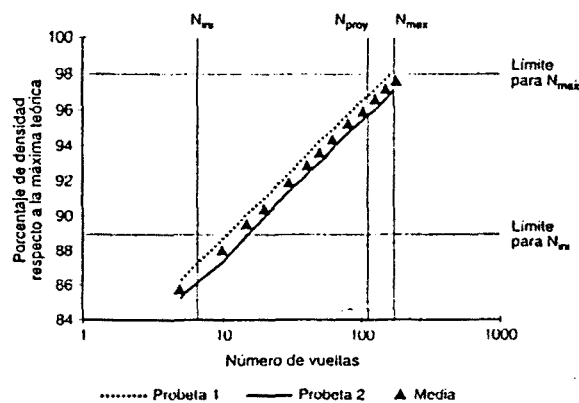


Figura 2.12: Gráfico de densificación de probetas compactadas en el SGC



El comportamiento de la mezcla inmediatamente después de la construcción está influenciado por las propiedades resultantes de la mezcla durante las etapas de mezclado y compactación. Por ello se ha incluido un estudio de envejecimiento a corto plazo, sometiendo a las probetas antes de la compactación con el SGC a cuatro horas en estufa a una temperatura de 135°C.

#### 2.4.8. Ensayo triaxial dinámico

Se considera este ensayo como el mejor procedimiento para evaluar las características mecánicas y la resistencia a las deformaciones plásticas de las mezclas, debido a que el tipo de sollicitaciones que emplea es muy similar al que está sometida la mezcla en el firme, aunque estas últimas suelen ser mucho más complejas y a veces aparezcan tensiones laterales de tracción que no pueden reproducirse en este ensayo.

El triaxial consiste en aplicar a una probeta cilíndrica una tensión axial sinusoidal de compresión, de amplitud y frecuencia constantes y una tensión lateral de compresión usualmente fija. Se registra la deformación permanente en función del número de ciclos de carga y al representarse gráficamente se indica la velocidad de deformación, figura 2.13.

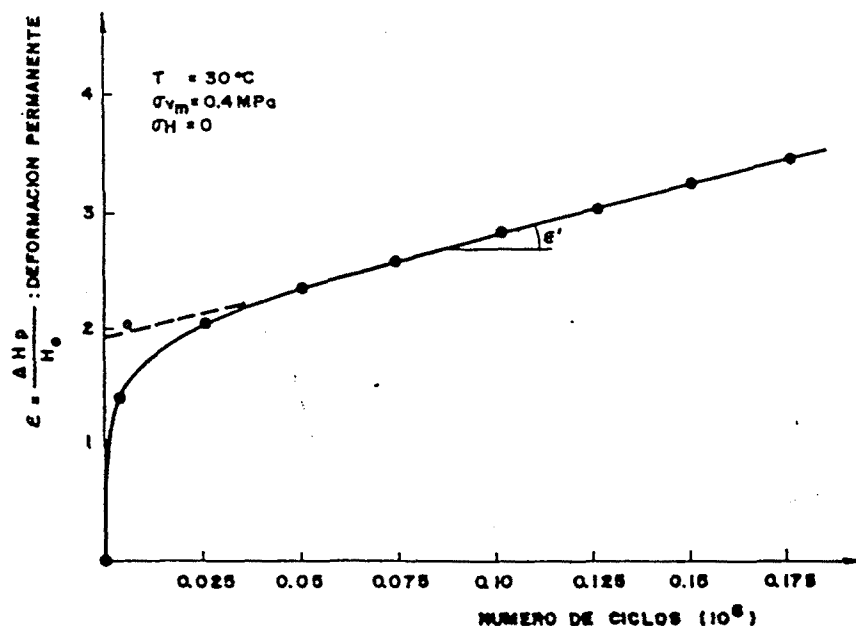


Figura 2.13: Ensayo triaxial dinámico

Este ensayo puede ser utilizado en el dimensionamiento de firmes, pues permite analizar el incremento de deformación permanente para distintas condiciones de temperatura y de carga. Ecuación 2.3.

$$\varepsilon' = \delta\varepsilon / \delta N = F(\sigma_v, \sigma_h, T) \quad (2.3)$$

#### 2.4.9. Ensayo de Corte Superpave

Tal vez el desarrollo más importante que surja del método SHRP haya sido el de los ensayos basados en el comportamiento de la mezcla y los modelos de predicción del mismo, que permiten estimar la vida de una mezcla en términos de ejes equivalentes o de tiempo necesario para alcanzar un cierto nivel de deformación permanente, fisuración por fatiga y fisuración térmica. Estos datos pueden utilizarse en la etapa de dosificación para obtener un contenido de betún adecuado para prevenir todos los tipos de deterioro.

Uno de los métodos de ensayo es el equipo de corte Superpave (SST), que ejecuta los siguientes seis ensayos sobre probetas:

- ensayo volumétrico
- ensayo de deformación uniaxial
- ensayo de corte simple a altura constante
- ensayo de corte repetido a una relación de tensión constante
- ensayo de barrido de frecuencias a altura constante
- ensayo de corte repetido a altura constante (opcional)

Los dos primeros se realizan con presión de confinamiento y para ello el SST tiene una cámara capaz de aplicar una presión de confinamiento por medio de aire comprimido. Figura 2.14. El equipo puede aplicar carga axial y horizontal en forma hidráulica y está provisto de medidores LVDT para medir la respuesta de las probetas ensayadas, y puede controlar una tendencia de la probeta a dilatar durante el corte.

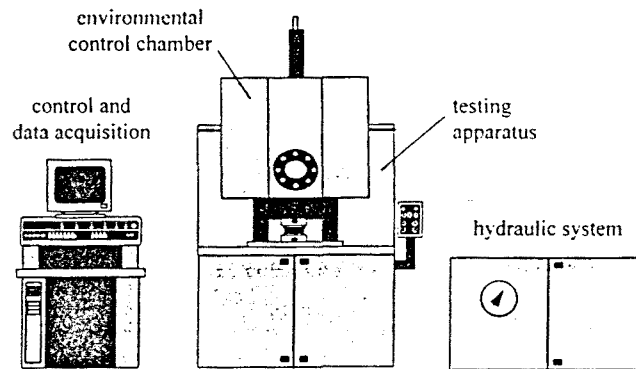


Figura 2.14: Equipo de corte Superpave

Los ensayos del SST se ejecutan a una variedad de temperaturas para simular las temperaturas reales de los firmes. Una parte de los ensayos se utiliza para estudiar la fisuración por fatiga pero la función más importante del equipo es el diseño de mezclas resistentes a la deformación permanente [2].

#### 2.4.10. Ensayo de compresión simple del L.C.P.C.

Se han normalizado varios tipos de ensayo de compresión simple, todos consisten en la rotura de una probeta cilíndrica a una velocidad de deformación constante. Cualquiera de ellos da buenos resultados cuando se aplican a morteros, puesto que en las dimensiones de ensayo, la mezcla presenta mayor homogeneidad. Por ello este ensayo apenas ha sido empleado en la caracterización mecánica de mezclas bituminosas y se lo utiliza con mayor frecuencia para evaluar el efecto de la acción del agua en la envuelta del ligante y el árido, obteniendo la resistencia conservada después de sumergir la probeta en agua durante varios días, como se aplica en Francia siguiendo el método Duriez.

El método consiste en elegir el contenido de ligante en función de la superficie específica calculada del árido y someter la mezcla compactada a un ensayo a compresión simple por medio de probetas cilíndricas compactadas en una prensa, aplicando una presión de 120 kg/cm<sup>2</sup> durante un minuto.

Se ensayan probetas para la resistencia en seco y probetas para la resistencia después de 8 días de inmersión. Las probetas se conservan a 18° C y se rompen a una velocidad de 1 mm/s. Para dosificar la mezcla se comprueba que el porcentaje de huecos sea adecuado, la estabilidad en seco suficiente y la caída de resistencia a compresión pequeña.

## 2.5. ENSAYO PARA EVALUAR LA RESISTENCIA A LA FISURACIÓN

### 2.5.1. Cohesiómetro Hveem

Este ensayo consiste en someter a una probeta cilíndrica a un esfuerzo de tracción con una velocidad de carga constante hasta conseguir su rotura [60]. La expresión que permite calcular la cohesión Hveem es la que se observa en la ecuación 2.4.

$$C = P / [d(0,2h + 0,0445h^2)] \quad (2.4)$$

Donde:

C: cohesión relativa valorada en gramo por pulgada de ancho, corregida por altura

P: peso en gramos necesario para romper la probeta

h: altura de la probeta en pulgadas

d: diámetro de la probeta en pulgadas

El esquema del funcionamiento del cohesiómetro se puede apreciar en la figura 2.15, así como la configuración de la rotura de la probeta.

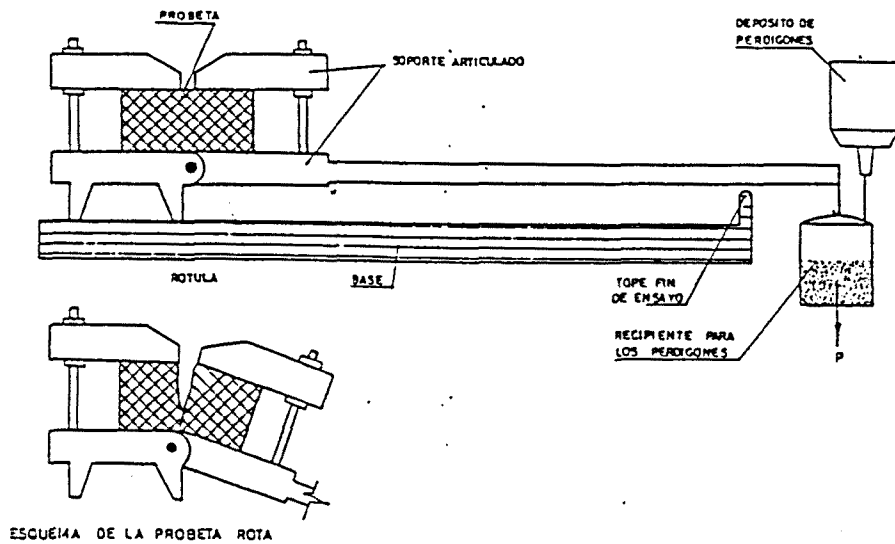


Figura 2.15: Cohesímetro Hveem

### 2.5.2. Ensayo de tracción indirecta

Este ensayo consiste en deformar por compresión diametral a una probeta cilíndrica y llevarla hasta la rotura por tracción a lo largo del plano vertical diametral. Las probetas son de 101,6 mm de diámetro por 63,5 mm de altura, iguales a las utilizadas en el ensayo Marshall. Permite calcular la resistencia a tracción que está relacionada con la cohesión de la mezcla. Sobre este ensayo se hará una descripción más completa en el capítulo siguiente por ser el eje principal de estudio de la presente tesis.

El programa SHRP también utiliza este ensayo para estudiar el comportamiento de las mezclas frente a bajas temperaturas.

## 2.6. ENSAYOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA A LA ABRASIÓN

La resistencia a la abrasión es una propiedad fundamental para la mezcla cuando trabaja como capa de rodadura, pues debe ser resistente a las tensiones tangenciales

provocadas por el tráfico y al efecto de desenvuelta del agua, que tienden a disgregar la mezcla.

### 2.6.1. Ensayo Cántabro de pérdida por desgaste

Este ensayo ha sido desarrollado por Pérez Jiménez y Kraemer en España con objeto de aplicar al estudio y caracterización de mezclas porosas para su empleo en capas de rodadura [47].

Consiste en introducir una probeta de dimensiones Marshall elaborada con la mezcla porosa, en la máquina de ensayo Los Angeles a una temperatura dada. Después de un número determinado de vueltas se saca la probeta desgastada y se pesa. El resultado de las pérdidas que ha sufrido la muestra se expresa calculando el porcentaje de peso perdido respecto del peso inicial de la probeta. Ecuación 2.5.

$$P = [(p_1 - p_2) / p_1] * 100 \quad (2.5)$$

Donde:

P: porcentaje de pérdida por desgaste

p1: peso de la probeta antes del ensayo en gramos

p2: peso de la probeta después del ensayo en gramos

Este ensayo ha demostrado ser sensible a leves variaciones en la cohesión y la trabazón de la mezcla debido a cambios en el contenido de finos o porcentaje de ligante. Las figuras 2.16 y 2.17 muestran el efecto sobre la pérdida por desgaste de la modificación de los contenidos de áridos, filler y ligante.

Además, se han comparado con los resultados obtenidos empleando los ensayos Marshall, cohesiómetro Hveem y tracción indirecta, comprobándose que estos no son los adecuados para caracterizar mezclas porosas, que se comportan de un modo muy diferente a las tradicionales.

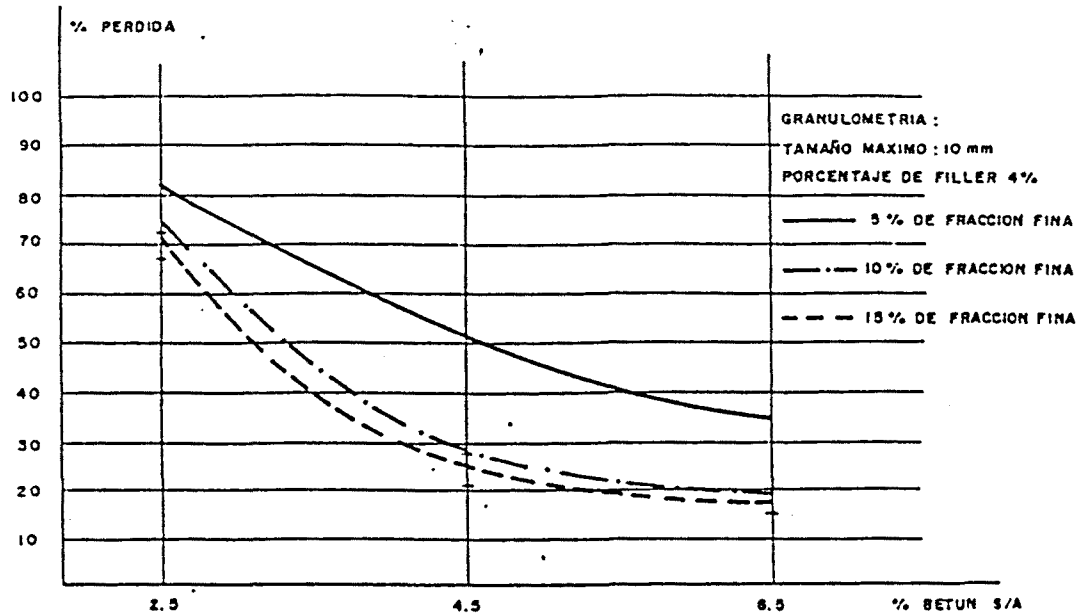


Figura 2.16: Influencia del contenido de árido fino y de ligante (Lab. Caminos Santander)

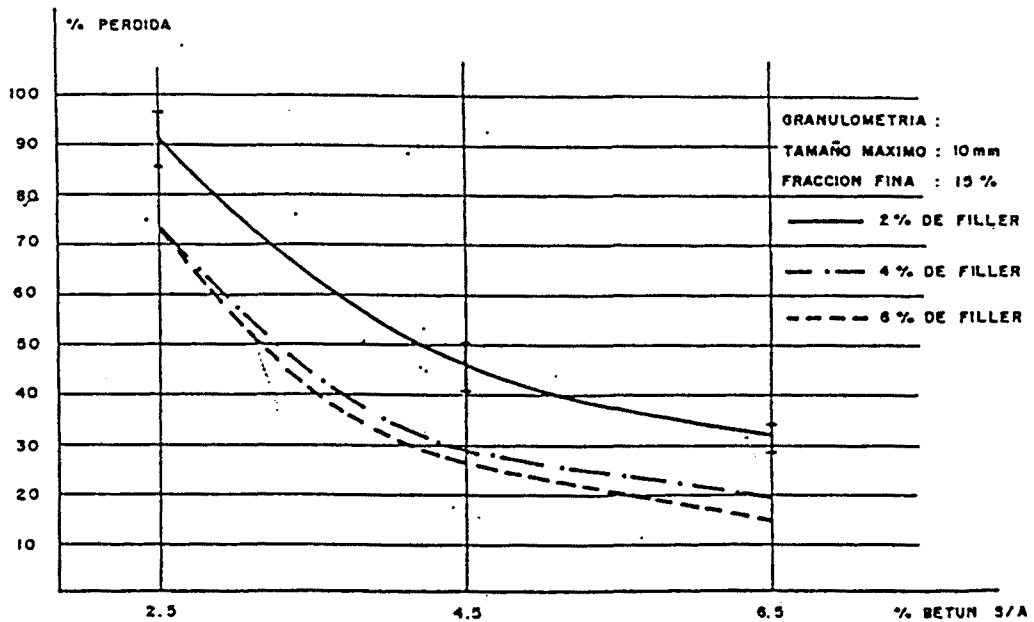


Figura 2.17: Influencia del contenido de filler y de ligante (Lab. Caminos Santander)

## 2.7. ENSAYOS PARA EVALUAR EL COMPORTAMIENTO REOLÓGICO DE LAS MEZCLAS

En el comportamiento reológico de una mezcla hay muchas variables en juego, algunos investigadores han elegido analizarlas según métodos experimentales y otros con modelos físico-matemáticos intentando representar el estado de tensiones a que está sometido el material para evaluar propiedades tales como la resistencia a tracción, a fatiga o a la deformación plástica.

Se puede decir que las mezclas tienen un comportamiento viscoelastoplástico, como resultado de la naturaleza de sus componentes. Para modelizar esta característica, el comportamiento elástico se suele representar mediante un muelle sin masa y su parámetro es el módulo de elasticidad de la mezcla. El comportamiento viscoso se reemplaza con un amortiguador sin masa formado por un pistón que se desplaza en un cilindro que contiene un líquido de viscosidad igual a la del material. Estos dos elementos conectados en serie o en paralelo, constituyen los modelos físicos utilizados para el estudio del comportamiento reológico de la mezcla bituminosa. Figura 2.18.

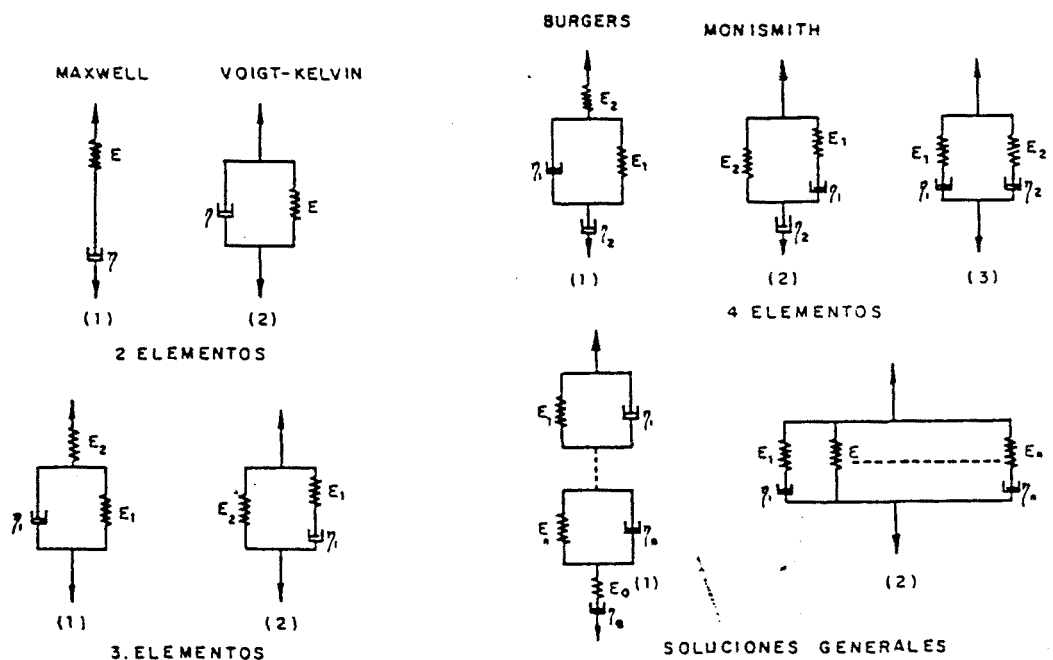


Figura 2.18: Modelos físicos utilizados para el estudio del comportamiento reológico.



La relación tensión-deformación se define mediante un módulo S, similar al de Young, pero que puede variar con el tiempo de aplicación de carga y la temperatura. Ec 2.6.

$$S(T, t) = \left[ \frac{\sigma}{\varepsilon(t)} \right]_T \quad (2.6)$$

Se puede determinar módulos estáticos, mediante ensayos que aplican una sola carga hasta la rotura de la probeta, o dinámicos, que simulan el efecto del tráfico con frecuencias de aplicación similares a las reales. Dentro de los ensayos dinámicos, están los de aplicación de carga continua y los que tienen un período de reposo intermedio. Con respecto a la configuración de carga, también existen distintos tipos, sinusoidal, triangular, rectangular, etc.

Pueden hacerse algunas simplificaciones en función de las condiciones de servicio a que estarán sometidas las mezclas. Para velocidades de aplicación de carga altas (0,1 segundo) y temperaturas bajas (inferiores a 10°C) el comportamiento de las mezclas se puede considerar elástico y lineal, pues la deformación bajo carga es casi completamente recuperable y proporcional a la carga. Figura 2.19. Para mayores tiempos de aplicación de carga y temperaturas, la evaluación de sus propiedades será diferente, se ha planteado un módulo complejo, definido por una función sinusoidal de deformación y de tensión, desfasadas entre sí debido al efecto de la viscosidad.

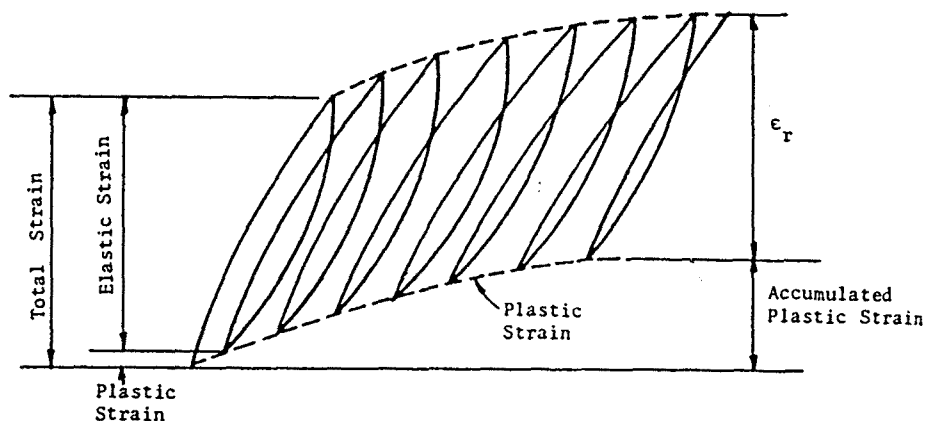


Figura 2.19: Deformación obtenida bajo cargas repetidas.

A continuación se describen algunos de los ensayos conocidos que permiten calcular el módulo de una mezcla.

### **2.7.1. Ensayos desarrollados para determinar el módulo de una mezcla bituminosa**









Muchos ensayos pueden utilizarse para calcular el módulo de una mezcla, algunos de ellos se han desarrollado específicamente para este fin. En un principio Seed, Chan y Lee propusieron el ensayo de módulo resiliente para materiales no ligados, sometiendo a una probeta a compresión diametral con la intención de analizar su comportamiento elástico, es decir, aplicando cargas cíclicas sin tiempo de relajación. Luego, de un modo muy similar, Papazian desarrolló el ensayo para medir el módulo complejo dinámico, con la diferencia de un período de reposo entre una carga y otra para estudiar el efecto viscoelástico, evidenciado por el ángulo de fase entre los picos de tensión y deformación.

Deacon y Monismith han propuesto un ensayo de flexión, ensayando una viga a cargas repetidas aplicadas en los tercios de su longitud. El módulo normalmente se calcula a partir de la deflexión del punto central para un número dado de repeticiones de carga.

Kennedy ha utilizado el ensayo de tracción indirecta en modo estático y dinámico para calcular el módulo resiliente y el coeficiente de Poisson.

Partl y Francken ilustran algunos tipos de ensayo utilizados en diferentes países actualmente para calcular las propiedades de rigidez, módulo complejo y ángulo de fase [46]. En la tabla 2.8 describen la geometría de las probetas empleadas en cada caso, el tipo de función correspondiente a la aplicación de carga, las temperaturas y frecuencias de ensayo, así como la el parámetro registrado.

Test methods used by different laboratories in the interlaboratory testing program.

Method	Geometry	Lab.	Wave Form	Offset	History	Properties		Reference Testing Cond.										
						Compl. Modul. E*	Phase Angle $\phi$	0°C 1Hz	0°C 10Hz	20°C 1Hz	20°C 10Hz							
	T	B1	S	N	C	✓	✓	✓	✓	✓	✓							
	T	CH2	S	N	C	✓		✓	✓	✓	✓							
	T	F1	S	N	C	✓	✓	✓	✓	✓	✓							
	P	DK2	S	N	C	✓	✓	✓	✓	✓	✓							
	P	D2	S	N	C	✓	✓	✓	✓	✓	✓							
	P	H1	H		V	✓		✓										
	P	I2	S	N	C	✓	✓		✓		✓							
	P	NL2	S	N	C	✓	✓	✓	✓	✓	✓							
	P	NL4	S	N	C	✓	✓	✓	✓	✓	✓							
	P	NL5*	S	N	C	✓		✓	✓	✓	✓							
	C	CH1	S	N	C	✓	✓	✓	✓	✓	✓							
	P	D1	S	N	C	✓	✓	✓	✓	✓	✓							
	P	U2	S	N	C	✓	✓			✓								
	C	S2	S	N	P	✓		✓	✓	✓	✓							
	C	S2	H	A	P	✓		✓		✓								
	C	U1	Q	A	P	✓	✓			✓								
Total	3	9	4	15	13	2	1	13	2	1	13	3	16	11	13	13	14	12

\* This laboratory participated in the OECD-FORCE project. Results were added to the interlaboratory test results.

Tabla 2.8: Ensayos utilizados para determinar módulo complejo y ángulo de fase.

### 2.7.2. Nomograma Shell

La compañía petrolera Shell utiliza el término “módulo de rigidez” en lugar de módulo dinámico. En su método para determinar este módulo, presenta dos nomogramas, el primero para determinar el módulo del betún, basado en la temperatura, el tiempo de aplicación de carga y las características del betún a utilizar. El segundo para determinar el módulo de la mezcla, basado en el módulo del betún y los volúmenes porcentuales de betún y árido.

Las características del betún se expresan mediante un índice de penetración IP desarrollado por Pfeiffer y Van Doormaal, que se calcula como la ecuación 2.7. [25].

$$IP = \frac{20 - 500A}{1 + 50A} \quad (2.7)$$

Donde A es la susceptibilidad térmica y se obtiene como la pendiente de la recta determinada con datos de temperatura y penetración en escala doble logarítmica, o bien calculando según la ecuación 2.8.

$$A = \frac{\log(\text{pen}T_1) - \log(\text{pen}T_2)}{T_1 - T_2} \quad (2.8)$$

Siendo T1 y T2 dos temperaturas a las que se ha medido la penetración del betún. Un valor de temperatura conveniente para utilizar es la del punto de reblandecimiento (ensayo de anillo y bola), pues es un valor de referencia a la cual los betunes tienen la misma viscosidad y una penetración de aproximadamente 800. Luego, la expresión anterior queda como 2.9.

$$A = \frac{\log(\text{pen}T) - \log 800}{T - T_{\text{AyB}}} \quad (2.9)$$

La figura 2.20 muestra el nomograma para determinar el módulo del betún desarrollado por Van der Poel en 1954 y modificado levemente por Heukelom en 1969 [60]. Shell ha adoptado un tiempo de aplicación de carga de 0,02 segundos que corresponde a una frecuencia 8 Hz, como representativa del rango de tiempos de aplicación de carga en servicio y equivalentes a una velocidad de 50 a 65 Km/h.

Luego, Bonnaure determinó el nomograma para hallar el módulo de la mezcla, como se puede apreciar en la figura 2.21 [25]. Los tres factores básicos considerados son el módulo del betún, el porcentaje de betún y de árido en volumen que se pueden calcular conociendo los pesos específicos de los componentes y la densidad de la mezcla. Ecuaciones 2.10, 2.11 y 2.12.

$$V_b = \frac{100 \cdot P_b \cdot G_m}{G_b} \quad (2.10)$$

$$V_a = \frac{100 \cdot (1 - P_b) \cdot G_m}{G_a} \quad (2.11)$$

donde:

- $V_b$  es el porcentaje en volumen de betún
- $V_a$  es el porcentaje en volumen del árido
- $P_b$  es el porcentaje en peso del betún
- $P_a$  es el porcentaje en peso del árido
- $G_b$  es el peso específico del betún
- $G_a$  es el peso específico del árido
- $G_m$  es la densidad de la mezcla determinada como:

$$G_m = \frac{100}{P_1/G_1 + P_2/G_2 + \dots + P_n/G_n} \quad (2.12)$$

Cada  $P_i$  es el porcentaje en peso de cada fracción y  $G_i$  su correspondiente peso específico.

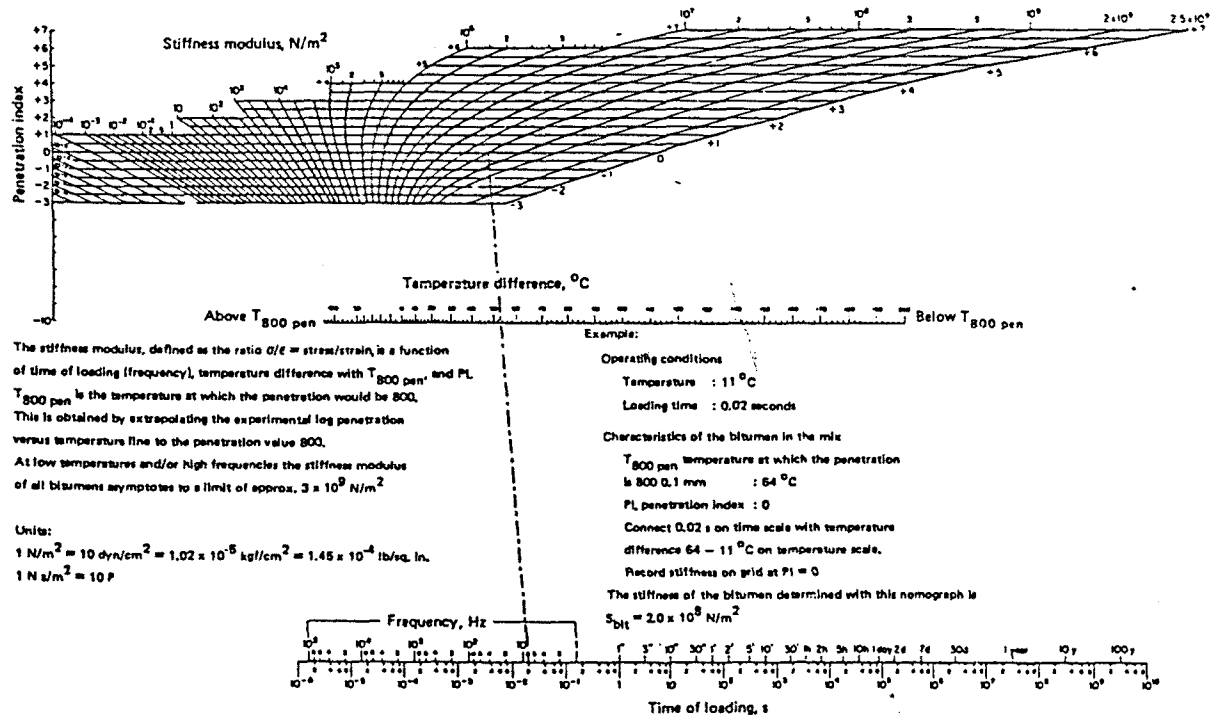


Figura 2.20: Nomograma para la determinación del módulo Shell del betún (Heukelom)

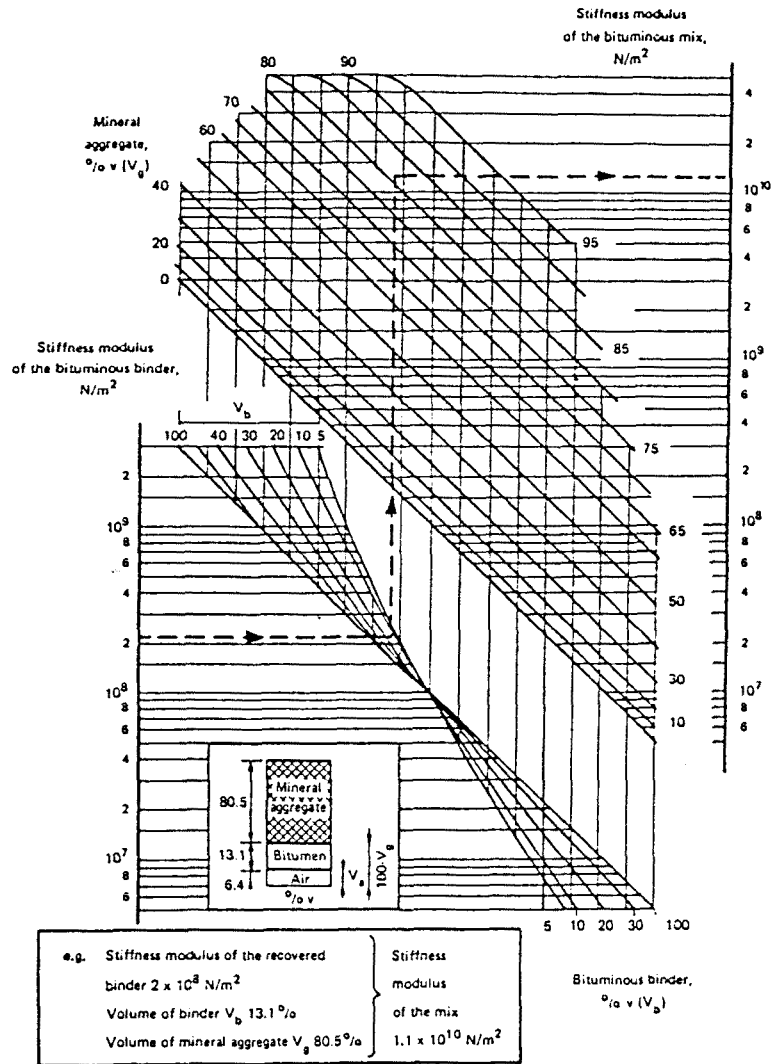


Figura 2.21 Nomograma para determinar el módulo de rigidez de la mezcla (Shell 78).

## 2.8. ENSAYOS PARA LA DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA AL ENVEJECIMIENTO Y A LA DESENVUELTA

En la descripción de la durabilidad como una de las propiedades deseadas para una mezcla bituminosa, ya se han mencionado al tráfico y los agentes atmosféricos como principales causantes del envejecimiento de la mezcla. El componente más afectado es el ligante, que experimenta una disminución de sus componentes más ligeros y por tanto de su flexibilidad. Reproducir el envejecimiento en laboratorio es una tarea muy difícil pues se trata de un proceso largo y complejo.

Con respecto a la resistencia a la desenvuelta de la mezcla, hay que considerar las características de los áridos tanto como del ligante. Los áridos suelen tener mayor afinidad hacia el agua que hacia los ligantes. Esta propiedad puede analizarse comparando la resistencia mecánica de una probeta de la mezcla, a través de algún ensayo conocido, antes y después de haberla mantenido en agua durante un cierto tiempo.

Se han acudido a numerosos ensayos para evaluar el efecto de la sensibilidad al agua porque su acción perjudicial representa un modo de deterioro importante en las mezclas bituminosas. Muchos de estos ensayos involucran una comparación de resistencia o módulo en una condición seca versus una húmeda.

### **2.8.1. Ensayos del tipo “seco-húmedo”**

Básicamente, estos ensayos consisten en ensayos de probetas vía húmeda y la comparación de los resultados con los obtenidos en seco.

- Ensayo de compresión
- Ensayo de tracción indirecta
- Ensayo de tracción indirecta a carga repetida (módulo resiliente)
- Ensayo de estabilidad Hveem

El **ensayo de inmersión-compresión** es el procedimiento más empleado en España y consiste en romper probetas a compresión simple luego de sumergirlas en agua a 49°C durante 4 días. Se expresa el porcentaje de resistencia conservada con respecto a la resistencia en seco.

Todos estos métodos han sido usados, pero las últimas investigaciones en los Estados Unidos se han centrado alrededor del uso del ensayo de tracción indirecta a carga repetida. Esto ha dado como resultado el **método de Lottman**, quien ha desarrollado y evaluado varias técnicas de acondicionamiento húmedo, que se detallan en el capítulo 4.

### **2.8.2. Estudio del efecto del envejecimiento y la sensibilidad al agua del programa SHRP**

En la descripción del Compactador Giratorio Superpave, se ha mencionado la inclusión de un estudio de envejecimiento a corto plazo (Short Term Oven Aging, STOA), sometiendo a la mezcla suelta antes de la compactación con el SGC a cuatro horas en estufa a una temperatura de 135°C, dando vuelta a la muestra cada una hora. Este envejecimiento simula los efectos que se producen en las mezclas durante el proceso de mezclado en planta y durante la construcción.

Por otro lado, una probeta elaborada de este modo, no podrá representar la respuesta de una mezcla que lleve unos años en la carretera y por tanto es más adecuado para predecir un deterioro como la deformación permanente, por ejemplo, aplicar un envejecimiento a largo plazo (Long Term Oven Aging, LTOA). Para esto, después del envejecimiento a corto plazo, la muestra es compactada y nuevamente introducida en la estufa a 85°C durante 120 horas. El efecto del envejecimiento se evalúa mediante la evaluación del ligante recuperado de la mezcla envejecida.

En la figura 2.22 se observa como aumenta el número de ciclos del ensayo de corte simple a altura constante (RSST-CH) para alcanzar una deformación permanente del 4,5% a medida que aumenta la cantidad de días de envejecimiento en estufa a largo plazo a 85°C. [52]

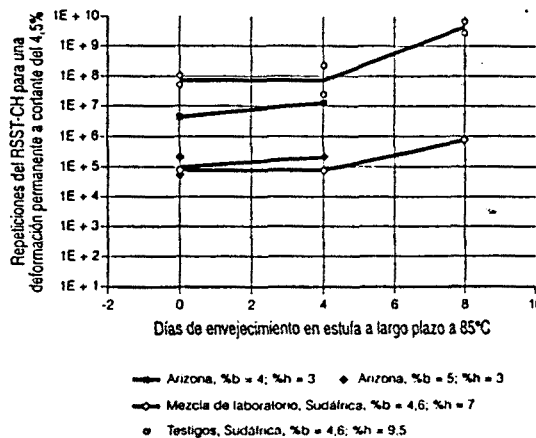


Figura 2.22: Efecto del envejecimiento en estufa a largo plazo en la resistencia a corte

Con respecto a la acción del agua, se sabe que esta puede afectar la adherencia entre el betún y el árido y reducir la resistencia al corte. Un estudio de este efecto fue



realizado sometiendo probetas a condiciones de saturación de humedad y presión establecidos, luego se colocaron en una baño de agua a 60°C durante 5 horas y a 25°C durante cuatro horas. En la figura 2.23 puede verse como disminuye el número de ciclos del ensayo de corte para alcanzar una deformación dada cuando las mezclas son acondicionadas [52].

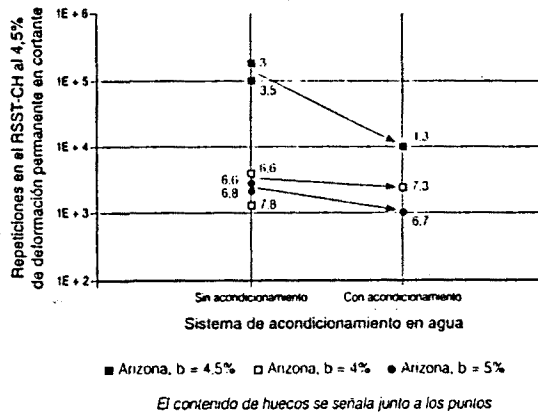


Figura 2.23: Efecto del sistema de acondicionamiento en agua sobre el comportamiento de la mezcla bituminosa

## 2.9. ENSAYOS PARA EVALUAR LA RESISTENCIA A LA FISURACIÓN POR FATIGA

Fatiga es el fenómeno de fisuración inducida por cargas repetidas debido a un nivel de tensión o deformación repetida debajo de la resistencia última del material. Esta puede estudiarse mediante varios métodos de ensayo y varios tipos de probetas. Aún el ensayo de tracción indirecta puede utilizarse. Además actualmente también se aplican principios de la mecánica de fractura al estudio de este problema.

Uno de los métodos más comunes para determinar las características de fatiga del material es el ensayo de flexión de viga. Este procedimiento es similar al explicado precedentemente para obtener el módulo dinámico. El ensayo se suele realizar a tensión controlada, con lo que la deformación a la que está sometida la probeta aumenta a lo largo del ensayo, o a deformación controlada, con lo que la tensión a la que está sometida la probeta va disminuyendo a lo largo del ensayo. El estado real a

que estará sometido el firme en servicio no es ni uno ni el otro, es un proceso más complejo donde influyen además los intervalos de tiempo entre aplicaciones de carga, y el orden y la forma en que se producen esas aplicaciones. Sin embargo, el ensayo permite analizar a las mezclas con respecto a su resistencia a fisuración y obtener una ley de fatiga que puede utilizarse en el dimensionamiento de firmes.

Se asume una relación lineal entre el logaritmo de la deformación controlada o la tensión de tracción aplicada, y el logaritmo de la vida de fatiga. Esta relación puede expresarse como las ecuaciones 2.13 y 2.14.

$$N_{fdef} = K_1 \cdot \left( \frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{n_1} \quad (2.13)$$

$$N_{ftrn} = K_2 \cdot \left( \frac{1}{\sigma_t} \right)^{n_2} \quad (2.14)$$

donde:

$N_i$  = vida de fatiga para el modo de ensayo, es decir, número de aplicaciones de carga hasta la rotura

$\sigma_t$  = tensión

$\varepsilon_y$  = deformación

$n_1, n_2, K_1$  y  $K_2$  = constantes de regresión obtenidas a partir del análisis de los datos

El valor de las constantes  $K$  y  $n$  depende de la temperatura y de las características de la mezcla. Muchos investigadores han determinado ecuaciones para distintos tipos de mezcla y con diferentes ensayos.

Se observa en la figura 2.24 como varía la relación entre el logaritmo de la tensión o la deformación y el logaritmo del número de ciclos para mezclas con diferentes módulos de rigidez.

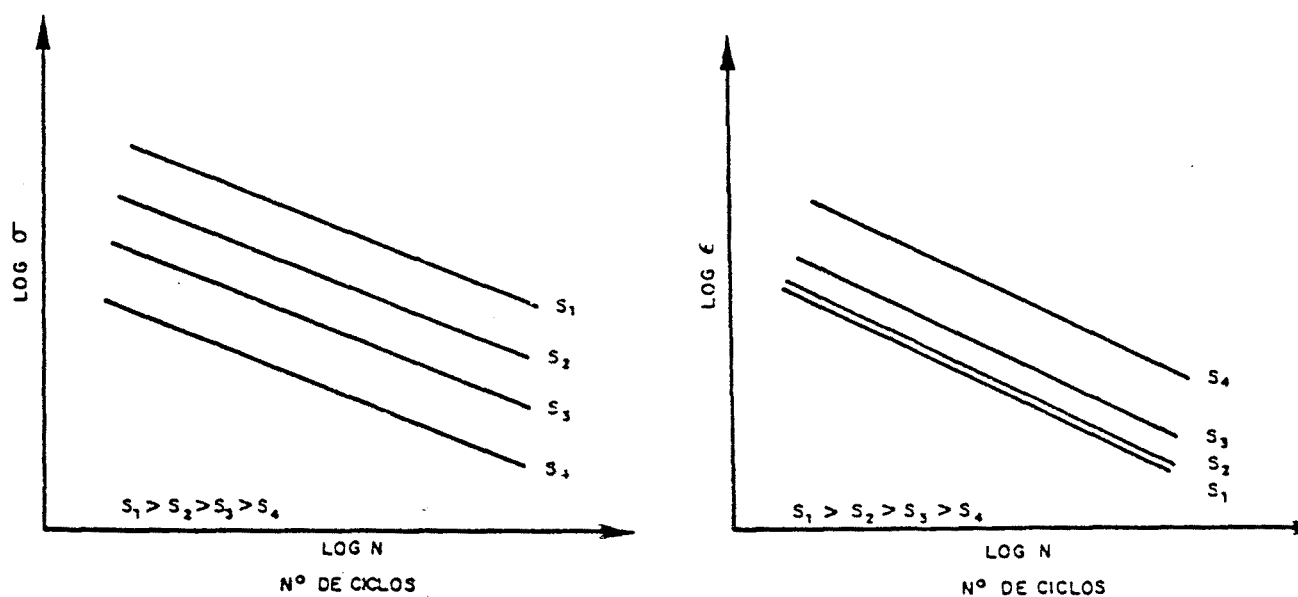


Figura 2.24: Relación entre la tensión o la deformación con el número de ciclos y el módulo de una mezcla

### 2.9.1. Ensayo de Tracción Indirecta

El programa SHRP utiliza este ensayo medir la función de relajación (inversa del módulo en un ensayo de fluencia) y la resistencia a tracción de la mezcla. Utiliza un actuador vertical para someter a la probeta a una carga sobre su plano diametral tal como se ha explicado en el apartado correspondiente a la evaluación de la resistencia a la fisuración.

Luego los resultados obtenidos a partir de los ensayos corte SST y tracción indirecta se ingresan en modelos de predicción del comportamiento del firme, cuyas salidas se presentan en términos de deterioro: profundidad de roderas, área fisurada y separación entre fisuras. Estos datos pueden utilizarse para determinar un contenido de ligante para todos los tipos de deterioro.

En las figuras 2.25 y 2.26 se puede observar la evolución de estos tipos de fallo, para una mezcla con distintos contenidos de betún, en función de la variación del número

de ejes equivalentes. De acuerdo a la especificación límite fijada para cada caso y al número de ejes de proyecto, se puede determinar el porcentaje de ligante en cada uno. Para un tráfico de diseño se obtienen entonces los gráficos de la figura 2.27.

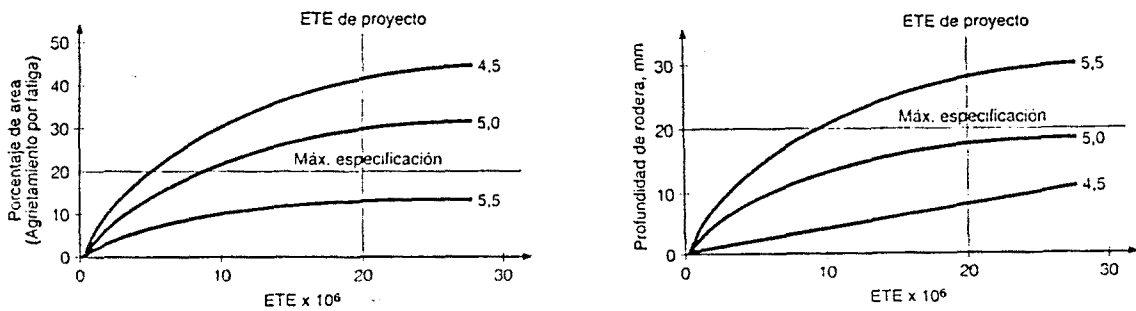


Figura 2.25. Resultados obtenidos de agrietamiento por fatiga y deformación permanente.

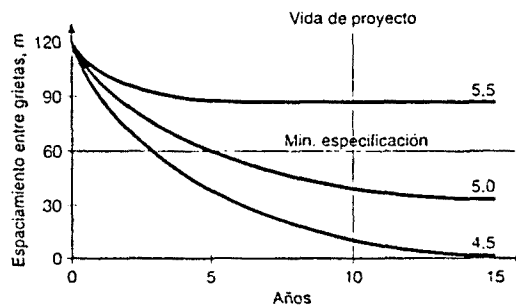


Figura 2.26: Resultados obtenidos de agrietamiento a baja temperatura.

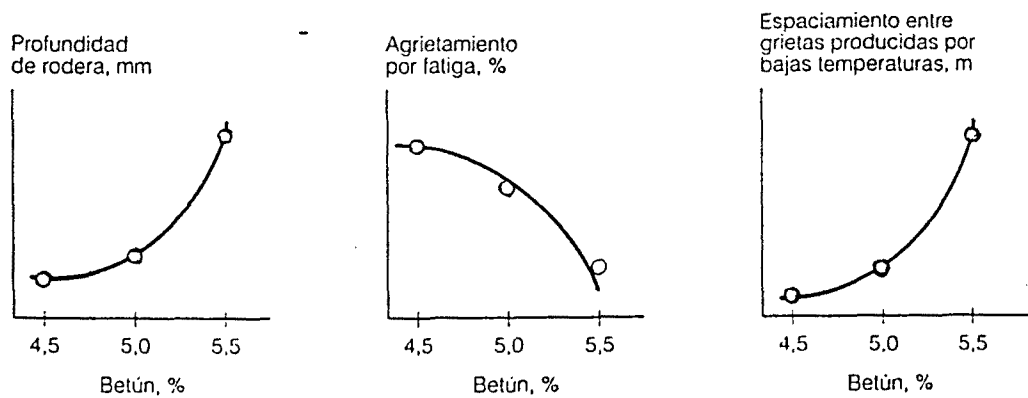


Figura 2.27: Dosificación del ligante en función de los deterioros evaluados. Superpave.

## CAPITULO 3

# LA CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS

Es importante abordar el tema del aseguramiento de la calidad partiendo de una definición del término calidad según los organismos reconocidos a nivel mundial y en el ámbito de los países miembros de la Unión Europea, para luego continuar revisando las disposiciones existentes referidas a su aplicación en el control de la calidad de mezclas bituminosas.

### 3.1. CONCEPTO DE LA CALIDAD

La Organización Internacional de Normalización (ISO), según su norma ISO 8402, expresa que calidad es "la totalidad de las características de un producto, proceso o servicio que le confiere la aptitud para satisfacer las necesidades expresas o implícitas" de los usuarios.

Según la Organización Europea para el Control de Calidad (EOQC), la calidad de un producto representa el grado en que cubre las exigencias del cliente al que va destinado y es el resultado de la calidad de diseño y la calidad de fabricación. Esta definición evidencia que el concepto de calidad tiene un carácter relativo, puesto que no se aplica solamente a un producto, sino al binomio producto/cliente. La definición

también permite suponer que habrá un límite dado por esas “exigencias” que deberá alcanzar el elemento cuya calidad se pretende verificar [40].

En efecto, en el contexto de la legislación comunitaria la noción de calidad está asociada a las exigencias esenciales identificadas por las Directivas Comunitarias, porque la calidad de los productos que llegan al mercado tiene que ser igual o superior al nivel de estas exigencias. Cualquier producto que no respete este nivel está, por definición, prohibido. La consideración de este último concepto del término calidad da una idea del objetivo que persiguen las empresas con sus planes y sistemas de aseguramiento de la calidad, cuyo contenido se describe más adelante.

Han sido muy importantes los cambios producidos en los sistemas de control de calidad durante estos últimos cien años, que se pueden resumir de la siguiente manera: en la primera mitad del siglo XX el control de calidad consistía en aceptar los productos que estaban dentro de las normas establecidas y rechazar los que no las cumplían, se verificaban materiales, productos y servicios mediante la inspección y control en laboratorio o campo, pero no se buscaban ni eliminaban las causas del error. Hacia la segunda mitad del siglo se desarrollaron métodos estadísticos buscando los orígenes de los defectos. Actualmente se utiliza la “gestión de la calidad”, que plantea un objetivo de calidad total y se basa en la colaboración de todos los componentes de la empresa para conseguir la filosofía de “cero defectos”.

La calidad se plantea entonces como una estrategia empresarial, por lo que se ha convertido en un elemento fundamental para el aumento de competitividad de la oferta productiva de un país. Esta realidad obliga a la administración pública a definir y aplicar una política adecuada de calidad y a las empresas a mejorarla continuamente para asegurar su supervivencia a largo plazo.

La competitividad siempre se ha basado en el precio y la calidad, sin embargo esta última cada vez tiene más importancia y su control se aplica a partir de una visión total del sistema. El principal objetivo de una empresa con la filosofía de calidad integrada en la gestión es tener en cada uno de sus productos o servicios la máxima calidad relativa al mercado al que estén destinados, con los costes mínimos y la mayor productividad, obteniendo los primeros mediante la buena calidad del trabajo y la segunda a través de la mejora continua de los procedimientos y de la gestión.

Debido a esta evolución en el tiempo del concepto de calidad y a fin de conseguir los objetivos planteados, se define el aseguramiento de la calidad como un conjunto de acciones: elaboración de los procesos de planificación, control, análisis y decisiones que proporcionan la confianza de que un producto o servicio satisfará los requisitos dados sobre su calidad. Esta nueva técnica implica considerar a la calidad como un objetivo prioritario de la actividad de la empresa, a lograr mediante herramientas tales como manuales de calidad y de procedimientos o auditorías de calidad, evidenciando de esta manera la necesidad de documentar y demostrar la calidad.

El aseguramiento de la calidad deja de ser un objetivo parcial para ser una actividad global de la empresa y es por ello que surge la necesidad de establecer sistemas normalizados para su gestión, que definan los objetivos a conseguir, así como los mecanismos de certificación de conformidad de las empresas con esos sistemas.

Los sistemas de gestión de la calidad tienen por objeto garantizar la calidad de un producto o de un procedimiento de fabricación, desde la programación del mismo hasta su realización. Para ello se ha desarrollado la serie de normas ISO 9000, conjunto de normas internacionales que tratan sobre los requisitos de los sistemas que pueden utilizarse para el aseguramiento de la calidad.

La utilización de un procedimiento de aseguramiento de la calidad implica el uso de métodos que actúan como una herramienta de motivación, de toma de conciencia y de integración del personal. La obtención de la calidad debe considerarse entonces como un proceso dinámico que necesita la movilización de todos y el reconocimiento de su importancia, para facilitar la puesta en marcha de los procedimientos a adoptar.

### **3.2. LA CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN**

La industria de la construcción ha sido el sector más postergado en admitir la importancia de la calidad en la competencia de una empresa y en implantar su nuevo concepto mediante la aplicación de un sistema de aseguramiento de la calidad.

Es válido reconocer, sin embargo, que la construcción presenta muchos procesos que no se elaboran o fabrican en serie y que dificultan la puesta en marcha de tales procesos. En las obras de carreteras es posible identificar ciertas características particulares que las diferencian de la producción industrial de un producto:

- El carácter único de la obra: una infraestructura de transporte es siempre un prototipo, inclusive si los parecidos entre ciertos elementos que la componen permiten creer en una posible industrialización, no existe una fabricación en serie. Además, este prototipo no es almacenable y no se puede enviar a un laboratorio para resolver sus problemas.
- La gestión progresiva del programa: los datos reunidos durante el estudio para el proyecto de una infraestructura viaria y aún durante su ejecución, no sólo influyen en las soluciones propuestas por la empresa sino que también sobre los requerimientos del cliente. El medio encontrado jamás es idéntico al que se haya podido suponer en un principio a pesar de la información recogida de numerosos estudios. Esta realidad demanda mucha flexibilidad y el sistema de calidad debe permitir las adaptaciones sucesivas que estos cambios ocasionan.
- La organización descentralizada: la realización de la obra necesita a la vez una proximidad al terreno y mucha experiencia. El equipo de trabajo está integrado por una Dirección de proyecto al pie de las obras y los Departamentos de especialistas que se ubican de forma más centralizada. El sistema de calidad debe tener en cuenta esta separación, no solamente a nivel de la documentación, sino también por la comunicación y la administración del procedimiento.

Además, es importante mencionar que la cultura oral que prevalece en esta profesión es un hábito perjudicial que deberá desarraigarse para poder adaptarse al carácter de las nuevas normativas.

A diferencia de las obras viarias, por naturaleza nómades y de corta duración, los emplazamientos industriales son fijos. Es entonces normal que entre las unidades certificadas ISO 9001 o 9002, se cuenten aquellas industrias de la construcción con emplazamiento fijo como las plantas de producción de ligantes.

En el año 1995 se desarrolló en Montreal el XX Congreso Mundial de la Ruta, organizado por la Asociación Mundial de la Ruta (AIPCR) [59]. Entre los temas a



debatir figuraba “La obtención de la calidad en las obras viarias”. La participación al congreso contó con representantes de países de todos los continentes y en sus exposiciones respondieron a las siguientes cuestiones:

- Sistema de gestión de calidad utilizado.
- Componentes del sistema.
- Etapas de aplicación en que se aplica tal sistema.
- Referencia del sistema a las normas ISO.
- Otras normas o definiciones utilizadas.
- Certificación oficial del sistema.
- Organismos certificadores gubernamentales y privados.
- Acreditación de organismos.
- Resultados de la adopción de técnicas de gestión de la calidad en términos de costos y beneficios.
- Estímulos utilizados para promover los principios de gestión y de aseguramiento de la calidad o para desarrollar su uso.

Todos los países representados demostraron su interés por la obtención de la calidad en las obras de carreteras a través de la implantación de sistemas de gestión de calidad. Son relativamente pocos los que ya han comenzado con su aplicación, sin embargo el resto se encuentra en una etapa preliminar, lo que indica una generalización de esta política en un futuro próximo.

Es probable que el inconveniente más común que deba enfrentar esta propuesta sea la típica resistencia a los cambios que sufre cualquier organización, sumado a la necesidad de adoptar una filosofía nueva, integral, basada en el reparto de responsabilidades, el control acreditado y la optimización de procesos y procedimientos en forma constante.

En Europa merecen destacarse ciertos países como: Reino Unido, Suiza, Suecia, España, Italia, Francia, Países Bajos y Alemania, que han desarrollado sistemas de gestión y si bien, en algunos casos aún se detectan procesos incompletos, se progresa y mejora continuamente para lograr un aprovechamiento máximo de esta nueva disciplina. En América, Estados Unidos, Canadá y México han realizado importantes avances. Por último, la actitud de Australia constituye un excelente

ejemplo de utilización de estos sistemas, pues este país se encuentra muy avanzado en la descripción detallada de sus procesos claves.

También es importante tener en cuenta que la mayoría de los sistemas descritos han hecho referencia a las normas ISO o cuentan con sus equivalentes nacionales (países europeos). Con respecto a los organismos encargados de certificación, son diferentes en cada país y depende de su organización, existen consejos de acreditación, dependencias de ministerios, empresas privadas, institutos y comisiones de normalización, asociaciones federales, etc.

Exceptuando España y Francia, ningún país cuenta con datos suficientes para estimar el costo de implantación de estos sistemas, aunque sí han podido verificar las ventajas obtenidas en cuanto a la calidad del producto final y la eficiencia de los trabajos. España ha mencionado un costo de estos sistemas en el orden del 4% de la inversión y Francia entre el 2 y el 5%. Con respecto a los beneficios, todos han acordado que la gestión es demasiado reciente para obtener indicadores.

En algunos casos, los de los países menos avanzados en el tema, las ponencias han coincidido en la necesidad de alentar a las empresas en esta tarea de elaboración de sistemas de gestión y desarrollo de su uso, mediante la aplicación de una política de estímulos.

### **3.3. EL NUEVO ENFOQUE Y LAS DIRECTIVAS DE LA UNION EUROPEA**

El esfuerzo realizado por la Unión Europea (UE) para simplificar los procesos legislativos comunitarios y evitar la proliferación de directivas y normas nacionales, ha dado como resultado una serie de resoluciones y directivas que sirven de base para el desarrollo de normas armonizadas europeas.

Se denominan "barreras técnicas" a los obstáculos creados por el comercio como consecuencia de la existencia de diferentes reglamentos, normas, métodos de ensayo o procedimientos de certificación en los distintos países de la UE. Las exigencias de que los productos que se comercializan en los diferentes países tengan que cumplir

distintas especificaciones técnicas nacionales, constituyen barreras técnicas al intercambio intracomunitario, ocasionando costes adicionales a los productos, bienes y servicios.

Una de las medidas previstas por la Comisión Europea para facilitar el mercado interior es la eliminación de las barreras técnicas mediante el reconocimiento mutuo de productos y servicios. Para ello, en el año 1985 la Comisión Europea adoptó la Resolución conocida como "Nuevo Enfoque", la cual establece que se deberán armonizar los requisitos esenciales de seguridad y de salud – elaboradas por organismos europeos de normalización - que deben satisfacer los productos abarcados por la directiva, para tener acceso al mercado europeo, haciendo referencia a norma armonizadas para el resto de las especificaciones técnicas, acordando la libre circulación de los productos entre los estados miembros [40].

El Nuevo Enfoque se caracteriza esencialmente por la utilización de instrumentos de calidad, como la normalización y procedimientos de conformidad en las reglamentaciones comunitarias. Cuando un producto cumple con las disposiciones de las directivas comunitarias que le son de aplicación, este puede llevar el marcado CE de conformidad.

### **3.3.1. Productos de la construcción**

A partir de 1988, se ha adoptado la Directiva Productos de la Construcción 89/106/CEE, cuyo objetivo es establecer las condiciones para la libre circulación y utilización de los productos de construcción en el ámbito comunitario.

La Directiva especifica que los estados miembros considerarán idóneos a los productos que satisfagan los requisitos esenciales y lleven el marcado CE [14]. Establece seis requisitos esenciales aplicables a la ingeniería civil, que se desarrollan en seis documentos interpretativos y el producto de construcción deberá cumplirlos si se pretende la autorización de su puesta en el mercado. Estos requisitos son:

- resistencia mecánica y estabilidad
- seguridad en caso de incendio
- higiene, salud y medio ambiente
- seguridad de utilización
- protección contra el ruido
- ahorro energético y aislamiento térmico

Luego establece especificaciones técnicas, según:

- normas armonizadas para productos de construcción tradicionales
- normas reconocidas para productos tradicionales mientras no existan las normas armonizadas
- documentos de idoneidad técnica, para productos de construcción de reciente aparición en el mercado y sin prestaciones conocidas

Para poder ser puestos en el mercado, los productos referidos por la Directiva de Productos de la Construcción deberán verificar su conformidad con las especificaciones contenidas en la norma armonizada. Es el fabricante, o su representante en la comunidad, quien certificará esta conformidad, para el producto que comercialice.

Una norma armonizada de acuerdo a la Resolución del Nuevo Enfoque es una especificación técnica aprobada por un organismo europeo de normalización elaborada bajo un mandato de la Comisión de acuerdo con lo establecido con la Directiva Productos de la Construcción.

Las normas armonizadas deberán elaborarse para demostrar la satisfacción de los requisitos esenciales. Uno de los propósitos de la Directiva al intentar quitar barreras comerciales, es que las normas sean expresadas en términos del comportamiento del producto y teniendo en cuenta los documentos interpretativos. Estos dan forma concreta a los requisitos esenciales, armonizan la terminología, indican los métodos de cálculo y de determinación y sirven de referencia para la creación de las normas armonizadas.

### 3.3.2. Construcción de carreteras. Mezclas bituminosas

La Directiva Productos de la Construcción ha puesto en marcha un control de conformidad de los productos con referencia a las especificaciones armonizadas. Para esto, cada estado miembro designa los organismos de certificación, de inspección o de ensayo, que ejecutan las tareas relacionadas con la evaluación de la conformidad. La Directiva distingue varios métodos de control de la conformidad, tabla 3.1, que se basan en dos tipos de tareas: control del producto, por una parte, y control del sistema de producción en obra o en fábrica por otra, señalándose posteriormente, en distintas reglamentaciones, el método a emplear con cada producto.

MÉTODOS DE CONTROL DE LA CONFORMIDAD (Anexo III. 1)	SISTEMAS (Anexo III.2)					
	ii, 1ª					
	1+	1	2+	2	3	4
ensayo inicial del producto	L	L	F	F	L	F
ensayo de muestras tomadas en fábrica	F	F	F			
ensayo por sondeo de muestras tomadas en fábrica, mercado u obra	L					
ensayo de muestras procedente de un lote a entregar o ya entregado						
control de producción en la misma	F	F	F	F	F	F
inspección inicial de la fábrica y del control de producción en la misma	OI	OI				
vigilancia, supervisión y evaluación constantes del control de producción en fábrica	OC	OC				
certificación del control de producción en fábrica sobre la base de inspección inicial de la fábrica y de dicho control de producción			OI / OC	OI / OC		
certificación del control de producción en fábrica sobre la base de vigilancia, supervisión y evaluación constantes de control de producción en la misma			OC	OC		
certificación conformidad por organismo autorizado (art. 13.3.b)	Declaración de conformidad por el fabricante (art. 13.3.a)					
L: laboratorio de ensayos autorizado, F: fabricante, OI: organismo de inspección autorizado, OC: organismo de certificación autorizado	Procedimientos					

Tabla 3.1: Procedimientos de certificación de la conformidad previstos en la Directiva Productos de la Construcción [9].

Para los productos empleados en la construcción de carreteras y en particular para las mezclas bituminosas, la Decisión 98/601/CE del 24/10/98 establece el método de control 2+ con el procedimiento a seguir, tabla 3.2.

PRODUCTOS	USO PREVISTO	NIVELES O CLASES (REACCIÓN AL FUEGO)	SISTEMA DE CERTIFICACIÓN DE LA CONFORMIDAD
Betún	Para la construcción de carreteras y capas de rodadura	-	2+
Mezclas bituminosas	Para la construcción de carreteras y capas de rodadura	-	2+
Productos para capas de rodadura	Para capas de rodadura	-	2+
Productos y conjuntos de impermeabilización de tableros de puentes	Para tableros de puente	-	2+
Productos auxiliares	Para carreteras con pavimento de hormigón	-	4
Mezclas bituminosas Productos para capas de rodadura	Para usos sujetos a la reglamentación de reacción al fuego	(A, B, C)*	1
		(A, B, C)**	3
		A***, D, E, F	4

\*: Materiales cuya reacción al fuego pudiera variar durante el proceso de fabricación (en general, los susceptibles de modificación química, por ejemplo los retardadores de ignición o aquellos en los que cambios en la composición pudieran cambiar su rendimiento en lo que respecta a la reacción al fuego)

\*\* : Materiales cuya reacción al fuego no varía durante el proceso de fabricación

\*\*\*: Materiales de la clase A que, con arreglo a la decisión 96/603, no necesitan someterse a ensayo de reacción al fuego.

Tabla 3.2: Sistema de certificación de la conformidad elegido para los productos asfálticos empleados en la construcción de carreteras [9]

Es importante destacar que el sistema de certificación de la conformidad definido por la Decisión 98/601/CE para las mezclas bituminosas es el 2+, que consiste en el ensayo de muestras tomadas en fábrica y en el control de la producción de la mezcla. De este modo, no está previsto el control de las etapas posteriores a la fabricación, y en consecuencia, no se controla el producto final, que es la mezcla colocada en su posición definitiva, luego de su compactación.

Junto con el método a seguir la Comunidad Europea está fijando los requisitos a exigir a los productos. Estos aparecen indicados de forma cualitativa en los mandatos de la comunidad y de forma cuantitativa en las normas armonizadas.

El mandato M/124 del 10/02/99 es el que fija los requisitos a exigir a los productos empleados en la construcción de carreteras. Para los tres grupos de productos bituminosos considerados: betunes asfálticos, mezclas bituminosas y tratamientos superficiales, establece los requisitos esenciales que deberán considerarse para cada uno de ellos. Tablas 3.3 y 3.4. En este mismo mandato se definen las condiciones que deberán considerarse en el contenido y la presentación de las normas armonizadas. [11].

Nº	Requisitos esenciales	Características de Comportamiento	Durabilidad
1 y 4	Resistencia mecánica y estabilidad  Seguridad de utilización	Consistencia  Resistencia a la fluencia/deformación (incluyendo su dependencia con la temperatura)  Poder aglomerante  Cohesión  Adhesión	Envejecimiento (por intemperie, oxidación)
2	Seguridad en caso de incendio		
3	Higiene, salud y medio ambiente	Emisión de carbonos poliaromáticos Emisión de otras sustancias peligrosas*	
5	Protección contra ruido		
6	Ahorro de energía y aislamiento térmico		

Tabla 3.3: Requisitos esenciales para betunes puros y betunes modificados con polímeros según el Mandato M/124 [11].

Nº	Requisitos esenciales	Características de Comportamiento	Durabilidad
1 y 4	Resistencia mecánica y estabilidad  Seguridad de utilización	Adhesión del ligante a los áridos Módulo de rigidez Resistencia a la deformación permanente (por ejemplo roderas) (incluyendo efecto de la temperatura) Resistencia a la fatiga / iniciación de fisuras Resistencia al deslizamiento Resistencia a la abrasión Conductividad hidráulica	Envejecimiento (por intemperie, oxidación, desgaste, impactos, agentes, neumáticos con clavos)
2	Seguridad en caso de incendio	Reacción al fuego	
3	Higiene, salud y medio ambiente		
5	Protección contra ruido	Absorción de ruido	
6	Ahorro de energía y aislamiento térmico		

Tabla 3.4: Requisitos esenciales para mezclas bituminosas según el M/124 [11].

Actualmente, el Comité Técnico del CEN relacionado con estos productos de carreteras están elaborando las normas armonizadas correspondientes al Mandato 124. Según las previsiones divulgadas a través de la UE, se estima que el año 2002 será la fecha de publicación de la última norma, del total previsto para productos de la construcción [12]. Las normas que hacen referencia a mezclas bituminosas serían las siguientes:

- prEN 13108-1: Bituminous mixtures (Asphalt concrete normal – ACN, Asphalt concrete macadam – ACM)
- prEN 13043: Aggregates for bituminous mixtures and surface dressings for roads and other paved areas.
- prEN 12591: Bitumen and bituminous binders – Specifications for paving grade bitumens

Es evidente que el sistema puesto en marcha para controlar los productos de construcción evoluciona de modo sensible de cara al futuro, tanto por la adopción de



normas europeas como por la aplicación de la Directiva Productos de la Construcción. Como conclusión, el mercado CE certificará la conformidad con las normas armonizadas o con los acuerdos técnicos europeos y será obligatorio para comercializar el producto. Su objetivo es asegurar a la sociedad y a las autoridades responsables que las exigencias de seguridad, de salud, de ambiente, etc., serán respetadas por las obras realizadas con estos productos.

### **3.4. EJECUCIÓN DE LAS MEZCLAS BITUMINOSAS. CONTROLES DE DISEÑO, SOBRE EL PROCESO Y SOBRE EL PRODUCTO**

Para la Organización Europea para el Control de Calidad (EOQC), la calidad de un producto es el resultado de la calidad del diseño y la calidad en la fabricación. En el caso particular de las mezclas bituminosas se debería añadir la calidad en el proceso de colocación y ejecución del material. Como anteriormente ya se ha señalado, casi toda la normativa europea de calidad va dirigida al producto que es empleado dentro de la obra, pero hasta el momento no existen normativas comunitarias dirigidas al control de la aplicación de estos productos en obra. No se ha llegado a definir cuales son las características a exigir al producto final, es decir, a la carretera o a la capa de mezcla construida.

Esto es debido, en primer lugar, a que cada carretera y cada capa tiene unas características singulares y es difícil dar unos valores que sirvan para todas, y, en segundo lugar, a que el esfuerzo principal de la normativa de calidad ha ido a asegurar la calidad de los productos empleados pero no del producto final: la carretera.

No obstante, se observa dentro de las diferentes administraciones de carreteras, receptoras de las obras, una preocupación por fijar unos criterios y unos niveles mínimos de calidad de la obra ejecutada. Esto va dirigido, en el caso de las capas asfálticas, a definir unos niveles de regularidad en el extendido y unas características mecánicas y de compactación a exigir a la mezcla ejecutada. En el caso de los firmes se está procediendo a controlar sobre todo la capacidad estructural del firme construido, habiéndose establecido criterios de recepción a partir de la deflexión del firme y del módulo de las capas construidas.

Todo esto se encuentra tal como se recoge y analiza a continuación en unos niveles muy incipientes y es lo que ha llevado a la elaboración de este trabajo dirigido a mejorar y a establecer unos procedimientos de control sobre el producto final.

### **3.4.1. La calidad en el diseño**

El diseño de una mezcla bituminosa se realiza teniendo en cuenta que esta debe conseguir unos niveles mínimos de calidad, normalmente relacionados con las condiciones climatológicas y de tráfico a que va a estar sometida. La calidad en el proyecto de la mezcla bituminosa se establece definiendo unas prescripciones sobre el producto en sí y también sobre los materiales a emplear en su fabricación y sobre la composición de la misma.

#### **3.4.1.1. Especificaciones sobre el producto**

Las especificaciones de la Comunidad Europea sobre mezclas bituminosas están recogidas en la norma prEN 13108-1 [20], de mayo de 1999 y las especificaciones españolas aparecen en la Circular Nº 299/89 “Recomendaciones sobre mezclas bituminosas en caliente” [43]. La circular española establece las prescripciones sobre la mezcla en relación a cinco categorías de tráfico: T0, T1, T2, T3 y T4, y tres zonas térmicas: cálida, media y templada, haciendo referencia a las siguientes características de la mezcla:

- estabilidad y deformación Marshall
- velocidad de deformación en máquina de pista
- resistencia conservada tras inmersión
- huecos en mezcla
- huecos en árido

Los requisitos establecidos por la normativa española para estas características de la mezcla aparecen en las tablas 3.5. y 3.6. La resistencia conservada en el ensayo de inmersión-compresión debe ser mayor del 75%.

CARACTERÍSTICAS	CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO	
	T0, T1 y T2	T3 Y T4
Nº de golpes por cara	75	
Estabilidad (KN)	> 10	7,5 – 12,5
Deformación (mm)	2 – 3,5	
Huecos en mezcla (%)		
Capa de rodadura	4 – 6	3 – 5
Capa intermedia	4 – 8	3 – 8
Capa de base	4 – 9	3 – 9
Huecos en áridos (%)		
Mezclas –8	≥ 16	
Mezclas –12	≥ 15	
Mezclas –20	≥ 14	
Mezclas –25	≥ 13	

Tabla 3.5: Criterios de dosificación de mezclas bituminosas en caliente empleando el aparato Marshall (NLT-159/86)

CATEGORÍA DE TRAFICO PESADO	ZONA TÉRMICA ESTIVAL		
	CALIDA	MEDIA	TEMPLADA
T0 Y T1	15		20
T2	15	20	
T3	20		-
T4	20	-	

Tabla 3.6: Máxima velocidad de deformación ( $\mu\text{m}/\text{min}$ ) en el intervalo de 105 a 120 minutos (NLT-173/84)

La norma europea establece varias categorías de calidad para los dos tipos de mezclas bituminosas en caliente que considera (asphalt concrete normal – ACN y asphalt concrete macadam – ACM). Dentro de estos tipos de mezclas estarían incluidas las mezclas tipo denso, semidenso, grueso y abiertas de la normativa española. De acuerdo con cada una de las categorías de calidad se indican unos requisitos para las siguientes características de las mezclas:

*Generales:*

- huecos en mezcla
- sensibilidad a la acción del agua

*Empíricos:*

- estabilidad Marshall
- huecos rellenos de betún
- huecos en áridos
- huecos para 10 giros del compactador giratorio
- huella o velocidad de deformación en máquina de pista

*Fundamentales:*

- módulo de rigidez
- huella o velocidad de deformación en máquina de pista
- resistencia a fatiga

El objetivo del Comité Técnico del CEN al desarrollar esta norma ha sido especificar propiedades fundamentales de las mezclas bituminosas. Sin embargo, puesto que las especificaciones para mezclas se han basado tradicionalmente en métodos empíricos combinados con especificaciones de los materiales componentes, se ha incluido esta alternativa. Los usuarios de la norma que tengan suficiente experiencia con los requisitos fundamentales podrán aplicar las especificaciones correspondientes. Los demás podrán continuar empleado las especificaciones empíricas y a la vez ir ganando experiencia con el enfoque fundamental mediante el desarrollo de otros ensayos adicionales.

*Requisitos Generales:*

El contenido de huecos mínimo y máximo de la mezcla se indica en las tablas 3.7 y 3.8. La diferencia entre ambos valores debe ser al menos del 2% cuando la probeta se ha compactado por impacto o vibración y como mínimo del 5% cuando se ha utilizado el compactador giratorio.

CATEGORIA	CONTENIDO DE HUECOS
A	2
B	3
C	4
D	5
E	6
F	7
G	8
H	9
Z	sin requisito

Tabla 3.7: Contenido mínimo de huecos (prEN 12697-8)

CATEGORIA	CONTENIDO DE HUECOS
A	3
B	4
C	5
D	6
E	7
F	8
G	9
H	10
I	11
J	12
K	13
Z	sin requisito

Tabla 3.8: Contenido máximo de huecos (prEN 12697-8)

La sensibilidad a la acción del agua se evalúa mediante el cociente entre las resistencias a tracción indirecta de probetas que han sido acondicionadas en agua y probetas no acondicionadas (ITSR), exigiéndose los valores mínimos, expresados en porcentaje, que se pueden observar en la tabla 3.9.

El Comité Técnico 227 del CEN ha normalizado la determinación de la resistencia a tracción indirecta y la evaluación de la sensibilidad al agua según los borradores N° 1.22 y 1.9a respectivamente [2].

CATEGORIA	ITSR MINIMO (%)
A	80
B	70
C	60
D	50
E	40
F	30
G	20
Z	sin requisito

Tabla 3.9: Cociente de resistencia a tracción indirecta (prEN 12697-12)

*Requisitos empíricos:*

En la comprobación de los requisitos empíricos, se deben verificar mediante el ensayo Marshall los valores mínimos y máximos de estabilidad, de deformación y el cociente mínimo entre ambos parámetros, tal como se puede apreciar en las tablas 3.10, 3.11, 3.12 y 3.13.

CATEGORIA	P min kN
A	12,5
B	10
C	7,5
D	5
E	7,5
F	2,5
Z	sin requisito

Tabla 3.10: Estabilidad Marshall mínima (prEN 12697-37)

CATEGORIA	P max kN
A	15
B	12,5
C	10
D	7,5
Z	sin requisito

Tabla 3.11: Estabilidad Marshall máxima (prEN 12697-37)

CATEGORIA	F mm
A	2-4
B	3-5
Z	sin requisito

Tabla 3.12: Deformación Marshall (prEN 12697-37)

CATEGORIA	Q min kN/mm
A	3,5
B	3
C	2,5
D	2
E	1,5
F	1
Z	sin requisito

Tabla 3.13: Cociente Marshall mínimo (prEN 12697-37)

El porcentaje máximo de huecos rellenos con betún de la mezcla diseñada debe cumplir con alguna de las categorías especificadas en la tabla 3.14.

CATEGORÍA	Max. H.R.B. (%)
A	50
B	53
C	56
D	59
E	62
F	65
G	68
H	71
I	74
J	77
K	80
L	83
M	86
Z	sin requisito

Tabla 3.14: Contenido de huecos rellenos con betún máximo (prEN 12697-8)

El contenido mínimo de huecos en áridos debe verificar los valores establecidos en la tabla 3.15.

El contenido mínimo de huecos en áridos debe verificar los valores establecidos en la tabla 3.15.

CATEGORÍA	Mín. huecos en áridos
A	8
B	10
C	12
D	14
E	16
Z	sin requisito

Tabla 3.15: Contenido mínimo de huecos en áridos (prEN 12697-8)

Si se utiliza el compactador giratorio, la norma especifica un contenido mínimo de huecos luego de 10 vueltas, según la tabla 3.16.

CATEGORÍA	Mín. huecos a 10 vueltas
A	11
B	9
Z	sin requisito

Tabla 3.16: Contenido mínimo de huecos a las 10 vueltas del compactador giratorio (prEN 12697-8)

Con respecto a la resistencia a la deformación permanente, ésta puede determinarse mediante el ensayo de la máquina de pista. Se han definido dos dispositivos posibles, diferenciados según los términos “grande” y “pequeño”. El primero es más frecuentemente empleado para medir la profundidad de la rodera en forma proporcional, a una temperatura de 50 o 60°C y a un número de ciclos de 10.000 o 30.000. El segundo se utiliza más para medir la velocidad de deformación, a una temperatura que puede variar entre 45 y 60°C. Tabla 3.17.

Dispositivo de ensayo	CATEGORÍA				
	A	B	C	D	Z
grande Prof. rodera max. proporcional, (%)	5	7,5	10	15	sin requisito
pequeño Velocidad de deformación max, (mm/h)	5	7,5	10	15	sin requisito
Prof. rodera max. (mm)	4	4	7	7	sin requisito

Tabla 3.17: Resistencia a la deformación permanente (prEN 12697-22)



*Requisitos fundamentales:*

En la verificación de los requisitos fundamentales se ha determinado un valor mínimo de módulo de rigidez obtenido mediante ensayos de flexotracción para probetas prismáticas o trapezoidales, o mediante el ensayo de módulo resiliente en probetas cilíndricas. Las condiciones normales de ensayo son una temperatura de 10 o 15°C y una frecuencia de 10 Hz o a un tiempo de aplicación de carga de 0,02 segundos. Tabla 3.18.

CATEGORÍA	S min. (MPa)
A	21.000
B	17.000
C	14.000
D	11.000
E	9.000
F	7.000
G	5.500
H	4.500
I	3.600
J	2.800
K	2.200
L	1.800
Z	sin requisito

Tabla 3.18: Valores de módulo de rigidez mínimo (prEN 12697-26)

Con respecto a la evaluación de la resistencia a la deformación permanente, la norma fijar un requisito de máxima velocidad de deformación según el ensayo de compresión cíclica triaxial (prEN 12697-25 parte a), compresión uniaxial (prEN 12697-25 parte b) o máquina de pista (prEN 12697-22). Para las dos primeras posibilidades, están previstas siete categorías, cuyos valores aún no se han determinado, y para la tercera se reiteran los requisitos establecidos como empíricos en la tabla 3.17.

Para analizar la resistencia a la fatiga, se han clasificado las máximas deformaciones para el millón de ciclos, ensayando la probeta a una temperatura de 8 o 10°C y a una frecuencia de 25 Hz. Las categorías se pueden apreciar en la tabla 3.19.

CATEGORÍA	$\epsilon$ max (def. x 10 <sup>6</sup> )
A	310
B	260
C	220
D	190
E	160
F	160
G	135
H	115
I	100
J	85
K	70
L	60
M	50
Z	sin requisito

Tabla 3.19: Valores máximos de deformación por fatiga (prEN 12679-24)

Todos los requisitos mencionados en las tablas se expresan en forma de categorías y la última dice "sin requisito". La categoría apropiada puede ser seleccionada o pueden seguirse las recomendaciones proporcionadas en un Anexo Nacional.

La categoría "sin requisito" se aplica cuando una propiedad no es relevante para identificar a la mezcla o cuando es cubierta por otro requisito. El Anexo Nacional a una norma europea es una parte informativa de la norma elaborada por un instituto nacional de normalización y puede contener recomendaciones para:

- el uso de requisitos empíricos o fundamentales
- la selección de las propiedades de los materiales
- la selección de las categorías a partir de la lista de requisitos de la mezcla, teniendo en cuenta las condiciones de tráfico, climáticas, la capa de construcción donde se empleará la mezcla y consideraciones económicas.

Si se comparan los requisitos de las dos normas descritas, se observa que los valores de estabilidad y deformación Marshall, y los de huecos en mezcla y en árido fijados por la normativa española se encuentran dentro de los rangos establecidos por la normativa europea para requisitos generales y empíricos. Tabla 3.20. Con respecto a la velocidad de deformación, las características del ensayo normalizado en España se asemejan a las del dispositivo pequeño de la normativa europea, aunque sólo en las dimensiones y no en cuanto a la presión de inflado del neumático y a la frecuencia de aplicación de carga.

La normativa europea plantea también un cociente mínimo entre estabilidad y deformación Marshall, un máximo contenido de huecos rellenos con betún y un contenido de huecos cuando la probeta se elabora con compactador giratorio.

Además es importante destacar la propuesta de los requisitos fundamentales de la normativa europea, que reemplazarán gradualmente a los empíricos, para conseguir evaluar a la mezcla según su comportamiento mediante la determinación del módulo de rigidez de la mezcla y de su ley de fatiga.

NORMATIVA		ESPAÑOLA				EUROPEA		
		T0, T1 y T2		T3 y T4		MIN	MAX	
estabilidad (KN)		> 10		7,5-12,5		de < 12,5 a < 2,5	de > 15 a > 7,5	
deformación (mm)		2-3,5		2-3,5		de 2-4 a 3-5	-	
Q est/def. (KN/mm)		-		-		de > 3,5 a > 1	-	
huecos en mezcla (%) capa	rod..	4-6		3-5		de > 2 a > 9	de < 3 a < 13	
	int.	4-8		3-8				
	base	4-9		3-9				
huecos en árido, mezcla	-8	≥ 16		≥ 16		de > 8 a > 16	-	
	-12	≥ 15		≥ 15				
	-20	≥ 14		≥ 14				
	-25	≥ 13		≥ 13				
		T0 y T1	T2	T3	T4			
veloc.	cálida	15	15	20	20	-	disp.	*
max.	media	15	20	20	-		grande (%)	de < 5 a < 15
pista (µm/min)	templ.	20	20	-	-		peq. (mm/h)	de < 5 a < 15
prof. huella (mm)		-		-		de < 4 a < 7		
sensibilidad agua (%)		resist. conserv. > 75		-		ITSR de > 80 a > 20		
huecos rellenos con betún (%)		-		-		de < 50 a < 86		
huecos comp. girat. 10 vueltas (%)		-		-		de > 11 a > 9		
módulo de rigidez (MPa)		-		-		de > 21.000 a > 1.800		
def. a fatiga a 10 <sup>6</sup> ciclos		-		-		de < 310 a < 50.10 <sup>6</sup>		

\*: Las condiciones del ensayo son diferentes de la norma española

Tabla 3.20: Valores de requisitos según la normativa española y la normativa europea

### 3.4.1.2. Especificaciones sobre los materiales

Si la mezcla ha de tener una calidad, los componentes que se utilizan en su fabricación han de ser también de calidad. Al igual que ocurre para la mezcla, se han definido diferentes categorías de calidad en consonancia con los de la mezcla y con las condiciones de tráfico y climatológicas en que va a estar sometida.

Las especificaciones sobre los materiales a emplear en las mezclas, tanto en áridos, filleres, ligantes, aditivos, etc., suelen ser prolijas y extensas, dada su repercusión en el comportamiento de la mezcla y la dificultad de comprobar y asegurar su buen comportamiento para cualquier composición de la misma. Por ello, es necesario recurrir a una serie de requisitos que aseguren que con los materiales empleados se puede fabricar una buena mezcla y combinar estos de forma adecuada para optimizar alguna propiedad de la misma.

- Aridos:

Las recomendaciones españolas especifican para los áridos los requisitos recogidos en las tablas 3.21 y 3.22.

Textura y forma	Proporción mínima de partículas con caras fracturadas $\geq 2$ (% en masa) NLT-358/87	Categoría de tráfico pesado	Capa de rodadura e intermedia	Capa de base
		T0 y T1	100	90
		T2	90	75
		T3 y T4	75	-
Máximo índice de lajas NLT-354/74		Categoría de tráfico pesado	Valor máximo	
		T0, T1 y T2	30	
		T3 y T4	35	
		Mezclas drenantes	25	

Tabla 3.21: Requisitos para los áridos en mezclas bituminosas [43]

<b>Calidad</b>	Coeficiente de desgaste Los Angeles valor máximo (%) NLT-149/72	Mezclas drenantes	20	
		Capa de rod. e interm.	25	
		Capa de base	30	
	Coeficiente de pulido acelerado (árido grueso y capa de rodadura) NLT-174/72	Categoría de tráfico pesado	Valor mínimo	
		T0 y T1	0,50	
T2		0,45		
	T3 y T4	0,40		
	Mezclas drenantes	Los límites anteriores se rebajarán en 0,05 pero sin bajar de 0,40		
<b>Limpieza</b>	Los áridos deberán estar exentos de terrones de arcilla, materia vegetal, marga u otras materias extrañas.  Su proporción de impurezas deberá ser inferior al 0,5%. NLT-172/86			
<b>Adhesividad</b>	Mezclas abiertas o drenantes	Arido grueso	La proporción del árido totalmente envuelto después del ensayo de inmersión en agua $\geq 95\%$ NLT-166/86	
		Arido fino	El índice de adhesividad $\geq 4$ NLT-355/74	
	Otras mezclas	La pérdida de resistencia en el ensayo de inmersión-compresión $\leq 25\%$		
<b>Proporción máxima de arena natural en la mezcla</b> (% en masa total de los áridos, incluido el polvo mineral)		Categoría tráfico pesado	Proporción máxima	
		T0 y T1	10	
		T2	15	
		T3 y T4	25	

Tabla 3.22: Requisitos para los áridos de las mezclas bituminosas [42]

La norma europea prEN 13043 [18] divide los requisitos para áridos en geométricos, físicos, de durabilidad y químicos.

- Dentro de los requisitos geométricos, se especifican categorías con límites sobre el contenido de finos en áridos gruesos y arenas, índice de lajas y porcentaje de partículas con caras fracturadas y redondeadas.
- Dentro de los requisitos físicos hay límites para el coeficiente de desgaste Los Angeles, el coeficiente de pulido y varios ensayos de resistencia a la abrasión.
- Dentro de los requisitos de durabilidad hay categorías para evaluar el efecto de los ciclos de congelamiento-deshielo y la acción de los sulfatos.

- Dentro de los requisitos químicos, se limita el contenido de contaminantes orgánicos.

En la tabla 3.23 se han comparado los requisitos de la normativa española y de la comunitaria para áridos. Como se puede apreciar, las categorías CEN de los cuatro primeros parámetros: índice de lajas, coeficiente de fractura, coeficiente Los Angeles y resistencia al pulimento, incluyen a los rangos permitidos por la Orden Circular. Pero además, la normativa europea amplía las exigencias en la calidad de los áridos mediante requisitos de resistencia a la acción del hielo y de los sulfatos.

Propiedad evaluada	Característica	Valores según la Orden Circular 299/89 España	Categoría según normativa CEN
Forma y textura	Índice de lajas	< 30 (T0, T1 y T2) < 35 (T3 y T4) < 25 (T5)	< 15 CA < 20 CB < 35 CC < 50 CD
	Coeficiente de fractura	>100 (T0 y T1) > 90 (T2) > 75 (T3 y T4)	100 CA > 90 CB (% partículas con caras redondeadas < 3) > 50 CC (% partículas con caras redondeadas < 10) > 50 CD (% partículas con caras redondeadas < 30)
Calidad y dureza	Coeficiente Los Angeles	< 25 Capa rodadura < 30 Capa base < 20 Mezcla drenante	< 15 CA < 20 CB < 25 CC < 30 CD < 40 CE < 50 CF
	Resistencia al pulimento	>0,50 (T0 y T1) > 0,45 (T2) > 0,40 (T3 y T4)	>68 CA > 62 CB > 56 CC > 50 CD > 44 CE
	Hielo-deshielo		< 1 CA < 2 CB < 3 CC
	Acción de sulfatos		< 18 CA < 25 CB < 35 CC

Tabla 3.23: Comparación de los requisitos de las normativas española y europea para áridos.

• Filler

Las recomendaciones españolas indican requisitos de finura y actividad del filler, limitados de la siguiente manera:

- Densidad aparente, según NLT 176/74, entre 0,5 y 0,8 g/cm<sup>3</sup>
- Coeficiente de emulsibilidad, según NLT 180/74, < 0,6.

En la normativa europea se han clasificado requisitos geométricos, físicos, químicos y de consistencia. Los requisitos de consistencia del filler incluyen la densidad aparente, que debe oscilar entre 0,5 y 0,9 g/cm<sup>3</sup>.

• Betunes:

Las especificaciones españolas para los betunes asfálticos se recogen en la tabla 3.24

CARACTERÍSTICA	Unidad	Norma de ensayo NLT	TIPOS											
			B 20/30		B 40/50		B 60/70		B 80/100		B 150/200		B 200/300	
			Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max	Min	Max
<b>Betún original</b>														
Penetración (25°C, 100 gr, 5 seg)	0,1 mm	124/84	20	30	40	50	60	70	80	100	150	200	200	300
Índice de penetración		181/84	-1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	+1
Punto de reblandecimiento (A y B)	°C	125/84	57	69	52	61	48	57	45	53	38	45	34	41
Punto de fragilidad Fraass	°C	182/84		0		-4		-8		-10		-15		-20
Ductilidad (5 cm/min)		126/84												
a 25°C	cm		50		70		90		100		100			
a 5°C	cm												100	
Solubilidad en tricloroetano	%	130/84	99,5		99,5		99,5		99,5		99,5		99,5	
Contenido de agua (en volumen)	%	123/84		0,2		0,2		0,2		0,2		0,2		0,2
Punto de inflamación v/a	°C	127/84	235		235		235		235		220		175	
Densidad relativa (25°C/25°C)		122/84	1,00		1,00		1,00		1,00		1,00		0,99	
<b>Ensayo sobre el residuo de película fina</b>														
Variación de masa	%	185/84		0,5		0,8		0,8		1,0		1,4		1,5
Penetración (25°C, 100 g, 5 s)	% p.o.	124/84	60		55		50		45		40		35	
Variación del punto de reblandecimiento (A y B)	°C	125/84		7		8		9		10		11		12
Ductilidad (5 cm/min)		126/84												
a 25°C	cm		35		40		50		75		100			
a 5°C	cm												100	

Tabla 3.24: Especificaciones para los betunes asfálticos de la normativa española

Dentro de las especificaciones, se observan requisitos para el betún original: penetración, punto de reblandecimiento, punto de fragilidad Fraass, ductilidad, solubilidad, contenido de agua, punto de inflamación y densidad relativa. Sobre el residuo de película fina, para evaluar el grado de envejecimiento de betún, se especifican límites de variación de masa, penetración, variación del punto de reblandecimiento y ductilidad.

El principio general adoptado por la normativa europea ha sido proveer un rango de tipos de betunes adecuado a las condiciones climáticas y de tráfico encontradas en los países miembros [19]. Ha dividido a los betunes en tres grupos, de acuerdo a su penetración nominal:

- betunes de penetración 20 a 330
- betunes de penetración 250 a 900
- betunes designados y especificados por la viscosidad a 60°C (betunes de penetración 1500 a 12000)

Para los betunes de penetración 20 a 330, hay propiedades obligatorias y optativas, como se puede apreciar en la tabla 3.25. Con respecto a las propiedades optativas, cada país puede elegir las apropiadas para sí y por tanto, esas propiedades seleccionadas serán consideradas obligatorias en ese país.

Para betunes de penetración 250 a 900, las propiedades se indican en la tabla 3.26. El rango de betunes de penetración de 250 a 330, es compartido por los dos grupos anteriores, los betunes de penetración 20 a 330 y los de 250 a 900. La norma especifica que en este caso, cada país debe establecer en un Anexo Nacional a cual de los dos grupos se debe remitir.

Para betunes designados y especificados por la viscosidad a 60°C, los requisitos se observan en la tabla 3.27.



	Unidad	Método de ensayo	Grado									
			20/30	30/45	35/50	40/60	50/70	70/100	100/150	160/220	250/330	
<b>PROPIEDADES OBLIGATORIAS</b>												
Penetración a 25°C	x 0,1 mm	EN 1426	20-30	30-45	35-50	40-60	50-70	70-100	100-150	160-220	250-330	
Punto de reblandecimiento	°C	EN 1427	55-63	52-60	50-58	48-56	46-54	43-51	39-47	35-43	30-38	
Resistencia al envejecimiento, a 163°C		EN 12607-1 o 12607-3										
(a)												
.- Cambio de masa, max., ±	%		0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,8	0,8	1,0	1,0	
.- Penetración s/residuo pel. fina, mín.	%		55	53	53	50	50	46	43	37	35	
Punto de reblandecimiento después envejecimiento	°C	EN 1427	57	54	52	49	48	45	41	37	32	
Punto de inflamación, mín.	°C	EN 22592 (b)	240	240	240	230	230	230	230	220	220	
Solubilidad, mín.	%(m/m)	EN 12592	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	99,0	
<b>PROPIEDADES OPTATIVAS</b>												
Contenido de parafina, max. (c)	%(m/m)	EN 12606-1 o EN 12606-2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2	2,2
Viscosidad dinámica a 60°C, mín.	Pa.s	EN 12596	440	260	225	175	145	90	55	30	18	
Viscosidad cinemática a 135°C, mín.	mm <sup>2</sup> /s	EN 12595	530	400	370	325	295	230	175	135	100	
Punto de fragilidad Fraass, máx.	°C	EN 12593	-5	-5	-5	-7	-8	-10	-12	-15	-16	
Resist. al envejecimiento (d): se puede elegir una de las sig. alternativas:		EN 12607-1 o 12 607-3										
1.- Aumento del punto de reblandecimiento, máx.	°C	EN 1427	8	8	8	9	9	9	10	11	11	
2.- Aum. del pto. de reblandecimiento, máx. y punto Fraass, máx. (e)	°C	EN 1427	10	11	11	11	11	11	12	12	12	
	°C	EN 12593	-5	-5	-5	-7	-8	-10	-12	-15	-16	
3.- Aumento del punto de reblandecimiento, máx. e índice de penetración (e) mín máx.	°C	EN 1427 anexo A de esta norma	10	11	11	11	11	11	12	12	12	
			-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	-1,5	
			+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	+0,7	
4.- Aumento del punto de reblandecimiento, máx. (f)	°C	EN 1427	10	11	11	11	11	11	12	12	12	

Tabla 3.23: Especificaciones para betunes de penetración 20 a 330.

(a) Sólo se usa RTFOT para propósitos de peritaje (b) Ver cláusula 4.1.1.3. (c) Ver cláusula 4.1.2.2. (d) Ver cláusula 4.1.2.4. (e) Sobre el betún original, por ejemplo antes del proceso de envejecimiento (f) si se selecciona esta opción, se aplican ambos criterios para punto de fragilidad Fraass e índice de penetración

	Unidad	Método de ensayo	Grado			
			250/330	330/430	500/650	650/900
<b>PROPIEDADES OBLIGATORIAS</b>						
Penetración a 25°C	x 0,1 mm	EN 1426	70-130	90-170	140-260	180-360
Viscosidad dinámica a 60°C, mín.	Pa.s	EN 12596	18	12	7,0	4,5
Viscosidad cinemática a 135°C, mín.	mm <sup>2</sup> /s	EN 12595	100	85	65	50
Resistencia al envejecimiento, a 163°C (a)		EN 12607-1 o 12607-3				
- Cambio de masa, max., ±	%		1,0	1,0	1,5	1,5
- Cociente de viscosidad a 60°C, máx.			4,0	4,0	4,0	4,0
Punto de inflamación, mín.	°C	EN 22719	180	180	180	180
Solubilidad, mín.	% (m/m)	EN 12592	99,0	99,0	99,0	99,0
<b>PROPIEDADES OPTATIVAS</b>						
Punto de fragilidad Fraass, máx.	°C	EN 12593	-16	-18	-20	-20
(a) Sólo se usa RTFOT para propósitos de peritaje						

Tabla 3.24: Especificaciones para betunes de penetración 250 a 900

PROPIEDAD	Unidad	Método de ensayo	Grado			
			V1500	V3000	V6000	V12000
Viscosidad cinemática a 60°C	mm <sup>2</sup> /s	EN 12595	1000-2000	2000-4000	4000-8000	8000-16000
Punto de inflamación, mín.	°C	EN 22719	160	160	180	180
Solubilidad, mín.	% (m/m)	EN 12592	99,0	99,0	99,0	99,0
Resistencia al envejecimiento, a 163°C		EN 12607-2				
- Cambio de masa, max., ±	%		2,0	1,7	1,4	1,0
- Cociente de viscosidad a 60°C, máx.			3,0	3,0	2,5	2,0

Tabla 3.25: Especificaciones para betunes blandos, designados por viscosidad a 60°

En la tabla 3.28 se comparan ambas normativas.

Propiedad evaluada	Características	Valores según la Orden Circular 299/89 España	Categoría según normativa CEN
<b>Envejecimiento</b>	Cambio de masa máximo	0,5 para B 20/30 0,8 para B 40/50 y B 60/70 1,0 para B 80/100 1,4 para B 150/200 1,5 para B 200/300	0,5 para 20/30, 30/45, 35/50, 40/60 y 50/70 0,8 para 70/100 y 100/150 1,0 para 160/220 y 250/330
	Aumento de temperatura A y B máximo	7 para B 20/30 8 para B 40/50 9 para B 60/70 10 para B 80/100 11 para B 150/200 12 para B 200/300	8 para 20/30, 30/45 y 35/50 9 para 40/60, 50/70, 70/100 10 para 100/150 11 para 160/220 y 250/330 *
<b>Consistencia</b>	Punto de fragilidad Fraass máximo	0 para B 20/30 -4 para B 40/50 -8 para B 60/70 -10 para B 80/100 -15 para B 150/200 -20 para B 200/300	-5 para 30/45 y 35/50 -7 para 40/50 -8 para 50/70 -10 para 70/100 -12 para 100/150 -15 para 160/220 -16 para 250/330
<b>Susceptibilidad térmica</b>	Índice de penetración entre	de -1 a +1	de -1,5 a +0,7
<b>Composición</b>	Solubilidad mínima	99,5%	99%
<b>Combustión</b>	Punto de inflamación mínimo	235 para B 20/30, 40/50, 60/70 y 80/100 220 para B 150/200 175 para B 200/300	240 para 20/30, 30/45 y 35/50 230 para 40/60, 50/70, 70/100 y 100/150 220 para 160/220 y 250/330

\*: La normativa puede ser menos exigente si se combina este requisito con el de punto de fragilidad e índice de penetración.

Tabla 3.28: Comparación de los requisitos de las normativas española y europea para betunes.

Observando la tabla comparativa entre las dos normativas, es evidente que algunos criterios son muy similares. Sin embargo hay algunas diferencias: los valores de cambio de masa están más restringidos en la normativa europea para los betunes más blandos, el punto de fragilidad es menor para los betunes más duros y el rango el índice de penetración se ha desplazado levemente hacia valores menores. Además la norma europea permite optar, en lugar del aumento del punto de reblandecimiento, por la determinación de la viscosidad dinámica o cinemática.

### 3.4.1.3. Dosificación

La dosificación de la mezcla tiene como finalidad combinar sus componentes de la mejor forma con el fin de optimizar alguna propiedad de la mezcla. Dada la complejidad de revisar todas las propiedades de la mezcla y comprobar que todas ellas cumplen unos mínimos y están acordes con su empleo, se suele limitar las composiciones a utilizar, de forma que se aseguren unos umbrales mínimos de respuesta de la mezcla en todos sus aspectos y características. La dosificación a utilizar habrá de estar dentro de esos husos.

Los métodos de dosificación ayudan a buscar la composición, que dentro de esos husos, proporcionan la respuesta óptima de la mezcla. Cada método de dosificación suele basarse en una, dos o tres propiedades de la mezcla y son éstas las que se optimizan.

En la tabla 3.29 se recogen los husos granulométricos que fija la circular del MOPU para las mezclas españolas y la tabla se recogen los de la comunidad.

MEZCLA TIPO		CERNIDO ACUMULADO (% en masa) CEDAZOS Y TAMICES UNE										
		40	25	20	12,5	10	5	2,5	630µm	320 µm	160 µm	80 µm
DENSO	D8			100	80-95	100	70-90	45-70	18-34	12-25	8-17	5-
	D12			80-95	65-80	72-87	50-65	35-50	18-30	13-23	7-15	10
	D20		100			60-75	47-62	35-50	18-30	13-23	7-15	5-8
SEMIDENSO	S12			100	80-95	71-86	47-62	30-45	15-25	10-18	6-13	4-8
	S20		100	80-95	65-80	60-75	43-58	30-45	15-25	10-18	6-13	4-8
	S25	100	80-95	75-88	60-75	55-70	40-55	30-45	15-25	10-18	6-13	4-8
GRUESO	G20		100	75-95	55-75	47-67	28-46	20-35	8-20	5-14	3-9	2-6
	G25	100	65-95	65-85	47-67	40-60	26-44	20-35	8-20	5-14	3-9	2-5
ABIERTO	A12			100	65-90	50-75	20-40	5-20				2-4
	A20		100	65-90	45-70	35-60	15-35	5-20				2-4
DRENANTE	P12			100	75-100	60-90	32-50	10-18	6-12			3-6
	PA12			100	75-100	50-80	15-30	10-22	6-13			3-6

Tabla 3.29: Husos granulométricos para mezclas bituminosas en caliente

El método de dosificación empleado en la norma española está basado en el ensayo Marshall y su optimización, por tanto, en la resistencia a las deformaciones plásticas de la mezcla, teniendo en cuenta la relación filler/betún y el contenido de huecos en mezcla y áridos.

La normativa europea especifica dos combinaciones de tamices que pueden emplearse para determinar la granulometría de los áridos. Para cada serie de tamices se indican los rangos entre los valores máximo y mínimo según cada tamiz y el tamaño máximo D del árido, expresado en mm. Tablas 3.30 y 3.31 para las mezclas bituminosas normales ACN.

D	4	8	11	16	22	32	45	Rangos
Tamiz, mm	Tamices a usar							% en peso
45							x	10
31,5						x		10, 15
22,4					x	x	x	10, 15
16				x	x	x		10, 15, 20, 25
11,2			x	x	x			10, 15, 20, 25
8		x	x	x			x	10, 15, 20, 25
4	x	x	x					10, 15, 20, 25
2	x	x	x	x	x	x	x	10, 15, 20, 25
0,5	x	x	x	x	x	x	x	10, 15, 20, 25
0,063	x	x	x	x	x	x	x	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8

El tamiz 1,4D no se menciona en esta tabla: el porcentaje que pasa el tamiz 1,4D debe ser el 100%

Tabla 3.30: Rangos entre valores mínimos y máximos para la serie de tamices 1.

D	4	6	10	14	20	32	40	Rangos
Tamiz, mm	Tamices a usar							% en peso
40							x	10
31,5						x		10, 15
20					x	x	x	10, 15
14				x	x	x		10, 15, 20, 25
10			x	x	x			10, 15, 20, 25
6,3		x	x	x			x	10, 15, 20, 25
4	x	x	x					10, 15, 20, 25
2	x	x	x	x	x	x	x	10, 15, 20, 25
0,5	x	x	x	x	x	x	x	10, 15, 20, 25
0,063	x	x	x	x	x	x	x	2, 3, 4, 5, 6, 7, 8

El tamiz 1,4D no se menciona en esta tabla: el porcentaje que pasa el tamiz 1,4D debe ser el 100%

Tabla 3.31: Rangos entre valores mínimos y máximos para la serie de tamices 2.

Los requisitos de valores máximo y mínimo para los porcentajes que pasan el tamiz D, 2 mm y 0,063 mm de la dosificación de la mezcla ACN se pueden observar en las tablas 3.32 y 3.33.

D	4	8	11	16	20	32	45
Tamiz, mm	Porcentaje que pasa el tamiz % en peso						
1,4D	100	100	100	100	100	100	100
D	90-100	90-100	90-100	90-100	90-100	90-100	90-100
2	50-85	35-72	26-60	20-50	10-50	20-50	20-40
0,063	5-17	5-12	2-12	2-11	0-10	2-11	2-11

Tabla 3.32: Granulometría de la mezcla de proyecto para la serie de tamices 1

D	4	6	10	14	20	32	45
Tamiz, mm	Porcentaje que pasa el tamiz % en peso						
1,4D	100	100	100	100	100	100	100
D	90-100	90-100	90-100	90-100	90-100	90-100	90-100
2	50-85	35-72	26-60	20-50	10-50	20-50	20-40
0,063	5-17	5-12	2-12	2-11	0-10	2-11	2-11

Tabla 3.33: Granulometría de la mezcla de proyecto para la serie de tamices 2

No existe una normativa comunitaria que especifique el proceso de diseño de la mezcla bituminosa, pues se ha considerado que la forma en que el productor llegue a la composición de la mezcla no debe ser objeto de normalización.

### 3.4.2. La calidad en la fabricación

La fabricación se realiza en una planta formada por un conjunto de equipos mecánicos y electrónicos donde los áridos son calentados, secados y mezclados con el betún para producir una mezcla bituminosa en caliente según las proporciones deseadas y cumpliendo las especificaciones requeridas. Las unidades fundamentales de una planta son:

- sistema de alimentación y dosificación de los áridos en frío
- secador de los áridos
- colector de polvos

- instalación de cribado de los áridos en caliente
- silos de almacenamiento de los áridos cribados caliente
- sistema de alimentación del relleno mineral
- sistema de almacenamiento, calefacción y alimentación del ligante bituminoso
- sistema de dosificación de los áridos, el relleno mineral y el ligante bituminoso
- mezclador
- sistema de carga de la mezcla

A continuación se realiza una breve descripción de las unidades fundamentales de una planta y de los controles de fabricación que se deben realizar según las especificaciones españolas que aparecen en la Circular Nº 299/89 "Recomendaciones sobre mezclas bituminosas en caliente".

- Sistema de alimentación y dosificación de los áridos en frío

Estos sistemas son silos o tolvas donde se colocan los áridos separados por tamaños. En la parte inferior están provistos de una compuerta cuya abertura es regulable y permite realizar una dosificación primaria de los áridos, generalmente en volumen aunque también las hay por pesado.

En las tareas de control se debe considerar la verificación de la carga en las tolvas, que se debe realizar de forma tal que siempre estén llenas entre un 50 y un 100% de su capacidad y tratando de minimizar la segregación y degradación del árido.

Los áridos salen de las tolvas por las compuertas y por medio de un sistema de dosificación, pasan a una cinta transportadora que lleva los áridos al secador en cantidades controladas. Los sistemas de dosificación deben mantener un flujo uniforme y continuo de mezcla de áridos en las proporciones necesarias para obtener la granulometría prevista. Este objetivo podrá lograrse siempre y cuando los áridos hayan sido bien protegidos de posibles contaminaciones y segregaciones durante su manejo, y los dispositivos de alimentación están bien calibrados y funcionan correctamente.

- Secador de los áridos

Las funciones del secador son: secar los áridos y calentarlos hasta la temperatura necesaria para que al pasar al mezclador se envuelvan perfectamente por el betún. El secador es un cilindro giratorio, al que ingresan los áridos por un extremo, mientras que en el opuesto se encuentra un quemador con un ventilador que proporciona el aire de combustión. Los áridos circulan a contracorriente con respecto al movimiento del aire caliente mediante el movimiento giratorio del secador y una pequeña inclinación con respecto a la horizontal.

Es fundamental conseguir el tiro de aire necesario para que la combustión sea completa. En el caso de que el combustible sea aceite y no se haya quemado en su totalidad, puede ocurrir que deje un revestimiento aceitoso sobre las partículas del árido y que afecte a la adherencia con el ligante en la etapa de mezclado.

El secador está provisto de un termómetro que permite controlar la temperatura de los áridos a la salida.

- Colector de polvo

El secador tiene un ventilador que crea un tiro de aire dentro del secador, y cumple con varias funciones: favorece la combustión, hace circular los gases a través de los áridos, extrae el vapor de agua y arrastra las partículas más finas del árido. Estas partículas son recogidas por el colector de polvo, que las recupera y reincorpora a la mezcla en el caso que el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares lo permita. Diariamente se controla la granulometría y densidad del este filler de recuperación.

Es preciso que el extractor de aire funcione en equilibrio con el mechero para lograr una combustión perfecta. Si a este balance se le añade una correcta alimentación de áridos, entonces la granulometría del material recuperado será uniforme.

- Sistema de clasificación de áridos en caliente

Este sistema consta de una serie de cribas vibratorias ubicadas por encima de los silos de áridos en caliente. Los áridos salen del secador y pasan por las cribas donde se produce una nueva clasificación de áridos por tamaños.

Es importante que el rendimiento de las cribas se ajuste a la producción del mezclador. Además no deben sobrecargarse porque podría realizar una clasificación



incorrecta del material. También se deben controlar que no se produzca rotura o desgaste de las mallas de las cribas.

- Silos de almacenamiento de los áridos cribados calientes

Estos silos se utilizan para almacenar el árido caliente cuando sale de la unidad de cribado. Los silos están herméticamente divididos entre sí para evitar contaminaciones, provistos de un rebosadero para evitar que el exceso de árido caiga en los silos contiguos. Cuentan con una alarma que advierte cuando el nivel de llenado es menor del necesario para asegurar el caudal previsto y un dispositivo para la toma de muestras de cada porción de áridos. También está provisto de un termómetro para el control de la temperatura de los áridos.

El dispositivo para la toma de muestras desvía la corriente de árido del alimentador o de la compuerta debajo de la tolva hacia un recipiente. Esta operación deberá cubrir todo el ancho de la salida para asegurar que la muestra es representativa. El control realizado puede ser diario o cada dos o tres días, y es de tipo granulométrico.

- Sistema de alimentación del relleno mineral

El almacenamiento del relleno mineral debe estar muy bien protegido de la humedad y mediante un dispositivo mecánico o neumático alimenta a la planta. El polvo recuperado mediante los colectores puede introducirse en la mezcla si cumple con las condiciones exigidas al relleno mineral.

Debe realizarse un control frecuente de la cantidad de relleno mineral añadida a la mezcla pues esta variable puede afectar de modo considerable los resultados de la mezcla. Para ello se debe revisar constantemente la calibración de los mecanismos de alimentación y pesado.

- Sistema de almacenamiento, calefacción y alimentación del ligante

Los tanques de almacenamiento se calientan para que el ligante esté lo suficientemente fluido para que pueda circular por las líneas de carga y descarga, mediante serpentines por donde circula aceite caliente. Se instalan varios termómetros para asegurar el control de temperatura del ligante. Para tomar muestras del ligante existen válvulas adecuadas en el tanque o en la tubería.

- Sistema de dosificación de áridos, del filler y del ligante bituminoso

Según el sistema de dosificación, la planta puede ser de tipo continuo o discontinuo.

- En una planta discontinua, los áridos en caliente salen de las tolvas por las compuertas y caen en un dispositivo donde son pesados en forma sucesiva, de acuerdo a la proporción prevista en la fórmula de trabajo. Para pesar el relleno mineral suele utilizarse una báscula adicional, de menor tamaño y más precisa. El ligante se puede dosificar por peso o por volumen. Se deben realizar controles periódicos de básculas y sistemas de dosificación.
- En una planta continua, los áridos, el relleno mineral y el ligante ingresan al mezclador en forma continua y por eso los dispositivos de alimentación están sincronizados.

Los silos de áridos en caliente tienen compuertas de abertura variable que permiten descargar sobre cintas transportadoras, de modo tal que todas las cintas se muevan a la misma velocidad, manteniendo las proporciones de cada fracción. Para hacer un control de la dosificación, en algunas plantas es posible desviar parte del material que sale de cada silo. En otras hay mecanismos para pesar el material que transporta la cinta en cada momento.

El polvo mineral de aportación se introduce en el circuito de áridos por medio de un tornillo alimentado por un dosificador continuo volumétrico. El polvo que proviene de los colectores se lleva por medio de un tornillo al pie del elevador en caliente y se une al polvo de aportación.

El ligante se dosifica por medio de una bomba que está conectada al mecanismo que mueve las cintas transportadoras de áridos. Para verificar la cantidad de ligante suministrada, el dosificador tiene una llave que permite desviar ligante a un recipiente tarado durante un tiempo determinado. Es muy importante considerar la temperatura de bombeo porque la densidad del betún cambia, y además esta temperatura debe mantenerse constante.

- Mezclador

El mezclado consiste en remover mecánicamente los materiales el tiempo necesario en un recipiente hasta lograr que los áridos estén cubiertos por el ligante y formando una masa homogénea. Los mezcladores más comunes son de ejes horizontal, provistos de uno o dos ejes paralelos con paletas que giran en sentido contrario.

- En una planta discontinua primero caen los áridos y el filler hasta homogeneizar el árido y calentar el filler. Luego se inyecta el ligante. Para conseguir un buen mezclado, es importante mantener la cantidad de material más conveniente, que es aproximadamente el que ocupa cuando la mezcla alcanza el nivel de las paletas cuando están en posición vertical.

Se debe controlar el tiempo de mezclado mínimo necesario para obtener una masa homogénea, equilibrando con el máximo rendimiento posible. También es posible variar la velocidad de las paletas de los ejes, así como su forma y disposición.

- En una planta continua el mezclador es un poco más largo, los áridos entran por un extremo y comienza un mezclado en seco, al que se le va inyectando el betún mientras la mezcla se desplaza hacia el otro extremo, que está abierto y por allí se realiza la descarga mediante una compuerta regulable.

El tiempo de mezclado se regula por medio de la compuerta de descarga, que permite variar la altura de la masa en el mezclador, o variar la inclinación o la velocidad de las paletas.

Dentro de las plantas continuas, existen las plantas llamadas tambor-secador-mezclador que se caracterizan por realizar las funciones del secador y del mezclador en el mismo tambor. Son sistemas más sencillos, que consumen menos energía, pero necesitan más cuidados en el proceso de dosificación en frío pues no existe posibilidad de rectificación.

El sistema de alimentación en frío está constituido por tolvas con bandas alimentadoras de alta precisión, que registran la proporción correcta de cada fracción de árido. Comúnmente en la cinta transportadora se ubican dispositivos de muestreo para poder calibrar el sistema.

La combinación de áridos que pasa sobre la cinta es pesada continuamente. Es importante conocer la humedad del árido que entra al secador para realizar los ajustes en el medidor de ligante y asegurar la dosificación necesaria para el árido una vez seco. El sistema de distribución de ligante está conectado con el sistema de pesado de los áridos. La cantidad de ligante de descarga es aumentada o disminuida proporcionalmente de acuerdo a la corrección de peso seco de árido.

Los áridos ingresan al tambor por el mismo extremo donde está el quemador, que es el más elevado, y circulan a favor de la corriente de aire. El ligante entra por la zona central y en el extremo inferior se realiza el mezclado.

La temperatura de la mezcla se controla continuamente mediante un sensor colocado en el extremo de descarga del mezclador. También está provisto de dispositivos para tomar muestras de la mezcla.

- Descarga del mezclador

A la salida del mezclador, y de acuerdo al tipo de planta que se trate, la mezcla puede descargar cayendo directamente al camión. Es importante controlar que la mezcla no se segregue al caer por un exceso de altura de descarga, ni que forme conos demasiado altos en el camión. La mezcla también puede llegar al camión a través de una cinta transportadora y en ese caso se debe cuidar que los finos no queden adheridos a la cinta.

Otra opción de descarga consiste en almacenar la mezcla previamente en un silo, evitando las paradas en la fabricación por falta de transporte, y descargando a camiones posteriormente. Este silo se diseña de forma tal que evite la segregación de la mezcla y está preparado para mantener su temperatura.

En esta etapa es fundamental el control de la temperatura de la mezcla en el camión antes de iniciar el transporte.

### **3.4.3. La calidad en la puesta en obra**

Las etapas incluidas en la puesta en obra de la mezcla bituminosa son el transporte de la misma, su extensión sobre la superficie preparada y su compactación.

La preparación de la superficie existente exige que se comprueban la regularidad superficial. Si la superficie está constituida por una mezcla asfáltica, se debe ejecutar un riego de adherencia, si es granular o tratado con conglomerantes hidráulicos, se ejecuta un riego de imprimación.

Se toman las medidas de control correspondientes al riego aplicado: verificar el plazo de rotura o de curado del mismo, que no queden restos de fluidificante o de agua en la superficie y que mantenga su capacidad de adherencia si ha transcurrido mucho tiempo desde su aplicación.

#### **3.4.3.1. Transporte**

Es la etapa en que la mezcla se traslada de la central de fabricación a la extendedora por medio de camiones. Es inevitable el enfriamiento de la mezcla por efecto de la temperatura ambiente y del viento. De todos modos, estando la mezcla protegida con una lona sólo se enfría en la zona superficial, aunque se deben evaluar las condiciones climáticas de cada caso para determinar las distancias máximas posibles. Debe verificarse que la temperatura de la mezcla en el momento de la descarga no sea inferior a la especificada en la fórmula de trabajo.

También es importante evitar la segregación de la mezcla durante la carga y la descarga de los camiones, y para ello se debe mantener una altura mínima de descarga y evitar la formación de pilas cónicas de material, haciendo que el camión se mueva lentamente o esparciendo la mezcla lateralmente en la caja.

#### **3.4.3.2. Extensión**

Normalmente el camión descarga la mezcla sobre la tolva de una extendedora y ésta se distribuye sobre la superficie a través de cintas y compuertas que regulan la salida del material.

La extensión normalmente se realiza en franjas longitudinales, calculando el ancho de las franjas de modo tal que se realice el menor número de juntas posibles. La extendedora se regula para que la capa extendida resulte lisa y uniforme, sin segregaciones ni arrastres y con un espesor tal que, una vez compactada, se ajuste a la rasante y a la sección transversal indicadas en los planos con las tolerancias admitidas.

#### 3.4.3.3. Compactación

Una vez extendida la mezcla, pasan los compactadores, que pueden ser neumáticos, lisos, con o sin vibración, y se eligen en función del tipo y espesor de mezcla. Se propone un plan de compactación que debe ser aprobado por el director de la obra de acuerdo a los resultados de un tramo de prueba. En esta oportunidad el director puede ordenar modificar la fórmula de trabajo, cambiar la forma de empleo de algún equipamiento o su reemplazo.

Para poder conseguir la densidad necesaria, que suele expresarse como un porcentaje de la densidad Marshall de referencia, es de suma importancia que la temperatura de la mezcla se mantenga elevada, para que sea posible su densificación.

La compactación debe realizarse de manera continua y sistemática, si la mezcla ha sido extendida en franjas, al compactar cada una de éstas se debe superponer la zona de compactación al menos quince centímetros.

Deben mantenerse limpios los elementos de compactación y en lo posible húmedos. Los cambios de dirección de los compactadores deben hacerse sobre la superficie ya compactada y los cambios de sentido se hacen con mucha suavidad.

El control del producto terminado se lleva a cabo sobre el espesor, el acabado y la compactación de la mezcla, evaluando las tres características por capas aisladas y por lotes:

- **Espesor:** se extraen testigos aleatoriamente situados y se determina su espesor. La empresa puede realizar un control previo comprobando el espesor con un vástago graduado, inmediatamente detrás de los compactadores cuando la capa está aún caliente. Siempre que la capa inferior esté bien definida y sea resistente al punzonamiento, este método permite hacer muchas mediciones.
- **Regularidad superficial:** el acabado, es decir, la regularidad superficial del lote se comprueba con una regla de tres metros (NLT- 334/88) y con el viógrafo (NLT- 332/87). Los límites de aceptación están especificados en el pliego de prescripciones técnicas particulares. En capas de rodadura se verifica la macrotextura con el ensayo del círculo de arena y la resistencia al deslizamiento, mediante el péndulo de fricción, exigiéndose los siguientes ensayos:
  - Círculo de arena, según la norma NLT-335/73, textura superficial mayor de 0,7 mm.
  - Resistencia al deslizamiento según la Norma NLT-175/73, coeficiente mínimo de resistencia al deslizamiento, de 0,65.
- **Compacidad:** La compacidad de la capa se evalúa comparando la densidad de un testigo extraído con la de una probeta de referencia. En mezclas densas, semidensas y gruesas, la densidad media del lote no deberá ser inferior al siguiente porcentaje referido a la densidad de referencia.
  - Capas de espesor superior a 6 cm: 98%
  - Capas de espesor menor de 6 cm: 97%

### **3.5. CONSIDERACIONES FINALES**

La ejecución de una capa de firme con mezcla bituminosa es un proceso complejo, cuyo control debe realizarse en todas sus etapas, tratando de evaluar el efecto de las variables que pueden incidir en su calidad final mediante el análisis de características de la mezcla que den información sobre su comportamiento en servicio.

El sistema propuesto por la Directiva Productos de la Construcción de la Comisión Europea debería considerar la necesidad de controlar la calidad del producto terminado mediante la adopción de un sistema de conformidad más completo. La introducción del control de los requisitos fundamentales en las mezclas bituminosas según la norma CEN: módulo de rigidez, resistencia a fatiga y velocidad de deformación, representa un gran avance en los controles. Hasta el momento no existe una normativa dirigida a la verificación de la calidad del producto terminado.

La determinación del módulo de rigidez sobre el firme se puede realizar mediante cálculo inverso con un ensayo no destructivo como el Deflectógrafo de Impacto (FWD). Pero a veces ocurre que las medidas recogidas con aparatos como el FWD no discriminan demasiado bien los módulos de las capas superiores y su determinación se hace a la temperatura ambiente, lo que complica la evaluación de las capas del firme porque sus propiedades a bajas temperaturas pueden variar según el tipo de betún y de mezcla.

Es por ello que esta tesis propone la evaluación de la mezcla bituminosa puesta en obra y compactada mediante otro parámetro relacionado con sus características mecánicas y resistentes: la resistencia a tracción indirecta.



## CAPITULO 4

# PROPUESTA DE APLICACIÓN DEL ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA

### 4.1. PROPUESTA DE EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS

Para conocer el deterioro que se produce en un firme cuando está sometido al paso de cargas y a los agentes climáticos, es necesario conocer los parámetros que caracterizan a la mezcla bituminosa y definir sus límites de fallo, tanto por fatiga, como por fisuración térmica o deformación plástica. Por tanto es importante saber que ensayo debe utilizarse para caracterizar a la mezcla y que análisis se debe realizar a partir de los datos obtenidos.

Generalmente, estos parámetros son los datos básicos utilizados en los modelos teóricos que intentan reproducir el comportamiento estructural de un pavimento. De acuerdo al grado de sofisticación del modelo, variará el tipo de información necesaria a obtener mediante los diferentes ensayos. La elección del tipo de ensayo para determinar las características de una mezcla resultará de un balance entre la precisión obtenida con el mismo y la factibilidad de su empleo, con el fin de obtener un modelo tan representativo como sea posible, pero a la vez de fácil aplicación considerando la disponibilidad de tiempo, de recursos económicos y de equipamiento.

Algunos investigadores, como Von Quintus, Scherocman y Hughes [56] coinciden

según sus experiencias, en que los valores típicos de diseño de una mezcla, tales como los obtenidos con los ensayos Marshall o Hveem, tienen una pobre correlación con las propiedades comúnmente requeridas para evaluar el fallo y el comportamiento de una mezcla bituminosa, que suelen ser fluencia, resistencia a tracción indirecta, fatiga y deformación permanente.

Sería ideal contar con un ensayo capaz de inducir un estado de tensiones a las probetas, similar al que se produce en la capa real. Roque y Buttlar esquematizan en la figura 4.1 el estado de tensiones provocado por una carga simple en la estructura de un firme, donde se distinguen cuatro casos [49].

1. Compresión triaxial en la superficie e inmediatamente bajo la rueda.
2. Tracción longitudinal y transversal combinado con compresión vertical en la parte inferior de la capa bituminosa debajo de la rueda.
3. Tracción longitudinal o transversal en la superficie a una cierta distancia de la carga.
4. Compresión longitudinal o transversal en el fondo de la capa bituminosa a una cierta distancia de la carga.

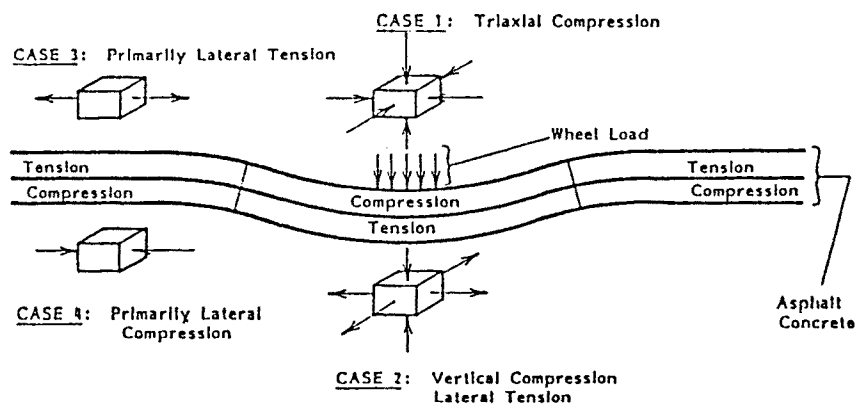


Figura 4.1: Estado de tensiones en un pavimento bajo una carga simple.

Existen ensayos que representan cada uno de estos cuatro estados, pero no hay uno que reúna a todos. Sin embargo, tampoco es necesario analizar todas las situaciones, pues la experiencia ya ha determinado que la zona más crítica de tensiones se produce en la fibra inferior de la capa bituminosa, bajo la carga.

Tal como se describe en el apartado siguiente, el ensayo de tracción indirecta reproduce este estado de tensión crítica para una mezcla bituminosa y la propuesta de la presente tesis consiste en su utilización para la determinación de las características necesarias de resistencia a tracción.

Aunque se sabe que el comportamiento de las mezclas bituminosas es no-lineal, inelástico y dependiente del tiempo, generalmente se acepta que un análisis multicapa elástico lineal proporciona datos razonables de la respuesta del firme a temperaturas inferiores a los 25°C (R. Roque y W. Buttlar [49]).

A continuación se presenta una descripción del ensayo de tracción indirecta en sus modos estático y dinámico, seguida de un resumen sobre los avances realizados por algunos investigadores hasta la fecha, con el propósito de definir y evaluar el campo de aplicación de este ensayo.

## **4.2. DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA**

El ensayo de tracción indirecta reproduce el estado de tensión en la fibra inferior de la capa asfáltica o zona de tracción. Es un método práctico y simple para caracterizar las propiedades de las mezclas bituminosas o evaluar las fallas causadas por tensiones de tracción.

Este ensayo consiste en deformar por compresión diametral a una probeta cilíndrica situada horizontalmente entre los platos de una prensa, de tal manera que los esfuerzos aplicados a la probeta se ubiquen sobre dos generatrices opuestas a lo largo de un plano diametral vertical, figura 4.2a. Esta configuración de carga, que puede ser simple o repetida, desarrolla una tensión de tracción uniforme perpendicular a la dirección de la carga aplicada y a lo largo del plano vertical diametral, que finalmente causa el fallo de la muestra por fractura a lo largo del diámetro vertical, figura 4.2b.

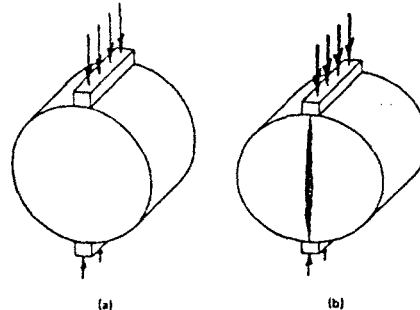


Figura 4.2: Configuración de carga (a) y fallo del ensayo de tracción indirecta (b) [28].

El parámetro a medir es la carga de rotura de la probeta (Figura 4.3). También optativamente se pueden determinar el desplazamiento vertical y la deformación horizontal del diámetro de la probeta durante la realización del ensayo si se dispone de los sistemas necesarios para medirlos. El procedimiento se emplea tanto para probetas del material fabricadas en laboratorio como para los testigos extraídos del pavimento. Este ensayo goza de muchas ventajas, la más obvia es la simplicidad de su procedimiento.

En el ensayo dinámico, la probeta se somete a una carga cíclica de compresión, midiéndose la deformación horizontal producida. El ciclo de carga está compuesto de un pulso de amplitud y duración establecida, seguido de un tiempo de relajación. Los datos de deformación y carga aplicada, junto con el coeficiente de Poisson variable según la temperatura de ensayo, son los necesarios para determinar el módulo resiliente.

Antes de 1965, el ensayo de tracción indirecta se utilizaba para medir la resistencia a tracción de hormigón. A partir de ese año, también se empleó en mezclas bituminosas, en proyectos de investigación desarrollados en la Universidad de Texas, Austin, USA, y auspiciados por el Departamento de Carreteras y Transporte Público de Texas [28]. Los resultados de estos estudios permitieron concluir que este ensayo era el método más práctico para que ciertos organismos estatales, tales como departamentos de carreteras, lo utilizaran para la dosificación y la caracterización de mezclas en laboratorio. Según Thomas Kennedy, las razones básicas son [28]:

- El ensayo es relativamente simple.
- El tipo de muestra y el equipo son los mismos que los utilizados para otros ensayos.
- La rotura no está seriamente afectada por las condiciones de superficie.
- La rotura se inicia en una región relativamente uniforme de tensiones de tracción.
- El coeficiente de variación de los resultados de ensayos es bajo comparado a otros métodos.
- El ensayo puede usarse bajo carga estática y carga repetida.
- Provee información sobre propiedades elásticas resilientes, de fisuración térmica, de fisuración por fatiga, de deformación permanente y puede usarse para evaluar el efecto de humedad en mezclas asfálticas.

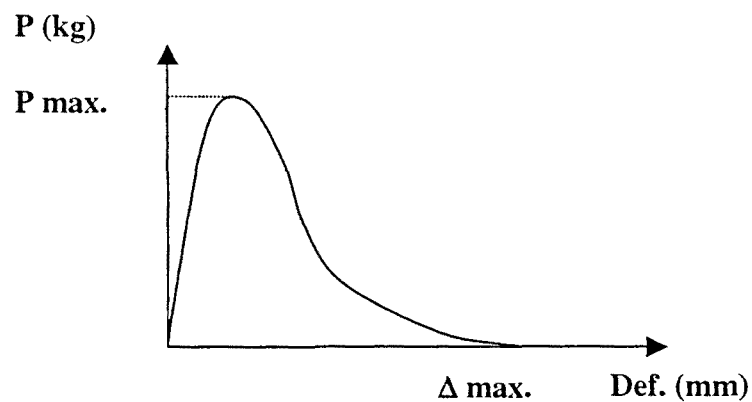


Figura 4.3: Curva carga-deformación resultante del ensayo de tracción indirecta.

#### 4.2.1. Distribución teórica de tensiones

El desarrollo de las tensiones dentro de una muestra cilíndrica sometida a una carga lineal fue estudiado por Thomas W. Kennedy y W. Ronald Hudson en 1968 [28]. La distribución teórica de tensiones a lo largo de ejes horizontal y vertical para una carga concentrada se muestra en la figura 4.4:

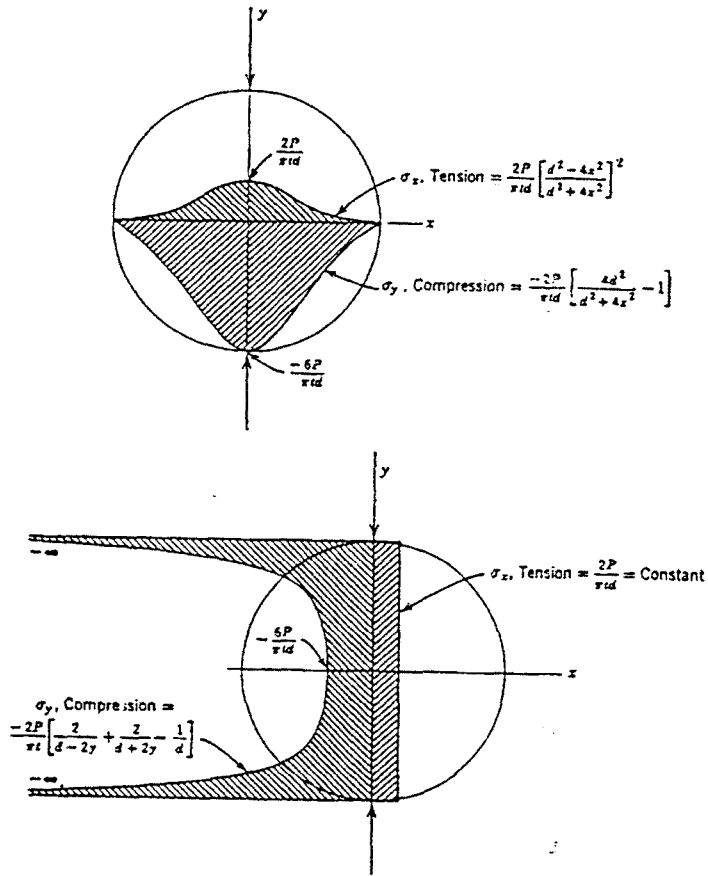


Figura 4.4: Distribución de tensiones teórica sobre los planos diametrales horizontal y vertical para el ensayo de tracción indirecta (de Frocht, mencionado en [49] y [60]).

#### 4.2.2. Ecuaciones y observaciones

Para el plano diametral horizontal, el estado de tensiones está dado por las ecuaciones:

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot t \cdot d} \left[ \frac{d^2 - 4 \cdot x^2}{d^2 + 4 \cdot x^2} \right]^2 \quad (4.1)$$

$$\sigma_y = -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot t \cdot d} \left[ \frac{4 \cdot d^2}{(d^2 + 4 \cdot x^2)} - 1 \right] \quad (4.2)$$

$$\tau_{xy} = 0 \quad (4.3)$$

Para el plano diametral vertical (a lo largo del eje de carga), las tensiones están dadas por las ecuaciones:

$$\sigma_x = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot t \cdot d} = \text{constante} \quad (4.4)$$

$$\sigma_y = -\frac{2 \cdot P}{\pi \cdot t} \left[ \frac{2}{d - 2 \cdot y} + \frac{2}{d + 2 \cdot y} - \frac{1}{d} \right] \quad (4.5)$$

$$\tau_{xy} = 0 \quad (4.6)$$

donde:

P: carga total aplicada

t: espesor de la probeta

d: diámetro de la probeta

x, y: valores coordenadas desde el centro de la probeta

Las ecuaciones descritas arriba son las presentadas por M. Frocht para un sólido elástico ideal ("Photoelasticity", 1957, mencionado en [49]). Para la mayoría de los materiales en Ingeniería, y en particular para el caso de las mezclas bituminosas, el fallo inicial ocurre por rotura a tracción de acuerdo a la ecuación 4.4. Por lo tanto, la resistencia a tracción  $S_t$  del material está dada por:

$$S_t = \frac{2 \cdot P_{max}}{\pi \cdot t \cdot d} \quad (4.7)$$

Bajo condiciones de carga lineal, la muestra fallaría cerca de los puntos de carga debido a tensiones de compresión y no en la porción central de la muestra debido a tensiones de tracción. Sin embargo, estas tensiones de compresión se reducen considerablemente distribuyendo la carga a lo largo de una placa de carga, que no sólo reduce las tensiones de compresión vertical, sino que cambia las tensiones

horizontales a lo largo del diámetro vertical, de tracción a compresión cerca de puntos de aplicación.

Para este estado biaxial de tensiones dentro de la muestra se desarrolla en su centro una tensión de compresión vertical que vale aproximadamente tres veces la tensión de tracción horizontal. Se utiliza una placa de carga de apoyo curvo, de 12,7 o 25,4 mm de ancho, para que la distribución de tensiones no se altere significativamente y para que los cálculos del módulo de elasticidad y la relación de Poisson se faciliten manteniendo constante el ancho de carga, en lugar de un ancho de carga variable durante el ensayo, que ocurriría con una placa de carga plana, quedando entonces una distribución de tensiones tal como se observa en la figura 4.5.

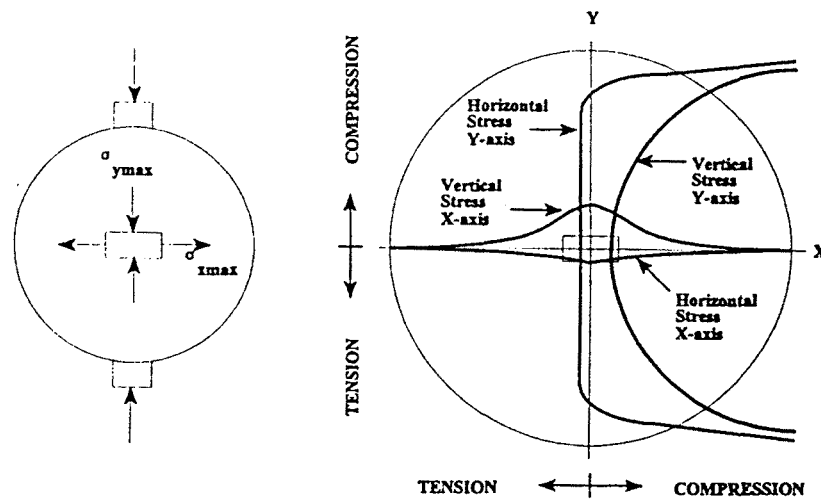


Figura 4.5: Distribución de tensiones en una probeta sometida a una carga aplicada sobre una faja de carga de apoyo curvo (Kennedy y Hudson [28], Read y Collop [48]).

En el ensayo estático, la carga se aplica a una velocidad relativamente baja, generalmente 50,8 mm por minuto, aunque pueden usarse velocidades más lentas aún, situación conveniente a temperaturas más bajas, considerando que el material se comporta más elásticamente y que la deformación asociada con la fisuración térmica se desarrolla lentamente. La temperatura del ensayo puede variar, siempre que se respeten los límites de validez de las ecuaciones utilizadas. Las deformaciones horizontales y verticales deben registrarse continuamente durante la carga si se pretende calcular la relación de Poisson y el módulo de elasticidad estático. Es posible evaluar la resistencia a la fisuración térmica fácilmente a partir de este ensayo,



considerando su corta duración.

El módulo resiliente  $M_r$  es la respuesta al ensayo dinámico, definido como el cociente entre la tensión desviadora axial repetida  $\sigma_d$  y la deformación axial recuperable  $\varepsilon_a$ , ecuación 4.8.

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_a} \quad (4.8)$$

Se obtienen dos valores de módulo resiliente, uno instantáneo y otro total, debido a que se registran dos deformaciones durante el ciclo de carga, una al finalizar el pulso de carga aplicado - deformación instantánea - y la otra al terminar el período de relajación - deformación total - y se utilizan las ecuaciones 4.9 y 4.10 para el cálculo:

$$E_i = \frac{P(\nu + 0,27)}{t \cdot D_i} \quad (4.9)$$

$$E_t = \frac{P(\nu + 0,27)}{t \cdot D_t} \quad (4.10)$$

donde:

$E_i$ : módulo resiliente instantáneo

$E_t$ : módulo resiliente total

$\nu$ : coeficiente de Poisson

$t$ : espesor de la probeta

$D_i$ : deformación resiliente instantánea

$D_t$ : deformación resiliente total

Se presenta a continuación un esquema del ensayo de compresión diametral para la determinación del módulo resiliente con el montaje del aparato de medición de deformación, figura 4.6, y la configuración de la carga aplicada y la deformación resultante, figura 4.7.

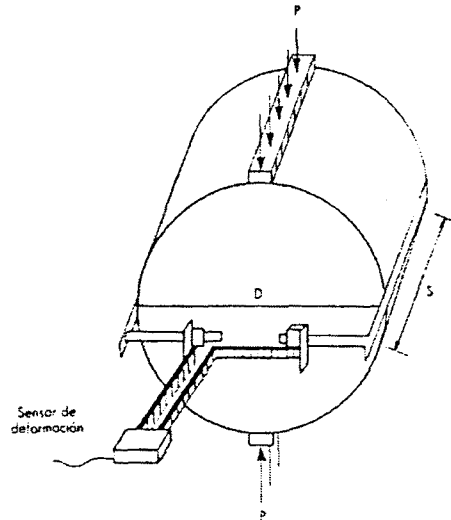


Figura 4.6: Ensayo de compresión diametral y montaje del aparato.  
(d: diámetro, s: espesor y P: carga).

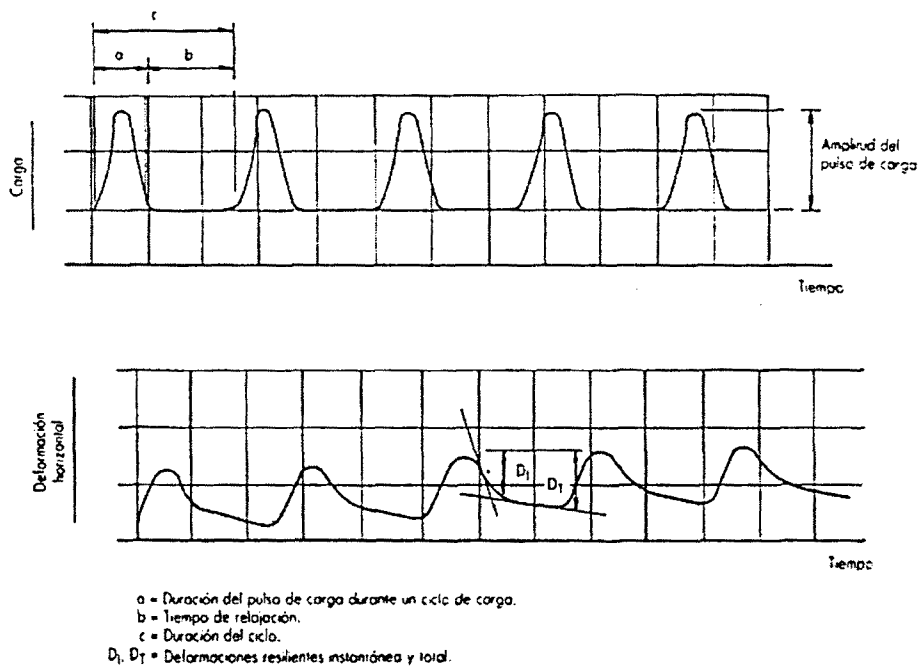


Figura 4.7: funciones de carga y deformación versus tiempo.

### **4.2.3. Normas de ensayo utilizadas**

Para realizar el ensayo a carga estática, se ha utilizado la Norma de ensayo NLT-346/90 "Resistencia a compresión diametral (ensayo brasileño) de mezclas bituminosas" [10], es importante mencionar que la prensa utilizada para el ensayo Marshall, descrita en la Norma NLT-159/86 [10] es adecuada para emplearla en este ensayo.

Para realizar el ensayo a carga dinámica, se ha utilizado la Norma de ensayo NLT-360/91 "Determinación del módulo resiliente, en mezclas bituminosas, mediante el ensayo de compresión diametral" [10].

### **4.3. ESTADO DEL ARTE**

Además de las investigaciones dirigidas por Thomas Kennedy en USA, verdadero precursor en el empleo del ensayo de tracción indirecta sobre mezclas bituminosas, otros investigadores han publicado los resultados obtenidos con este mismo ensayo evaluando algunas variables que pueden influir en las propiedades de las mezclas bituminosas. Los más importantes se resumen a continuación.

#### **4.3.1. Temperatura de ensayo**

Tesoriere, Marino y Canale han estudiado mezclas con áridos calcáreos triturados, 4% de betún 80/100, encontrando que en un rango de temperaturas entre 10 y 25°C el valor de la resistencia varía en forma lineal, evidenciando el predominio de la componente elástica, mientras que pasando los 30°C la función adquiere una tendencia parabólica prevaleciendo en este rango la componente viscosa, con resultados con mayores dispersiones [53]. Figura 4.8.

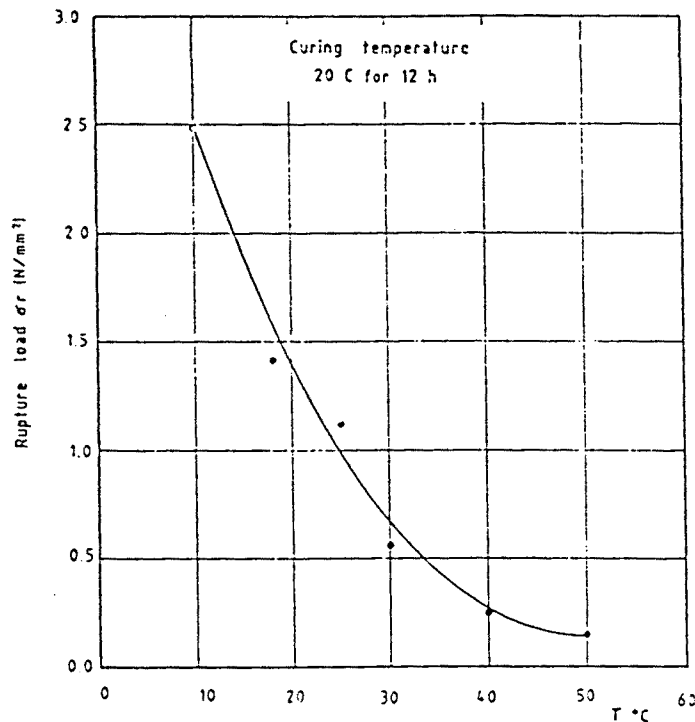


Figura 4.8: Resistencia a tracción indirecta versus temperatura de acondicionamiento.

#### 4.3.2. Correlación con el ensayo de compresión. Temperatura de ensayo y velocidad de carga

Los resultados de módulo resiliente a tracción diametral y a compresión simple han sido comparados por Von Quintus [56], observando que a altas temperaturas las diferencias eran importantes, pero a 40°F ( $\cong$  5°C) estos correlacionaban muy bien, y a 70°F ( $\cong$  20°C) hay pocas diferencias, como se puede ver en la figura 4.9.

Por otro lado, Khosla y Omer han estudiado el efecto de la velocidad de carga en el módulo de rigidez de las mezclas bituminosas, comparando los resultados obtenidos mediante tracción indirecta con los de compresión axial [35]. Encontraron que no había diferencias entre los dos ensayos para cargas de corta duración, mientras que éstas eran significativas para tiempos de aplicación de cargas largos, como se puede apreciar en la figura 4.10. Considerando que las cargas de corta duración representan el paso de ruedas y las de larga duración, el efecto térmico, es posible utilizar este

ensayo de tracción indirecta para estudiar el efecto del tráfico.

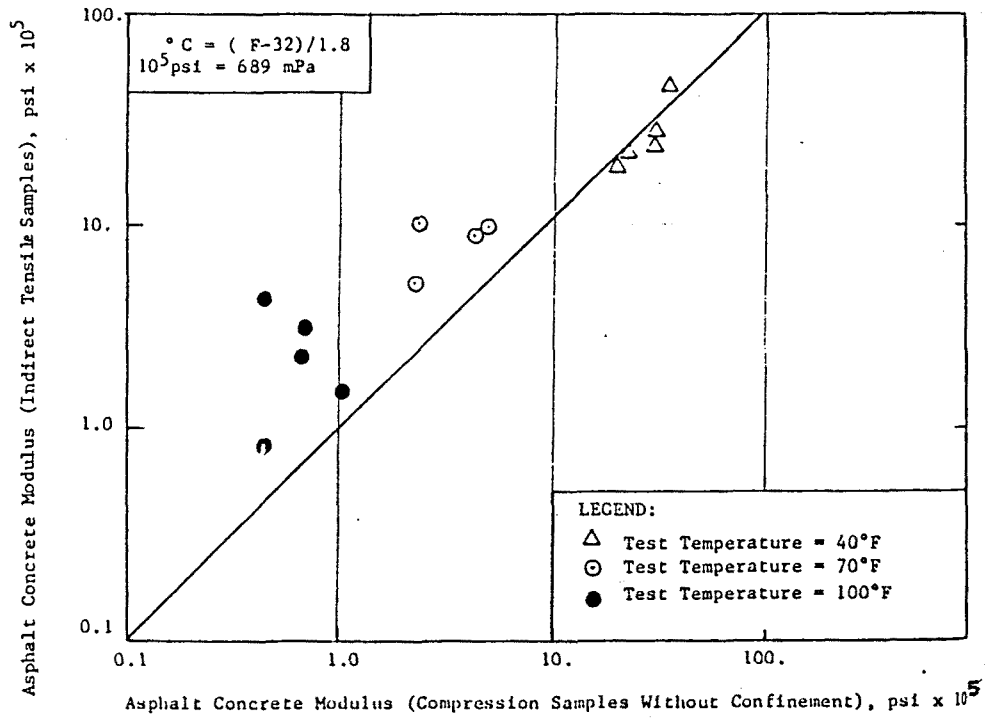


Figura 4.9: Comparación de resultados entre módulos obtenidos mediante ensayos de compresión inconfiada y de tracción indirecta [56]

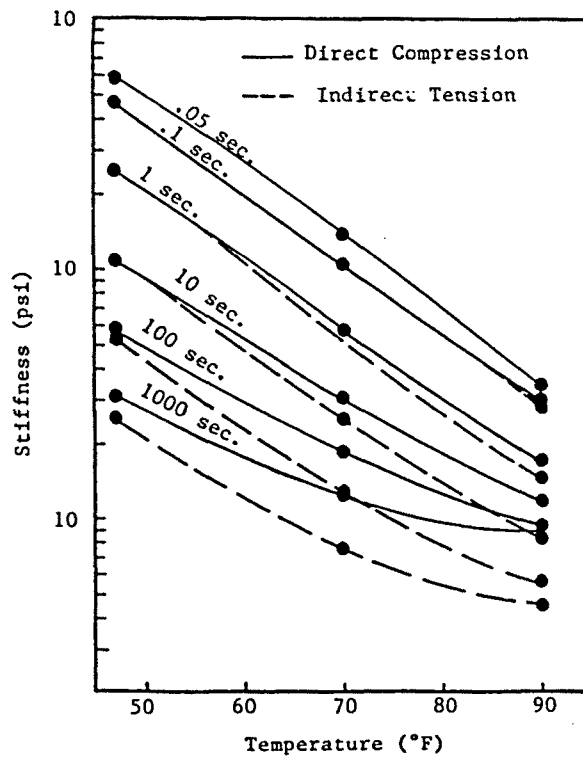


Figura 4.10: Módulo de rigidez en función de la temperatura y los tiempos de aplicación de carga [35].

### 4.3.3. Temperatura de ensayo y contenido de betún

En la figura 4.11 puede verse el efecto del contenido de betún sobre la resistencia a tracción indirecta en dos mezclas elaboradas con diferente tipo de árido y ligante tipo AC-10 (penetración 80), según Kennedy [30]. A altas temperaturas (100°F, 40°C) la variación de la resistencia con el contenido de ligante se vuelve casi imperceptible, mientras que a bajas temperaturas (50°F, 10°C) las diferencias son importantes.

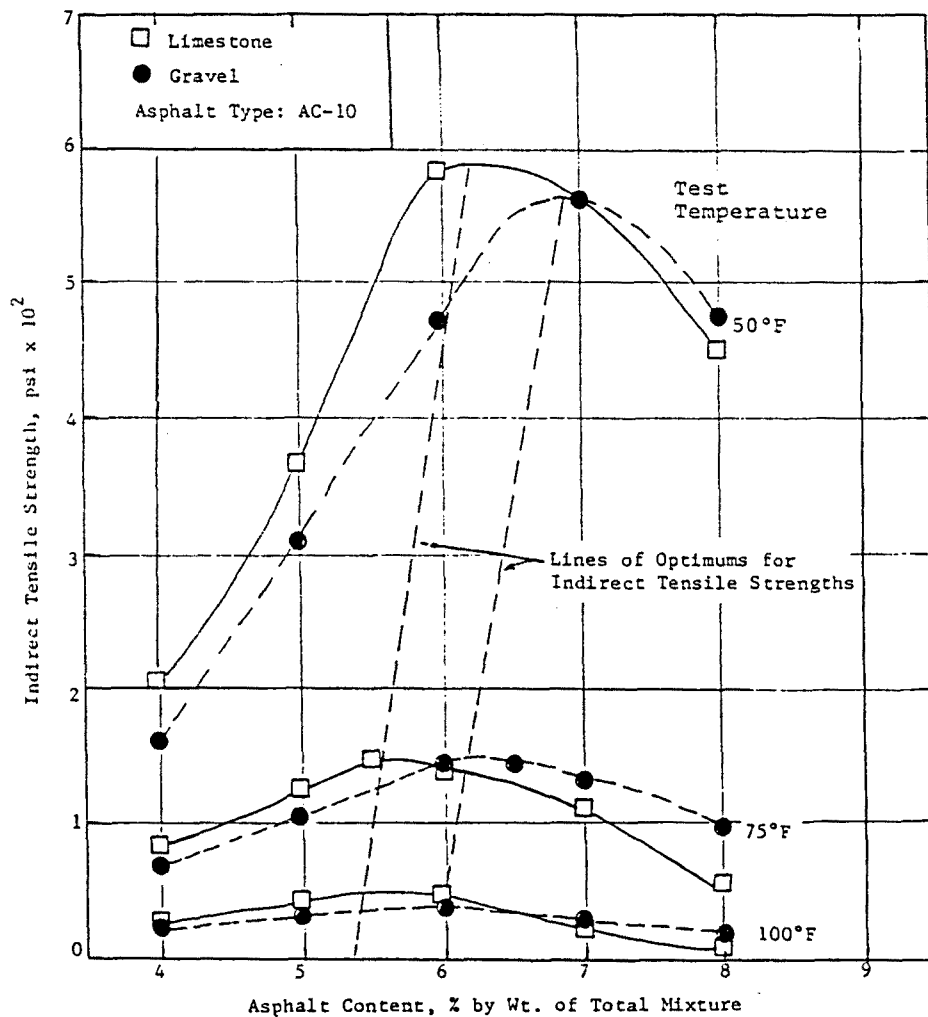


Figura 4.11: Relación entre la resistencia a tracción indirecta y el contenido de betún para mezclas elaboradas con árido calizo y grava [30].

#### 4.3.4. Temperatura de ensayo y tipo de ligante

Prithvi Kandhal ha estudiado seis asfaltos de diferente procedencia, con penetraciones variables entre 42 y 80, utilizados en una mezcla de tipo densa para la construcción de un firme de prueba [27]. Se determinaron las propiedades de los asfaltos a las temperaturas usadas para conducir el ensayo de tracción indirecta sobre las probetas Marshall: 4°C, 15,6°C, 25°C y 60°C.

El proyecto permitió verificar que, dentro del rango de temperaturas analizado, la resistencia a tracción mostró excelente correlación con la temperatura del ensayo y la penetración del betún, aumentando cuando la temperatura o la penetración bajaba con una tendencia recta en ejes de resistencia y penetración logarítmicos. Figuras 4.12 y 4.13.

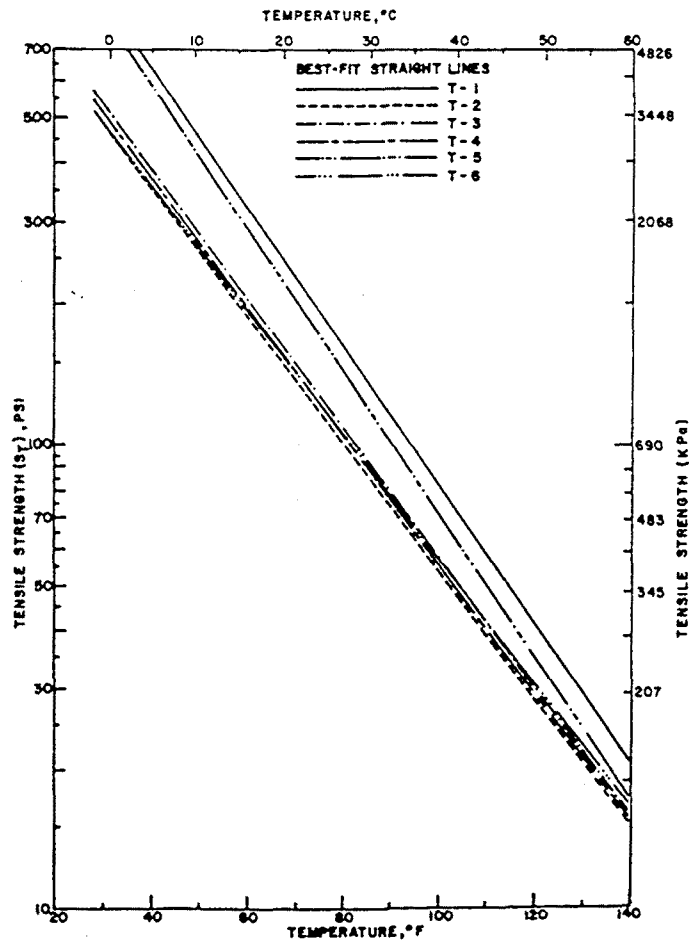


Figura 4.12: Temperatura versus resistencia a tracción indirecta para diferentes, con coeficientes de correlación superiores a 0,99 [27].

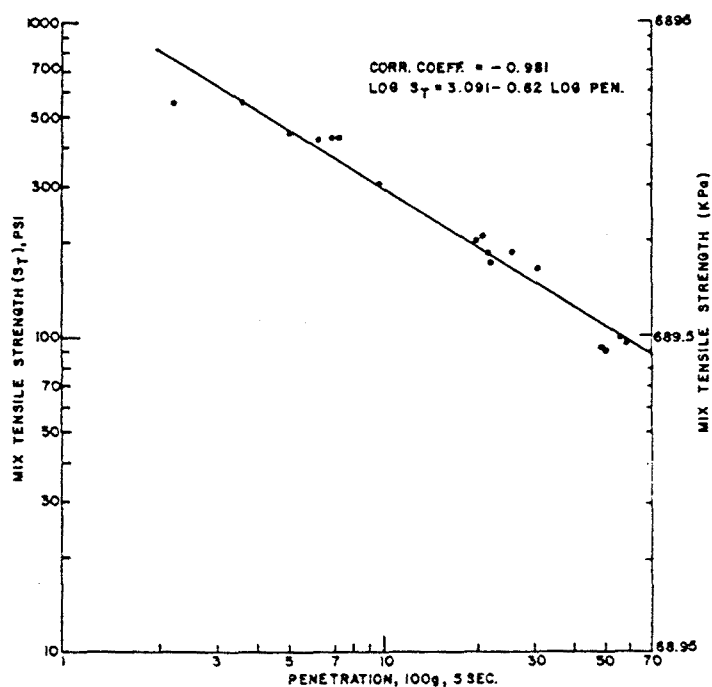


Figura 4.13: Penetración versus resistencia a tracción indirecta [27].

#### 4.3.5. Temperatura y energía de compactación

Los efectos de la temperatura de compactación en la resistencia a tracción indirecta han sido estudiados por Hadley [24]. Los resultados obtenidos indicaron que la temperatura de compactación tenía un efecto más significativo que el contenido y tipo de asfalto y la granulometría del árido, tanto sobre la resistencia a tracción indirecta como sobre el módulo de elasticidad, el módulo de Poisson y la deformación.

En la figura 4.14 se pueden observar los valores de resistencia a tracción indirecta para mezclas ensayadas a 75°F ( $\cong$  25°C). Estas mezclas fueron elaboradas con un betún AC-5 (penetración 140) y tres granulometrías diferentes:

- fina, con un 60% de áridos más finos que 2 mm de diámetro,
- intermedia con un 60% de partículas más finas que 4 mm de diámetro,
- gruesa, con un 60% de partículas con diámetro menor que 6 mm



Las mezclas fueron compactadas a cinco temperaturas diferentes: 149°C, 135°C, 121°C, 107°C y 93°C. Estos resultados demuestran la importante reducción de resistencia al disminuir la temperatura de compactación cuando se ha elaborado la mezcla con el contenido óptimo de ligante.

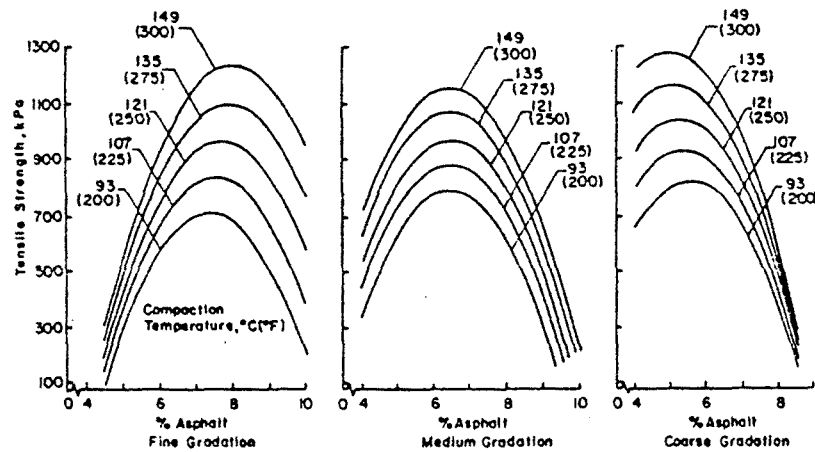


Figura 4.14: Resistencia a tracción indirecta en función del contenido de betún para diferentes temperaturas de compactación y tres granulometrías de árido calizo triturado (betún AC-5).

#### 4.3.6. Sensibilidad a la acción del agua. Método de Lottman

La influencia destructiva de la humedad ha sido reconocida desde hace varias décadas. En 1982 Robert Lottman publicó su informe final sobre una metodología para predecir el daño causado por la humedad en las mezclas asfálticas [37]. Los mecanismos de la humedad que causan el deterioro del pavimento han sido estudiados por muchos investigadores, reconociendo entre los principales:

- Presión de poros del agua en los huecos de la mezcla debido a las repeticiones de carga, diferencias térmicas que producen expansión-contracción por formación de hielo, ciclos de congelamiento-deshielo, choque térmico o una combinación de estos factores.
- Desprendimiento del asfalto por efecto del agua en la mezcla, a temperaturas entre moderadas y altas.

- Interacción agua-vapor con el mástico asfalto-filler y las interfaces de los áridos más grandes.
- Interacción del agua con minerales arcillosos en el árido fino.

Las mezclas dañadas por efecto de la humedad pierden cohesión y reducen su vida útil acelerando el proceso de fisuración del pavimento. Lottman propone en su método evaluar el efecto de la humedad mediante ensayos de tracción sobre probetas sometidas a distintas condiciones, intentando reproducir la situación en que se encuentra el pavimento en servicio.

Para la ejecución del ensayo se elaboran tres grupos de probetas de las dimensiones del ensayo Marshall, uno se mantiene para ensayar en seco, otro para ensayar saturando las muestras al vacío y el último para el ensayo en la condición acelerada, que consiste en una saturación al vacío seguido de un ciclo de congelamiento-inmersión en agua caliente.

Luego del acondicionamiento previsto para cada grupo de probetas y de ejecutar los ensayos, se calculan los cocientes entre los módulos resilientes y resistencias a tracción indirecta de los valores promedios. La relación entre las probetas saturadas al vacío y las secas simula el efecto de la humedad en el concreto asfáltico en su pico de humedad o saturación en campo, es decir, a corto plazo. El cociente entre los valores de las probetas sometidas al tratamiento acelerado y los de las secas, indicaría un índice del daño de la humedad a largo plazo, que suele ocurrir en el pavimento después de los efectos de la saturación, debido a las agentes combinados: medio ambiente y tráfico. Este cociente es siempre menor que el anterior, los daños severos siempre se asocian a muy bajos cocientes.

La humedad puede destruir la mayoría de la cohesión de la mezcla bituminosa en los casos de ataque severo; esto provocará la fisuración temprana del pavimento. Por tanto, los cocientes entre módulos resilientes y resistencia a tracción indirecta deberían relacionarse con la vida de fatiga del aglomerado y proveer una base práctica para la selección de resistencia o módulos que indiquen mezclas aceptables.

Lottman plantea entonces que, conociendo los cocientes entre las condiciones seco, saturado y acelerado, se podrá estimar la pérdida de vida de fatiga del pavimento a

través de la relación entre estos cocientes y los de deformación por fatiga, conociendo la ley de fatiga de la mezcla en las tres condiciones.

Si bien es cierto que hace falta mucha experiencia con distintas mezclas para contar con una predicción confiable de la reducción del coeficiente estructural de la capa asfáltica debido a la pérdida de cohesión por el daño que le causa la humedad, el método puede resultar conveniente y práctico.

#### 4.3.7. Otros ensayos para evaluar el efecto del agua

Luego de que Lottman desarrollara su ensayo, surgieron varias técnicas para el acondicionamiento húmedo de las probetas, consideradas modificaciones del procedimiento original: el método Tex-531-C, el método Tex-531-C Modificado y el de Tunnicliff-Root. Todos los métodos usan el ensayo de tracción indirecta para determinar el cociente de resistencia a tracción entre las probetas húmedas y secas, denominado TSR (tensile strength ratio) como lo indica la ecuación 4.11:

$$TSR = \frac{S_T(\text{acondicionada})}{S_T(\text{no _ acondicionada})} \quad (4.11)$$

donde  $S_T$  es la resistencia a tracción indirecta

Varían entre sí por las diferentes formas de acondicionar las probetas húmedas, tanto por la medición del grado de saturación al vacío como por las temperaturas y los períodos de congelamiento y deshielo establecidos, aunque en definitiva, todos intentan reproducir el efecto de la humedad y los ciclos térmicos a los que estará sometida la mezcla bituminosa durante su vida útil.

Thomas Kennedy y Virgil Ping han comparado estos métodos entre sí, elaborando una serie de mezclas en planta y en laboratorio, con distintos áridos y asfaltos, detectando que el procedimiento de Lottman es más severo que los otros tres métodos, de acuerdo a los valores más bajos de TSR [32]. Los resultados obtenidos con las mezclas elaboradas han sido similares a los obtenidos con mezclas de laboratorio. En

orden de severidad, los métodos de ensayo se pueden clasificar:

1. Método original de Lottman
2. Tex-531-C y su versión modificada
3. Tunnicliff-Root

La severidad del método de Lottman se atribuye al alto grado de saturación de las probetas producido al vacío, mientras que el método Tex-531-C controla la saturación a un 60-80% y de este modo el daño resulta menor. En el de Tunnicliff-Root el grado de saturación es similar al del Tex-531-C pero no incluye ciclo de congelamiento y en consecuencia su efecto es más leve.

Con respecto a la correlación entre métodos, puede decirse que los valores del TSR obtenidos para el método de Lottman fueron comparados con el Tex-531-C y el de Tunnicliff-Root, obteniéndose altos coeficientes de correlación para cada grupo de muestras y entre ellos, validando de este modo la aplicación de todos los métodos.

#### **4.3.8. Nuevos sistemas de medición**

El estudio de Reynaldo Roque y William Buttlar pretende encontrar un sistema de medición para determinar con mayor precisión el módulo de las mezclas bituminosas en función de la temperatura [49]. Su investigación se fundamenta en que la medición de la deformación vertical en el exterior de la probeta (a través de la placa de carga) conduce a grandes errores en el cálculo de coeficiente de Poisson. Esto ocurre a partir de niveles de carga y temperatura sobre los cuales la respuesta del material es significativamente dependiente del estado tensional, pero el real problema es determinar cuando comienzan esos niveles.

Si bien puede asumirse que el módulo obtenido mediante mediciones en el exterior de la probeta es una especie de "módulo promedio" que representa la respuesta de material compuesto (Sousa, Taylor y Tanco, mencionado en [49]), también es cierto que la zona de aplicación de carga puede dañarse y modificar la distribución de tensiones y deformaciones en otras partes de la probeta.

Además es importante considerar que los sistemas de medición utilizados comúnmente no sólo registran la deformación de la probeta, sino que también incluyen la rotación que puede ocurrir por una mala alineación de la misma o irregularidades que provoquen un contacto no uniforme entre las placas de carga y el material, que puede causar concentración de tensiones. Baladi propone utilizar unos marcos de carga diseñados para forzar o guiar las placas de modo tal de prevenir la rotación de la probeta, aunque se pierde parte de la carga por fricción en las guías [4].

Para resolver este inconveniente, Roque y Buttlar proponen la medición de la deformación en la zona interior de la probeta, donde las distribución de tensiones y deformaciones está relativamente poco afectada por los efectos de concentración de tensiones cerca de las placas de carga y la no linealidad. Figura 4.15.

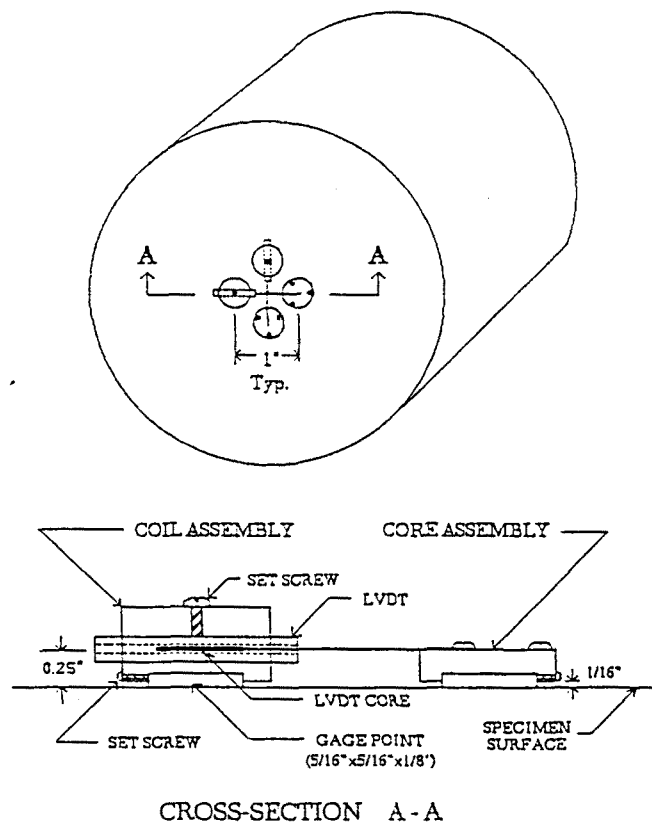


Figura 4.15: Esquema del sistema de medición en el interior de la probeta [49].

#### 4.3.9. Proyecto BITUTEST

En el Reino Unido se ha desarrollado un equipo de ensayo de mezclas bituminosas, conocido como NAT (Nottingham Asphalt Tester) desarrollado por Keith Cooper [8]. Figura 4.16.

El NAT ha sido el elemento fundamental del Proyecto BITUTEST iniciado en la Universidad de Nottingham en 1992, pensado para aplicar en diseño de mezcla, medición de módulos, evaluación de la deformación permanente, caracterización a fatiga y ensayos de durabilidad.

El NAT es una prensa de accionamiento neumático que puede ensayar muestras para obtener sus módulos estático y dinámico, medir la deformación por fluencia y ensayar a fatiga. Ha demostrado un alto grado de correlación para el estudio de fatiga con la viga trapezoidal y el ensayo de tracción-compresión uniaxial, figura 4.17. Su uso se ha extendido ampliamente en el Reino Unido por demostrar repetibilidad y reproducibilidad.

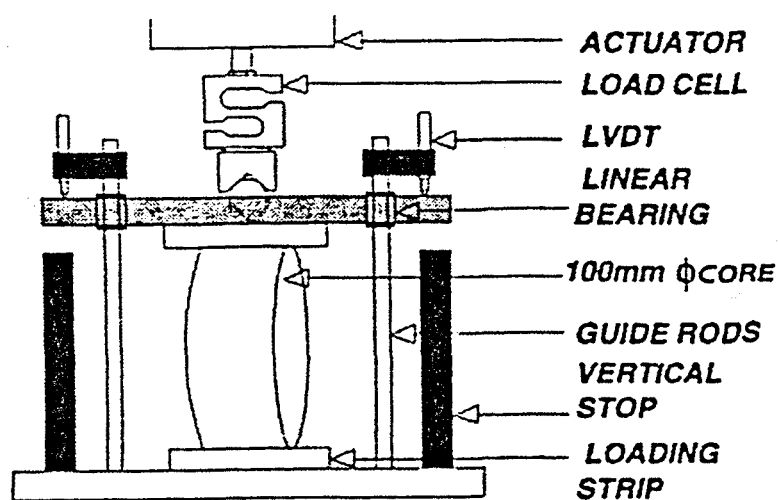


Figura 4.16: Esquema del NAT [48]

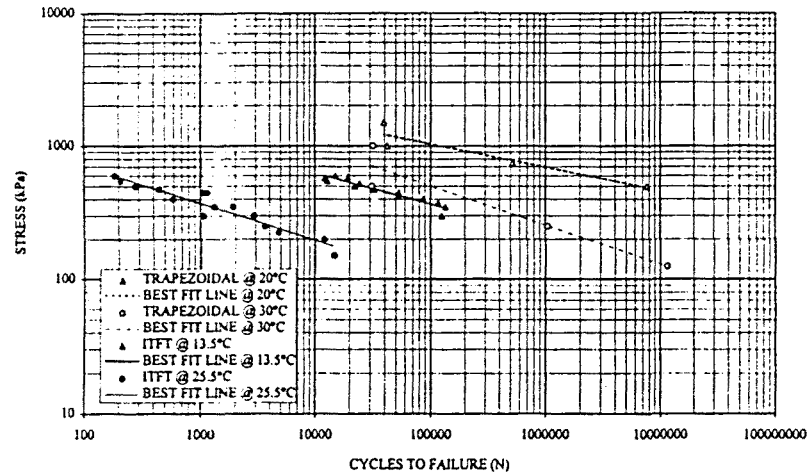


Figura 4.17: Comparación entre resultados de fatiga trapezoidal y el ensayo de fatiga a tracción indirecta (ITFT) [48].

#### 4.4. CONSIDERACIONES FINALES

Las investigaciones experimentales que se han descrito demuestran que el ensayo de tracción indirecta puede ser utilizado, respetando ciertos límites de temperatura, para conocer la resistencia a tracción de una mezcla bituminosa y que el módulo obtenido correlaciona con el determinado a compresión para frecuencias aproximadas a las del tráfico.

Sin embargo, esta información proviene de otros países, y por tanto los resultados obtenidos son válidos para los materiales propios del lugar, así como para sus tipos de mezclas, que respetan especificaciones diferentes de acuerdo al estado o país donde se estudie.

Es por ello que el desarrollo experimental de esta tesis tiene como punto de partida el análisis de la sensibilidad del ensayo aplicado a las mezclas bituminosas según recomendaciones españolas y con los materiales utilizados habitualmente. De todos modos, y con el propósito de obtener mayor y más confiable información, se han

cotejado los resultados obtenidos de resistencia a tracción indirecta y módulo resiliente con los expuestos en este capítulo en los casos de condiciones comparables.

La principal ventaja de esta propuesta de ampliación del control de calidad de la mezcla ejecutada es que permite utilizar una prensa típica Marshall y ensayar los mismos testigos extraídos para control de densidad, evitando costos adicionales por adquisición de nuevo equipamiento o de extracción de otras muestras para su aplicación.



## CAPÍTULO 5

# APLICACIÓN DEL ENSAYO DE TRACCIÓN INDIRECTA

### 5.1. METODOLOGÍA DE TRABAJO

En el desarrollo de la investigación experimental y en función de los objetivos propuestos, se ha trabajado sobre dos etapas diferentes: por un lado la fabricación y rotura de probetas fabricadas en laboratorio para evaluar la sensibilidad del ensayo y por otro, el control de testigos extraídos de obra en actual ejecución, mediante su ensayo a tracción indirecta tanto en modo estático como dinámico, de acuerdo al esquema de la figura 5.1.

Probetas y testigos han sido ensayados a tracción indirecta en el Laboratorio de Caminos de la UPC, registrándose su resistencia a tracción, deformación vertical y densidad. A partir de los resultados obtenidos se han realizado análisis y correlaciones que han permitido establecer determinadas relaciones entre los parámetros estudiados, tal como se describe en este capítulo.

Por otra parte, se ha obtenido el módulo resiliente de los testigos con objeto de evaluar el efecto de una ejecución deficiente mediante el empleo de un método analítico para el cálculo de la vida del firme.

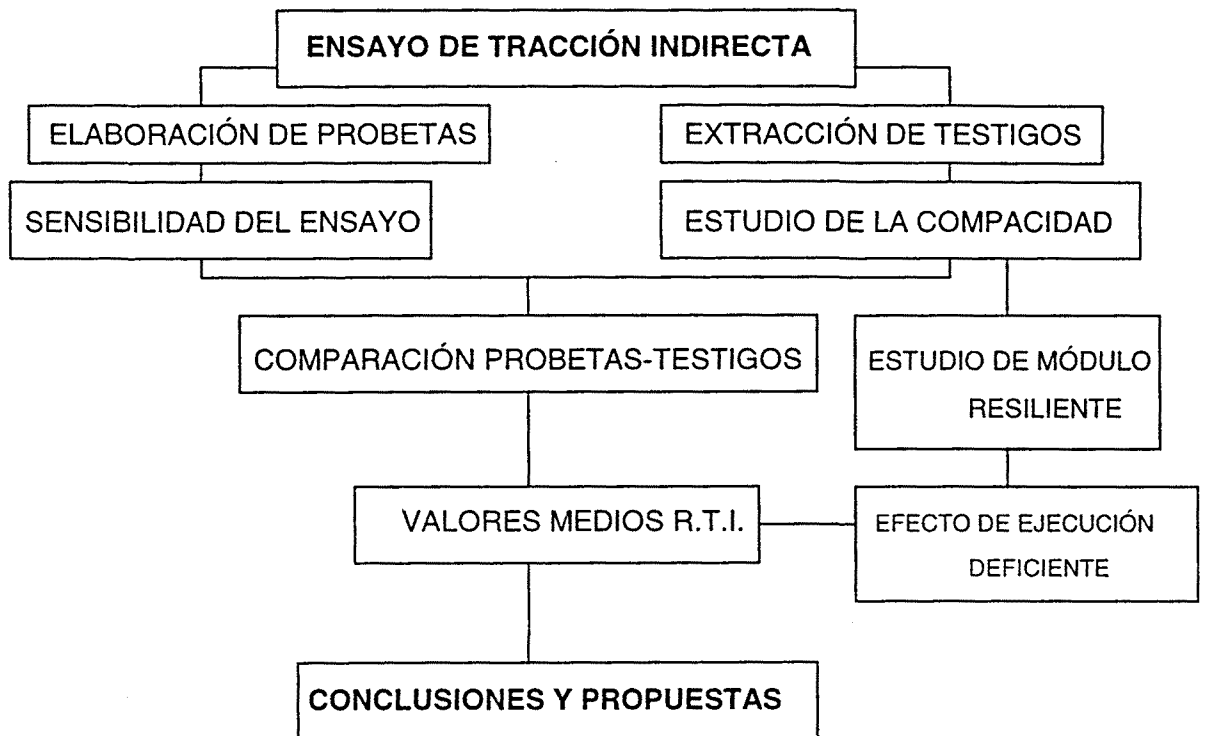


Figura 5.1: Plan de trabajo

## 5.2. SENSIBILIDAD DEL ENSAYO

El objetivo de esta etapa ha sido comprobar si el ensayo es capaz de detectar pequeñas variaciones en la composición de la mezcla y luego, conocer los niveles de resistencia que se pueden obtener con los diferentes tipos de mezcla estudiadas. Para ello se han realizado en laboratorio series de probetas que han sido ensayadas a tracción indirecta a 5°C, evaluando las siguientes variables:

- Composición de la mezcla:
  - \* Contenido de ligante
  - \* Tipo de ligante
  - \* Naturaleza y calidad del árido

- \* Granulometría y tamaño máximo del árido
- \* Naturaleza del filler
  
- Elaboración de la probeta:
  - \* Energía de compactación
  - \* Temperatura de compactación
  - \* Altura de la probeta
  - \* Temperatura del molde
  
- Ejecución del ensayo:
  - \* Velocidad de aplicación de carga
  - \* Temperatura de ensayo
  - \* Inmersión de la probeta en agua

Las mezclas estudiadas en laboratorio son densas, con tamaños máximos de 8, 12 y 20 mm, semidensas con tamaños máximos de 12, 20 y 25 mm, y gruesas con tamaños máximos de 20 y 25 mm (normalizadas por el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes PG-3).

Las granulometrías de los áridos se han calculado como los valores medios de los límites de los husos y en casos específicos se han estudiado los valores correspondientes al límite inferior de estos o las granulometrías utilizadas en obra con objeto de comparar resultados.

Los áridos han sido: el proveniente de la cantera Foj, de carácter calizo, el proveniente de Vic, de características graníticas y un árido de naturaleza granítica, alterado y poco resistente.

El filler siempre ha sido calcáreo, excepto en la etapa de evaluación del efecto de inmersión, donde se añadió un filler plástico recurriendo a una arcilla de Doñana. El betún utilizado ha sido el 60/70 en todos los casos, y para evaluar el efecto de la variación de la penetración se ha comparado con los resultados obtenidos con betunes de tipo 20/30, 40/50 y 80/100.

Se han elaborado grupos de tres y cuatro probetas, y se han registrado y representado

en tablas y figuras sus valores promedios. Se ha considerado mezcla patrón a la fabricada con una energía de compactación de 75 golpes por cara y a una temperatura de 150°C, siguiendo el procedimiento descrito en la Norma NLT-159/86. Las densidades y porcentaje de huecos en las probetas compactadas han sido calculados en base a la Norma NLT-168/90. Por último, se han ensayado las probetas a tracción indirecta siguiendo el método de la Norma NLT-346/90 a una temperatura de 5°C.

Para la ejecución de este ensayo el laboratorio de Caminos de la UPC cuenta con una prensa de accionamiento hidráulico, controlada en forma electrónica para medir tensiones y deformaciones, cuyo manejo se realiza desde un ordenador con un programa informático especialmente desarrollado para este equipo. Los datos de tensión y deformación se toman cada 0,2 segundos y se recogen en una planilla de cálculo para graficar las curvas tensión-deformación.

Las granulometrías de las mezclas estudiadas y las características de los áridos y del betún se presentan en el Anexo adjunto.

## **5.2.1. VARIABLES DE COMPOSICIÓN DE LA MEZCLA**

### **5.2.1.1. Contenido de ligante**

El efecto del contenido de ligante sobre la resistencia a tracción indirecta de la mezcla ha sido evaluado en dos mezclas tipo semidenso, de tamaño máximo 12 y 20 mm, en el que se ha variado el contenido de ligante B-60/70, entre 3,5 y 5,5%. El árido empleado es el calizo de Foj, y la granulometría de la mezcla S-20 ha sido ajustada a la parte inferior del huso, manteniéndose centrada la granulometría de la mezcla S-12. Todos las probetas han sido compactadas a la temperatura de 150°C y 75 golpes/cara, condiciones patrón del estudio.

Los resultados de los ensayos, resumidos en las tablas 5.1 y 5.2, y representados en las figuras 5.2 y 5.3, muestran que la resistencia a tracción indirecta varía con el contenido de ligante y tiene un máximo, que coincide con su máxima compacidad.

% BETUN	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
3,5	2,429	24,9	2,7	5,9	0,8
4,5	2,457	30,6	2,4	3,49	0,76
5,5	2,453	29,8	2,1	2,28	0,93

Tabla 5.1: Variación del contenido de betún en la R.T.I. a 5°C. Mezcla S-20.

% BETUN	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
3	2,373	31,5	2,1	8,65	0,69
3,5	2,405	33,6	2,4	6,73	0,69
4	2,431	39,2	1,6	5,05	0,78
4,5	2,446	38,3	1,1	3,76	0,73
5	2,447	37,2	1,4	3,06	0,77
5,5	2,443	34,7	1,7	2,53	0,87

Tabla 5.2: Variación del contenido de betún en la R.T.I. a 5°C. Mezcla S-12.

Si se observa que al disminuir el 1% de ligante, partiendo del 4,5%, tanto en la mezcla S-12 como en la S-20 apenas supone una disminución de la compacidad del 1,5%, admitido en la práctica, y sin embargo la disminución de la resistencia es de un 13% y 17% respectivamente, es evidente que el ensayo es sensible a la disminución de ligante y puede ser más efectivo que el procedimiento actual de control de la compacidad.

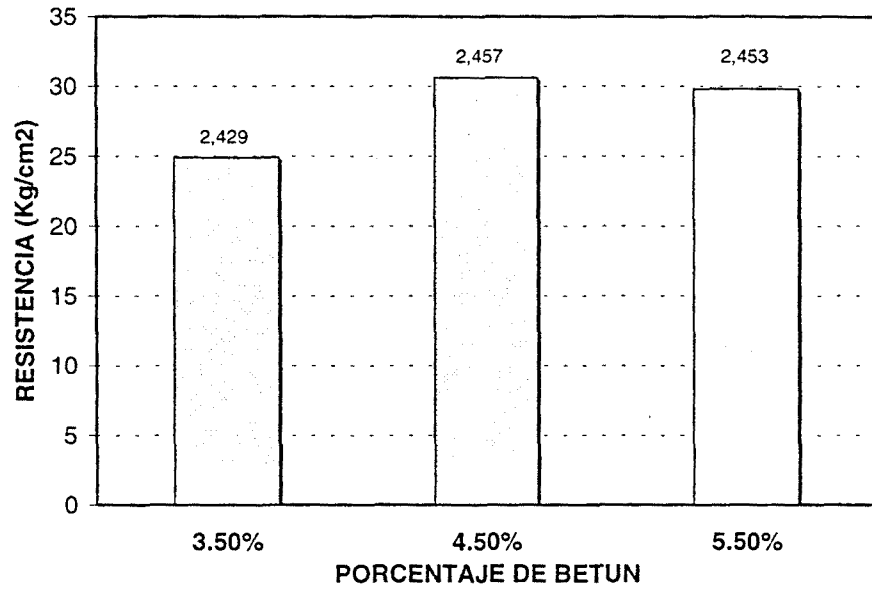


Figura 5.2: Variación de la resistencia con el contenido de ligante. Mezcla S-20.

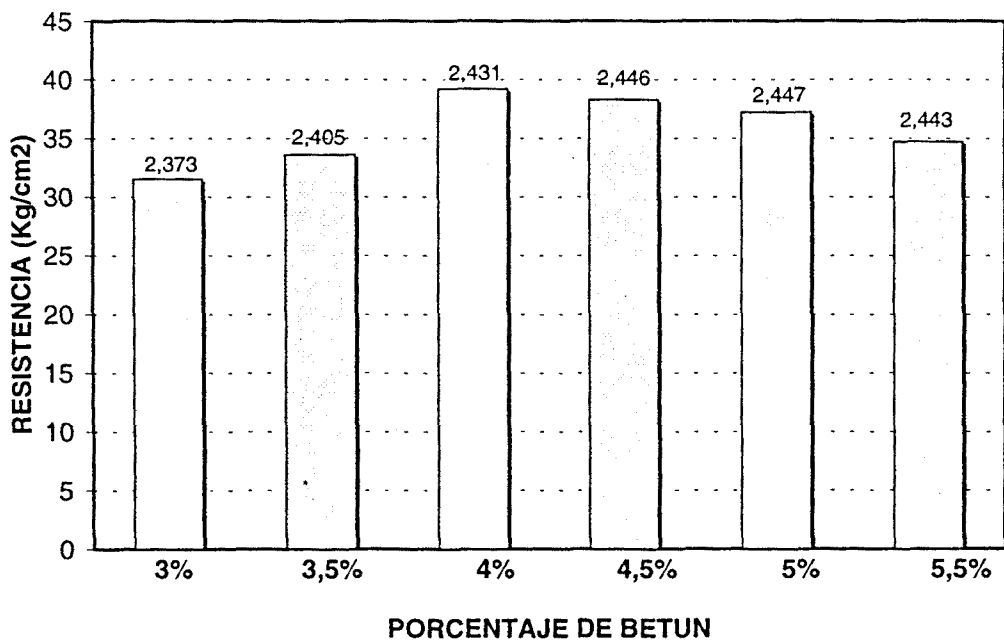


Figura 5.3: Variación de la resistencia con el contenido de ligante. Mezcla S-12.

### 5.2.1.2. Tipo de betún

También se ha analizado el efecto del tipo de ligante sobre la resistencia a tracción, ensayando diferentes mezclas tipo S-12, centradas en el huso, y fabricadas con el 4,5% de betún B-20/30, B-40/50, B-60/70 y B-80/100. Tabla 5.3 y figura 5.4.

BETUN	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
20/30	2,427	42,7	1,2	4,52	0,59
40/50	2,434	39,8	1,6	4,24	0,67
60/70	2,446	38,3	1,1	3,76	0,73
80/100	2,448	36,1	0,9	3,7	1,01

Tabla 5.3: Variación del tipo de betún en la R.T.I. a 5°C. Mezcla S-12.

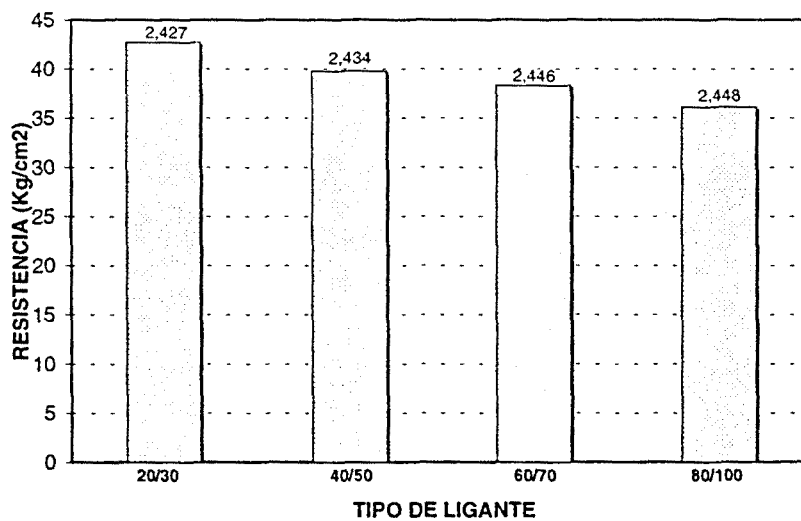


Figura 5.4: Variación de la resistencia con el tipo de betún. Mezclas S-12.

Se comprueba que los asfaltos de menor penetración, más duros y consistentes, aumentan la resistencia a tracción indirecta. La variación de densidad observada es muy pequeña, aumentando en correspondencia con la deformación a medida que el betún es más fluido. Es importante considerar que el ensayo se realiza a 5° C, y que el comportamiento de estos betunes a otras temperaturas dependerá de la susceptibilidad térmica de cada uno.

### 5.2.1.3. Naturaleza del árido

Con el fin de evaluar la sensibilidad del ensayo a la naturaleza del árido se han ensayado dos mezclas S-20 centradas en el huso y fabricadas con un 4,5% de betún B-60/70, empleando un árido calizo (Foj) y un árido granítico (Vic). Los resultados obtenidos se observan en la tabla 5.4 y en la figura 5.5.

El árido granítico tiene un menor peso específico y en consecuencia afecta a la densidad de las probetas, pero se pueden obtener resistencias muy similares si ambos áridos son duros y resistentes. Más adelante, en el apartado correspondiente al estudio de la influencia de la inmersión de probetas en agua, se analiza el efecto de la calidad del árido grueso y de la procedencia del filler.

ARIDO	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
Calizo	2,456	35,2	1,9	3,42	0,72
Granítico	2,392	32,3	1,5	4,24	0,77

Tabla 5.4: Variación de la naturaleza del árido en la R.T.I. a 5°C. Mezcla S-20.



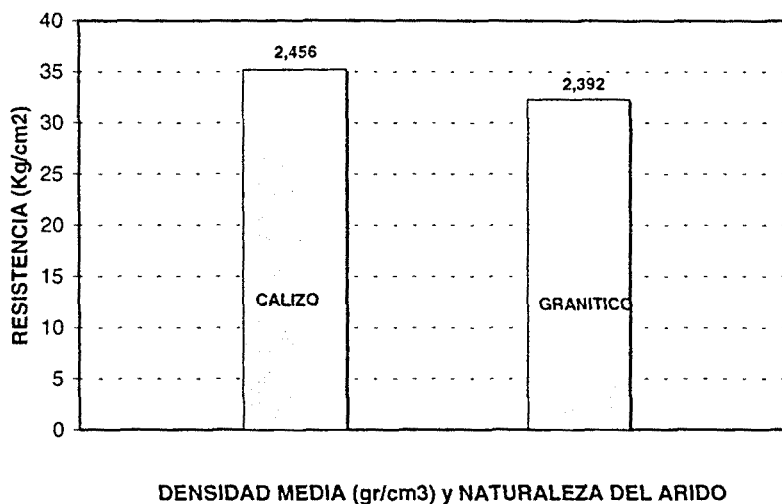


Figura 5.5: Variación de la resistencia con la naturaleza del árido. Mezcla S-20.

#### 5.2.1.4. Granulometría del árido

Se han comparado los resultados obtenidos con probetas S-20, elaboradas con un mismo tipo de árido, pero variando su granulometría, centrada en el huso y en el límite inferior del mismo. Con esta última, las resistencias a tracción resultaron más bajas, como se observa en la tabla 5.5 y en la figura 5.6. Aunque la densidad de las probetas permanece invariable, disminuye la cohesión de la mezcla al tener menos finos. Nuevamente se manifiesta la mayor eficacia del ensayo de tracción indirecta en la detección de la variación de las características de la mezcla en comparación con el procedimiento basado en la determinación de la densidad del testigo y de su compacidad.

HUSO	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
Centrado	2,456	35,2	1,9	3,42	0,72
Límite inf.	2,457	30,6	2,4	3,46	0,76

Tabla 5.5: Variación de la granulometría del árido en la R.T.I. a 5°C. Mezcla S-20.

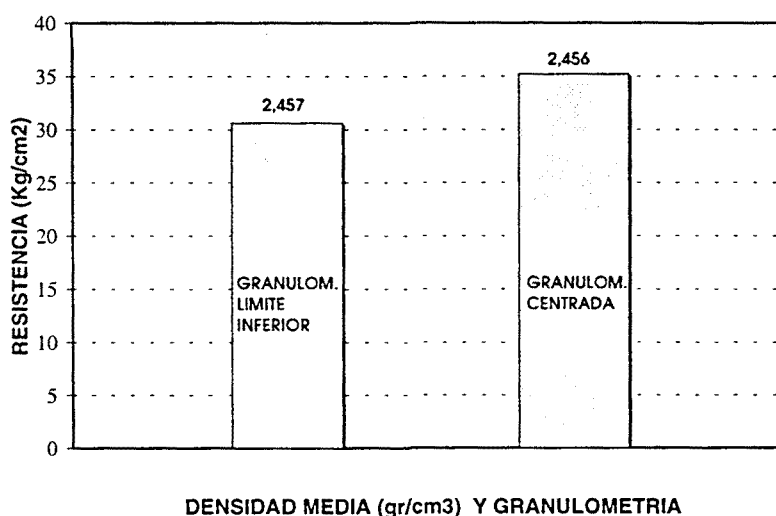


Figura 5.6: Variación de la resistencia con la granulometría del árido. Mezcla S-20.

### 5.2.1.5. Tamaño máximo del árido

Con la misma dosificación de betún (4,5% de B-60/70) y empleando el árido calizo, se elaboraron probetas con mezclas densas, semidensas y gruesas, variando el tamaño máximo del árido. Con una granulometría centrada en el huso correspondiente, se han comparado las mezclas densas con áridos de tamaño máximo 8, 12 y 20 mm, mezclas semidensas con áridos de tamaño máximo de 12, 20 y 25 mm, y mezclas gruesas de tamaño máximo 20 y 25 mm. Los resultados aparecen en las tablas 5.6, 5.7 y 5.8, así como en la figura 5.7.

MEZCLA	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
D-8	2,396	45,1	0,7	5,47	0,91
D-12	2,436	39,2	2,4	4,11	0,92
D-20	2,442	38,5	1,8	3,93	0,92

Tabla 5.6: Variación del tamaño máximo del árido en la R.T.I. a 5°C. Mezclas densas.

MEZCLA	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
S-12	2,450	39,8	3,2	3,62	0,77
S-20	2,457	37,8	2,6	3,38	0,72
S-25	2,465	38,7	3,4	3,11	0,78

Tabla 5.7: Variación del tamaño máximo en le R.T.I. a 5°C. Mezclas semidensas.

MEZCLA	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
G-20	2,462	35,2	3,1	3,33	0,76
G-25	2,452	34,7	1,7	3,72	0,77

Tabla 5.8: Variación del tamaño máximo en la R.T.I. a 5°C. Mezclas gruesas.

Todas las mezclas elaboradas en laboratorio, con idéntico árido, tipo y porcentaje de betún, se han comportado de modo muy similar. Sin embargo, para establecer un rango de respuestas comunes a todas las mezclas, es conveniente exceptuar a la mezcla D-8, cuya dosificación parte de una granulometría con la que se obtiene una cantidad de mástico mucho mayor que con las granulometrías correspondientes al resto de las mezclas, y resulta por lo tanto más resistente. Haciendo esta salvedad, todas las resistencias oscilan entre 34 y 40 kg/cm<sup>2</sup>, con densidades entre 2,436 y 2,465 g/cm<sup>3</sup>.

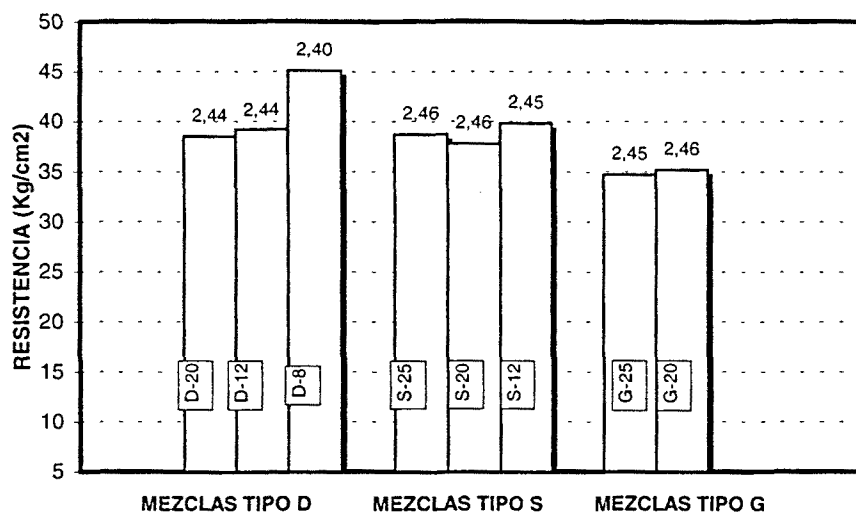


Figura 5.7: Variación de la resistencia con el tamaño máximo del árido. Mezclas densas, semidensas y gruesas.

Se observa que la resistencia alcanzada por las distintas mezclas de tipo "S" no varía en forma significativa. Los valores de densidad, huecos y deformación también se mantienen dentro de un rango muy estrecho.

Para las mezclas gruesas se estudió el tamaño máximo de 20 y 25 mm, quedando invariables los porcentajes de árido fino. Nuevamente ocurre que no se aprecia la diferencia entre ellas.

Comparando los tres grupos de mezclas entre sí, es evidente que la resistencia de las mezclas densas es mayor que la resistencia de las semidensas, y ambas son mayores que la de las gruesas. De acuerdo a la composición de las mezclas, se ha puesto de manifiesto que a mayor cantidad de mástico se obtendrán mayores resistencias.

## 5.2.2. VARIABLES DE ELABORACIÓN DE LA PROBETA

### 5.2.2.1. Temperatura y energía de compactación

El efecto de la compacidad de las mezclas, la mayor o menor densidad obtenida en su compactación, se ha estudiado en dos mezclas tipo semidenso de diferente tamaño máximo: S-20 y S-12, que se han fabricado y compactado variando la temperatura de compactación: 120°C y 150°C, y la energía de compactación marshall: 25, 50 y 75 golpes por cara. Las dos mezclas han sido fabricadas con árido calizo procedente de Foj, y con un 4,5% de betún B-60/70, habiendo sido ajustada su composición granulométrica al centro de sus respectivos husos.

Los resultados obtenidos en la rotura a tracción de las mezclas S-20 y S-12, fabricadas y compactadas con distintas temperaturas y energías, se detallan en las tablas 5.9, 5.10 y 5.11 y han sido representados en las figuras 5.8 y 5.9.

Nº GOLPES	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESUDIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
25	2,353	22,5	4,4	7,5	0,92
50	2,422	28,4	5,1	4,75	0,84
75	2,425	29,6	1,9	4,62	0,80

Tabla 5.9: Variación de la energía de compactación a 120°C en la R.T.I. a 5°C. Mezcla S-20.

Nº GOLPES	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESUDIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
25	2,376	30,4	3,3	6,55	0,92
50	2,435	34,53	1,0	4,09	0,81
75	2,456	35,2	1,9	3,42	0,72

Tabla 5.10: Variación de la energía de compactación a 150°C en la R.T.I. a 5°C. Mezcla S-20.

Nº GOLPES	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
25	2,354	30,8	4,1	7,39	0,84
50	2,416	35,7	1,4	4,94	0,74
75	2,446	38,3	1,1	3,76	0,73

Tabla 5.11: Variación de la energía de compactación a 150°C en la R.T. I. a 5°C. Mezcla S-12.

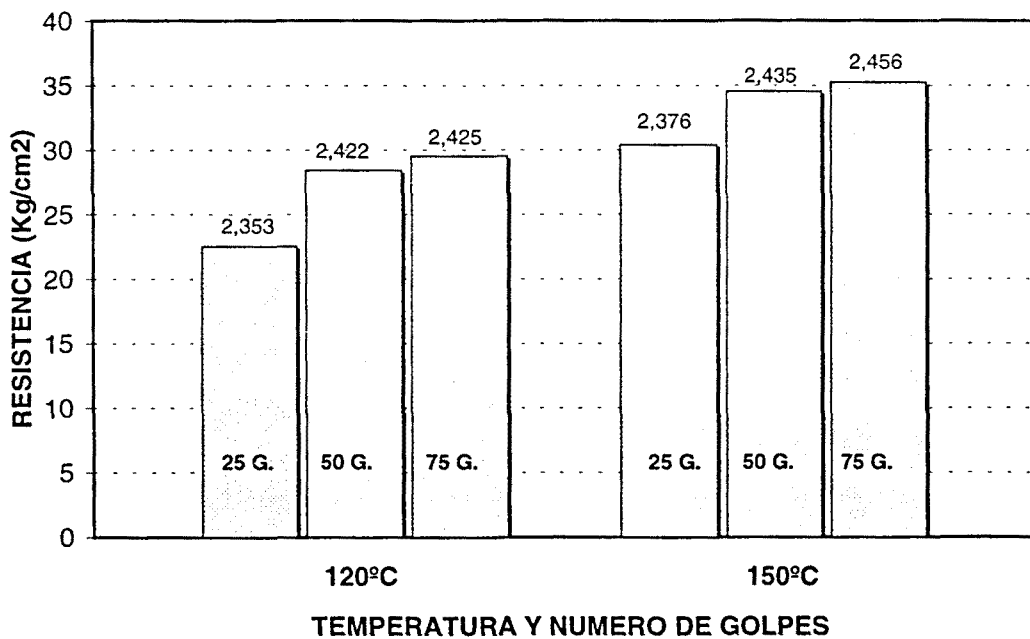


Figura 5.8: Variación de la resistencia a tracción indirecta con la temperatura y la energía de compactación. Mezcla S-20.

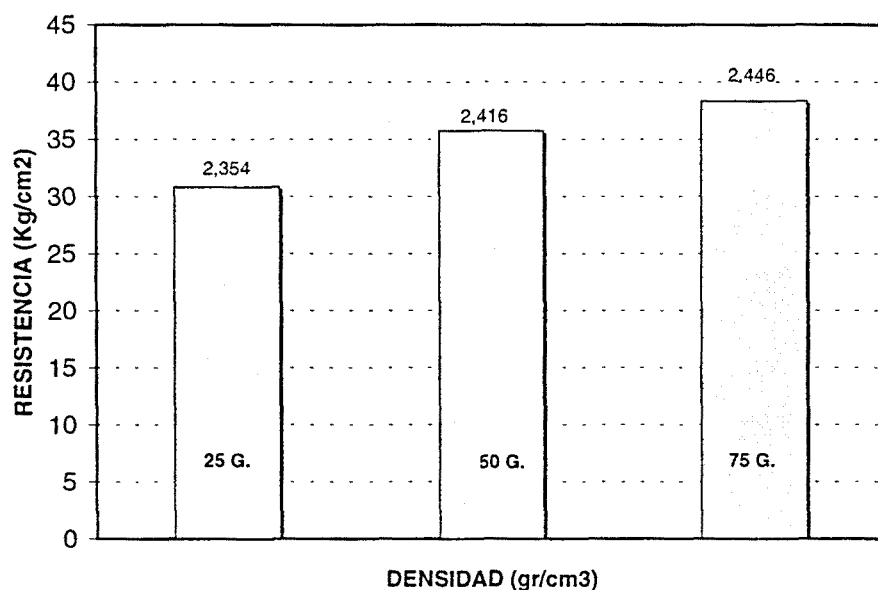


Figura 5.9: Variación de la resistencia con la energía de compactación. Mezcla S-12, temperatura 150°C.

Con estos resultados se evidencia el efecto de las dos variables, a mayor número de golpes y temperatura, mayor densidad y resistencia, menor porcentaje de huecos y menor deformación. En la figura 5.10 se ha representado para ambas mezclas la variación de su compactación y resistencia, en porcentaje, respecto a la obtenida en las condiciones patrón de compactación (150°C y 75 golpes) y puede apreciarse que la temperatura de compactación de la mezcla no sólo favorece su compactación, sino que mejora la cohesión.

Es posible obtener la misma compactación con menos temperatura, pero en la figura se observa que la mezcla compactada a 150°C presenta una resistencia del orden de un 15% superior (6-7 kg/cm<sup>2</sup>) que la compactada a 120°C.

Estos resultados indican entonces que es posible llegar a los niveles de compactación normalmente exigidos en obra del 97-98% compactando a bajas temperaturas, pero la resistencia de la mezcla se ha reducido notablemente y además esta reducción no

queda evidenciada con los procedimientos actuales de control de calidad, basados únicamente en el control de la compactación.

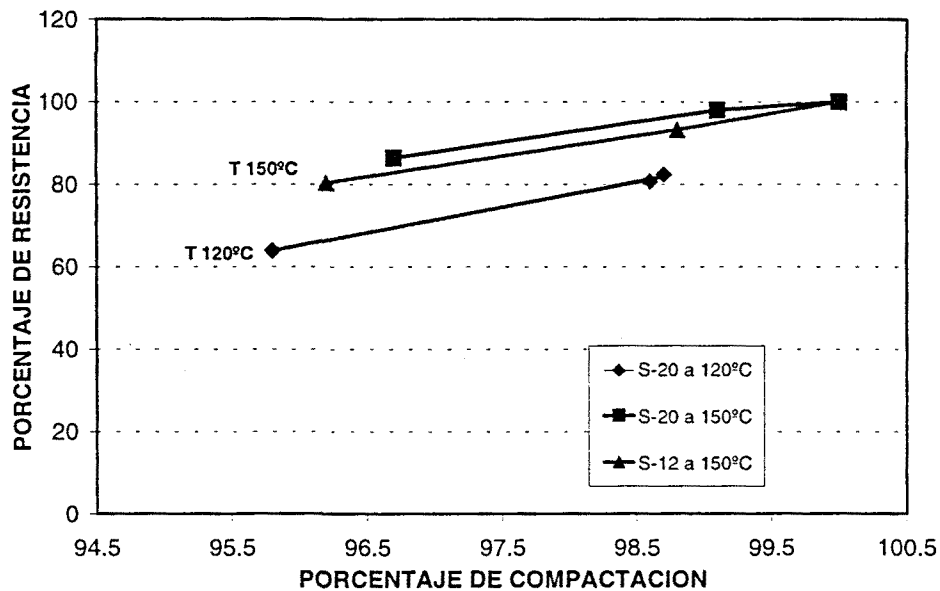


Figura 5.10: Variación del porcentaje de resistencia en función del porcentaje de compactación. Mezclas S-20 y S-12.

#### 5.2.2.2. Altura de la probeta

También se ha analizado en el laboratorio el posible efecto del espesor de la probeta sobre las densidades y resistencias obtenidas. Se han ensayado dos mezclas, tipo D-8 y D-12, fabricadas ambas con un 4,5 % de betún B-60/70, habiéndose observado que la variación de densidades y resistencias es mínima, y que incluso ambas aumentan al disminuir el espesor, tablas 5.12 y 5.13, figura 5.11.



ALTURA (mm)	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESUDIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
60,6	2,386	40,7	1,3	5,8	0,89
43,0	2,405	44,1	1,9	5,1	0,85
32,1	2,416	42,5	1,9	4,7	0,82

Tabla 5.12: Variación de la altura de la probeta en la R.T.I. a 5°C. Mezclas D-8.

ALTURA	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESUDIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
58,4	2,443	41,6	2,2	3,9	0,71
42,2	2,443	40,2	1,5	3,8	0,65
31,4	2,458	45,2	5,6	3,3	0,69

Tabla 5.13: Variación de la altura de la probeta en la R.T.I. a 5°C. Mezclas D-12.

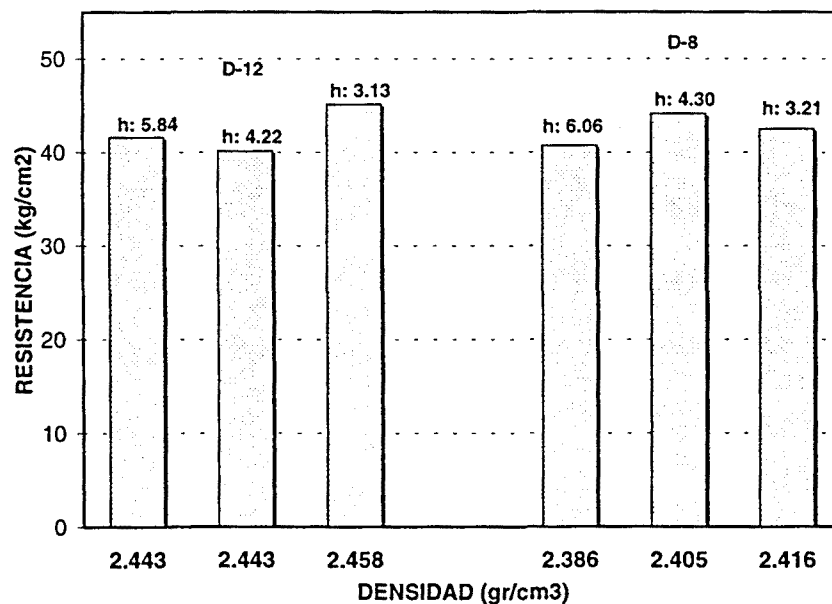


Figura 5.11: Variación de la resistencia con la altura de probetas. Mezclas D-12 y D-8.

### 5.2.2.3. Temperatura del molde

No ocurre lo mismo cuando la compactación de la mezcla se realiza con moldes que no están calientes, como se indica en la norma y procedimiento marshall. Cuando se emplean moldes que están a temperatura más fría, 5 °C, se produce un descenso de la densidad y resistencia tal como se ve en los casos de mezclas D-8 elaboradas con árido calizo y un 4,5% de betún B-60/70, tablas 5.14 y 5.15, y figura 5.12. Esto hace suponer que la falta de compactación que normalmente se observa en capas de pequeño espesor puede ser debido al rápido enfriamiento de la mezcla, dada su menor capacidad para contrarrestar la menor temperatura del pavimento.

TEMP. MOLDE	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
140°C	2,419	50	4,75	0,91
5°C	2,384	43	5,15	0,96

Tabla 5.14: Variación de la temperatura del molde en la R.T.I.. Mezcla D-8, altura 60 mm.

TEMP. MOLDE	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
140°C	2,415	43	4,03	0,98
5°C	2,398	38	5,35	1,70

Tabla 5.15: Variación de la temperatura del molde en la R.T.I.. Mezcla D-8, altura 32,5 mm.

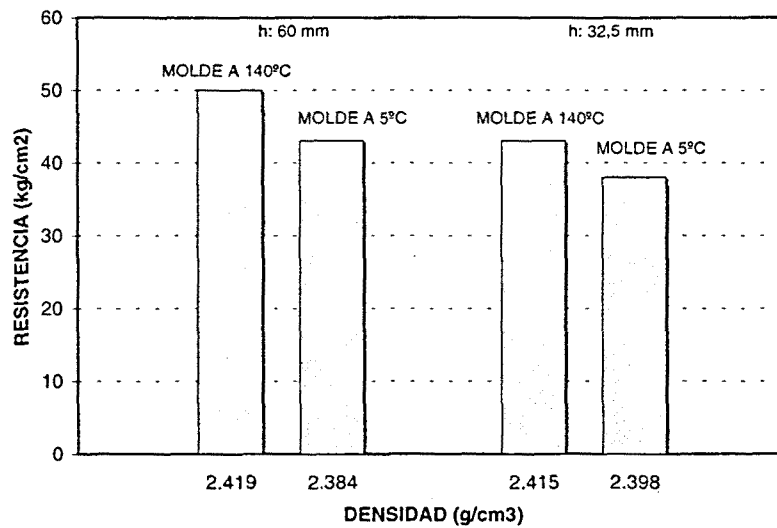


Figura 5.12: Variación de la resistencia con la temperatura del molde. Mezcla D-8.

### 5.2.3. VARIABLES DE EJECUCIÓN DEL ENSAYO

#### 5.2.3.1. Temperatura de ensayo

Para analizar la influencia de la temperatura de ensayo se han realizado series de probetas de mezcla D-12 con un contenido de betún B-60/70 del 4,5% y árido calizo, obteniendo su resistencia a tracción indirecta a 5°C y 20°C.

Los valores obtenidos se pueden ver en la tabla 5.16. A la temperatura de 20°C la mezcla reduce su resistencia a menos de la mitad y su deformación a la rotura se incrementa casi al doble. La susceptibilidad térmica del betún es la causa de este cambio tan notable del comportamiento de la mezcla al elevar la temperatura de ensayo.

TEMP. ENSAYO	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
5°C	2,443	41,6	2,2	3,9	0,71
20°C	2,452	15,5	0,3	3,3	1,241

Tabla 5.16: Valores medios de R.T.I. para temperaturas de ensayo de 5 y 20°C. Mezclas D-12.

Estos resultados son comparables con los obtenidos por otros investigadores para mezclas de características similares, comentados en el capítulo anterior, como se puede observar en la tabla 5.17.

Investigador	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )					
	4°C - 5°C	10°C	15°C - 18°C	20°C	25°C	30°C
Autor (D-12)	41,6			15,5		
Tesoriere (equiv. S-20)		25	14		11,5	6
Hadley (equiv. D-8, D-12 y S-20)					11-12	
Kennedy (equiv. D-8 y D-12)		36-38			10	
Kandhal (equiv. D-12)*	29-30		13-14		6-6,5	

\*: para una mezcla equivalente a D-12 con un 7% betún de penetración 64 y 65.

Tabla 5.17: Comparación de resistencias a tracción obtenidas por otros investigadores.

### 5.2.3.2. Velocidad de carga

También se han elaborado probetas con mezcla D-12 variando el contenido de betún en un 1% y se han ensayado a 20°C modificando la velocidad de aplicación de carga en los siguientes valores:

- \* V1= 5,08 mm/min
- \* V2= 50,8 mm/min (velocidad del ensayo Marshall)
- \* V3= 254 mm/min

Los valores medios obtenidos se observan en la tabla 5.18 y en la figura 5.13.

VELOCIDAD mm/min	% BETUN	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO EST. (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORM. (mm)
5,08	3,5	2,415	10,6	0,4	6,3	0,769
	4,5	2,453	8,2	0,6	3,2	1,194
	5,5	2,445	6,0	0,2	2,2	1,815
50,8	3,5	2,418	18,5	0,7	6,3	0,852
	4,5	2,452	15,5	0,3	3,3	1,241
	5,5	2,445	12,8	0,5	2,2	1,537
254	3,5	2,417	28,9	0,6	6,3	0,926
	4,5	2,452	26,6	0,5	3,2	1,083
	5,5	2,446	21,7	0,8	2,1	1,296

Tabla 5.18: Variación de la velocidad de ensayo en la R.T.I. a 20°C. Mezcla D-12.

El comportamiento reológico de las mezclas bituminosas se puede apreciar claramente en estos resultados por la modificación de la rigidez de las mismas, al disminuir su resistencia a tracción a medida que la velocidad de aplicación de carga es más lenta, figura 5.13.

Para los contenidos de ligante estudiados, parece existir una variación lineal con la resistencia, con una tasa semejante para todas las velocidades, figura 5.14 no detectándose un valor óptimo intermedio.

Con respecto a la variación de la deformación con la variable analizada, se puede observar que aquella ha seguido la misma respuesta que la resistencia a tracción.

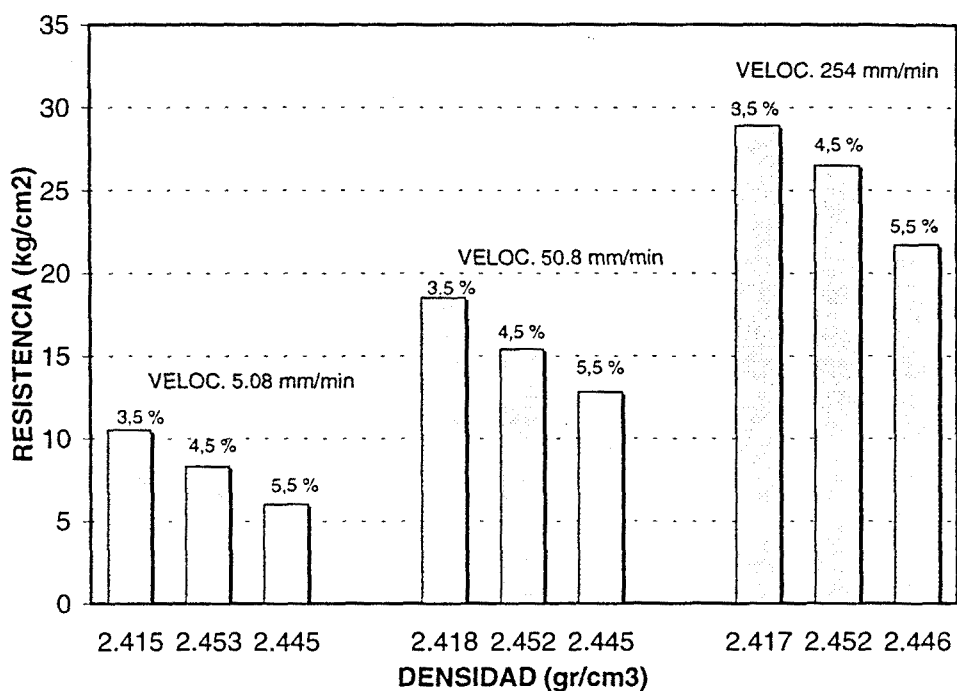


Figura 5.13: Variación de la resistencia a tracción indirecta a 20°C con la velocidad de ensayo y el contenido de betún. Mezcla D-12.

### 5.2.3.3. Inmersión de probetas en agua

Por último, para estudiar el efecto de la inmersión en agua durante un día a 60°C, se han fabricado probetas con mezcla D-12 con dos tipos de áridos, uno calizo, duro, resistente y el otro granítico alterado, poco resistente con un contenido de betún B-60/70 del 4,5%. Ambos se han combinado con dos tipos de filleres: uno calizo y otro plástico, fijando siempre el tipo y contenido de betún, así como la granulometría del árido, de tal manera que han resultado cuatro mezclas, cuyas resistencias a través del ensayo seco y húmedo pueden verse en las tablas 5.19 y 5.20 y en la figura 5.14.

MEZCLA Árido/filler	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESUDIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
Calizo/calizo	2,448	42,5	1,1	3,66	0,80
Calizo/plástico	2,410	42,8	0,7	5,04	0,82
Blando/calizo	2,383	41,2	1,9	4,99	0,95
Blando/plástico	2,329	35,3	2,0	7,78	0,90

Tabla 5.19: Variación del tipo de árido y filler en la R.T.I. Vía seca. Mezcla D-12.

MEZCLA Árido/filler	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESUDIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
Calizo/calizo	2,447	41,6	1,2	3,70	0,77
Calizo/plástico	2,405	36,1	0,8	5,24	1,15
Blando/calizo	2,383	28,2	1,4	5,25	1,00
Blando/plástico	2,328	14,2	2,3	7,86	1,90

Tabla 5.20: Variación del tipo de árido y filler en la R.T.I. Vía húmeda. Mezcla D-12.

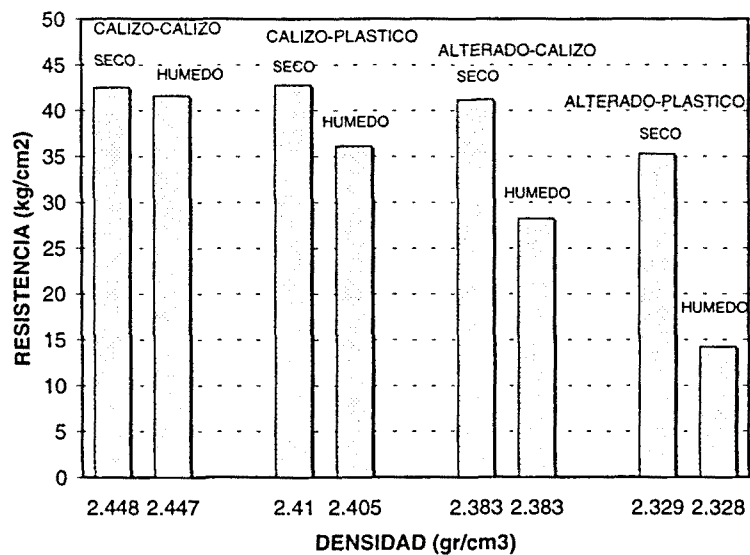


Figura 5.14: Variación de la resistencia con el efecto de la inmersión y la calidad del árido. Mezcla D-12.

De los resultados obtenidos se observa que un árido resistente combinado con un filler de buena calidad permitirán que la mezcla resista la acción del agua casi sin variar su resistencia, mientras que, si el filler es plástico, ésta bajará un 14%. Para el caso del árido alterado, al someter a la probeta a la vía húmeda, su resistencia disminuye un 32%, y si además el filler es de características plásticas, pierde hasta un 60%, con lo que se demuestra la influencia significativa de la calidad de los materiales a emplear en la mezcla.

### **5.3. APLICACIÓN DEL ENSAYO SOBRE TESTIGOS**

El ensayo de tracción indirecta ha sido aplicado en el Laboratorio de Caminos de la UPC, en el control de calidad de diferentes obras realizadas en Cataluña, durante un período de más de dos años. Los testigos extraídos se han ensayado a tracción indirecta a 5°C, con objeto de correlacionar su resistencia con su compacidad.

#### **5.3.1. RELACIÓN ENTRE LA RESISTENCIA Y LA COMPACIDAD**

Se han estudiado mezclas densas, semidensas y gruesas, con variación de tamaño máximo de 25, 20 y 12 mm. Se han graficado los valores de resistencia en función de la compacidad conseguida, expresada como porcentaje de su densidad marshall patrón, figuras 5.15, 5.16, 5.17, 5.18, 5.19 y 5.20. En ellas puede observarse que las nubes de puntos obtenidas para cada caso se distribuyen de forma aproximadamente lineal y las pendientes de las rectas calculadas por regresión pueden agruparse con tendencias paralelas en muchos casos.



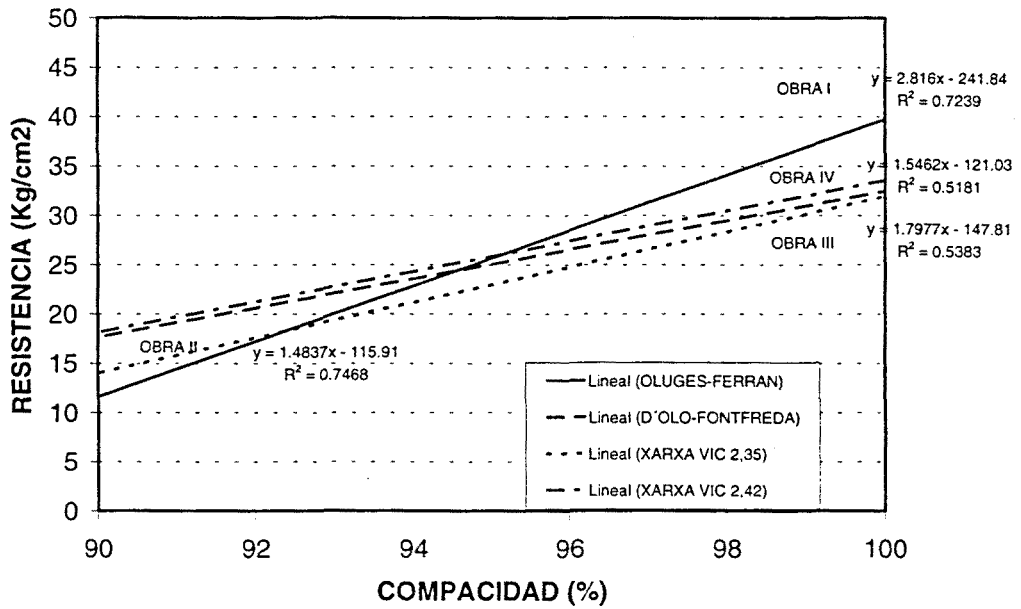


Figura 5.15: Tracción indirecta vía seca 5°C. Mezcla D-12.

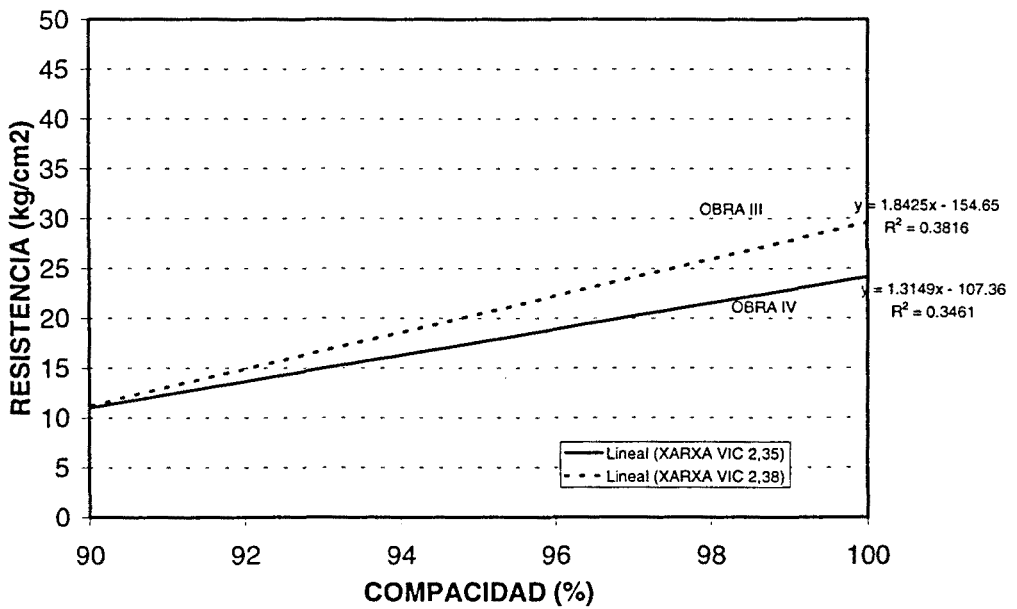


Figura 5.16: Tracción indirecta vía seca 5°C. Mezcla D-20.

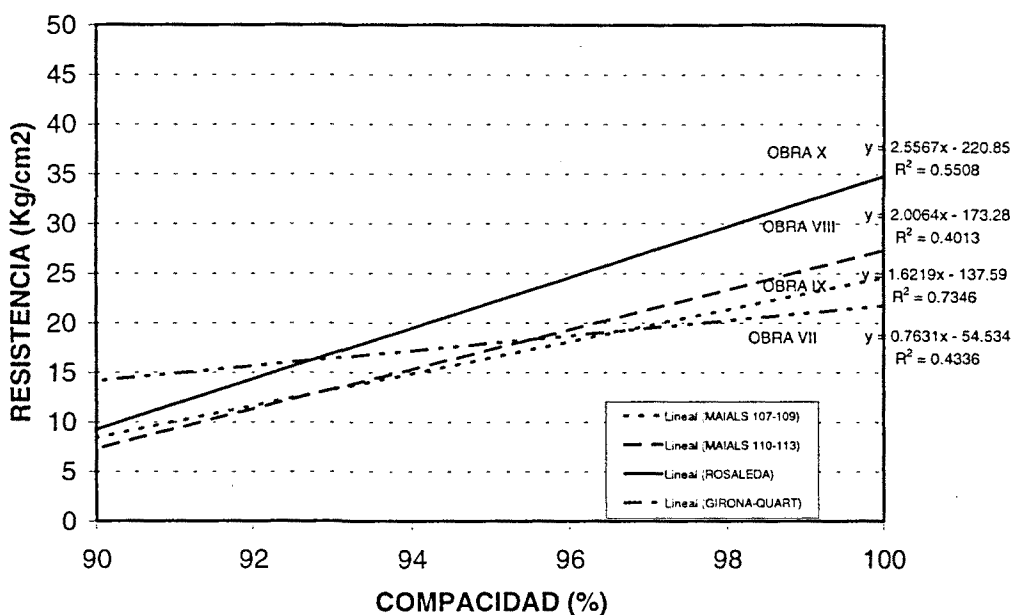


Figura 5.17: Tracción indirecta vía seca 5°C. Mezcla S-12.

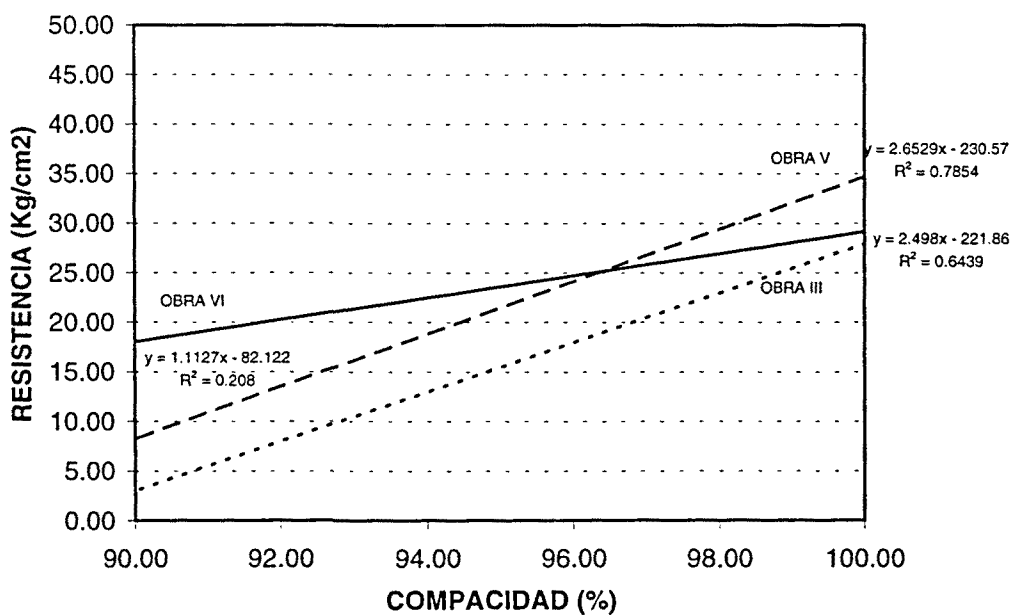


Figura 5.18: Tracción indirecta vía seca 5°C. Mezcla S-20.

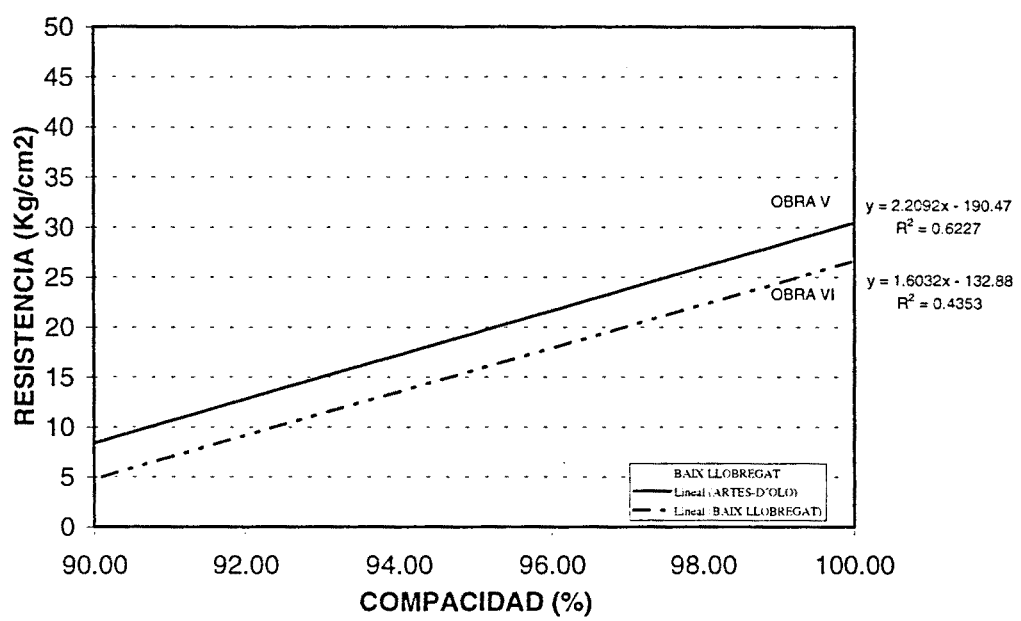


Figura 5.19: Tracción indirecta vía seca 5°C. Mezcla G-25.

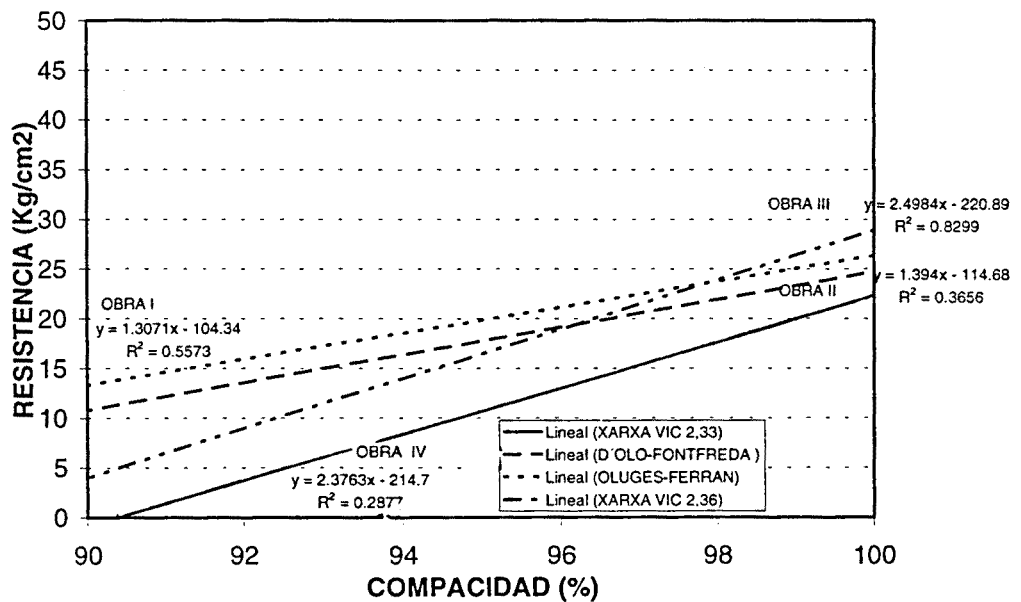


Figura 5.20: Tracción indirecta vía seca 5°C. Mezcla G-20.

A continuación se resumen las pendientes (a) y ordenadas al origen (b) de las rectas calculadas por regresión, con sus coeficientes de correlación  $r^2$  en la tabla 5.21.

OBRA	MEZCLA	a	b	$r^2$	D Marshall
I	D-20	2,8	242	0,72	2,38
II	D-20	1,5	116	0,75	2,47
III	D-20	1,8	148	0,54	2,35
IV	D-20	1,5	121	0,52	2,42
III	D-12	1,8	155	0,38	2,38
IV	D-12	1,3	107	0,35	2,35
V	S-20	2,6	230	0,79	2,43
III	S-20	2,5	221	0,64	2,37
VI	S-20	1,1	82	0,21	2,40
VII	S-12 G	0,8	55	0,44	2,37
VIII	S-12 G	2,0	173	0,40	2,38
IX	S-12 G	1,6	138	0,73	2,38
X	S-12 G	2,6	221	0,55	2,43
V	G-25	2,2	190	0,62	2,41
VI	G-25	1,6	132	0,45	2,40
I	G-20	1,3	104	0,56	2,30
II	G-20	1,4	115	0,37	2,40
III	G-20	2,5	221	0,83	2,36
IV	G-20	2,4	215	0,29	2,33

Tabla 5.21: Análisis de las mezclas estudiadas.

Exceptuando el caso de la obra I, para las mezclas densas se puede observar que las pendientes oscilan entre 1,3 y 1,8 para las mezclas D-20 y las mezclas D-12, con una pendiente media de 1,5, estimados con un error típico máximo de 3 kg/cm<sup>2</sup>.

Para las mezclas S-20, las pendientes son más fuertes, variando entre 2,6 y 1,1, mientras que para las mezclas S-12 se puede observar mayor variación en este parámetro. Precisamente fueron estas las mezclas que presentaron inconvenientes durante la etapa del control de calidad por no alcanzar las densidades especificadas.

El error cometido en la estimación de valores es del mismo orden que en el caso de las mezclas densas. Y para las mezclas gruesas se observan pendientes entre 1,3 y 2,5, con un error un poco mayor que los casos anteriores, siendo el valor máximo de 4,1 kg/cm<sup>2</sup>.

### 5.3.2. COMPARACIÓN ENTRE LAS RESISTENCIAS OBTENIDAS CON PROBETAS ELABORADAS EN LABORATORIO Y TESTIGOS EXTRAIDOS DE OBRA

Con objeto de comprobar si los resultados obtenidos ensayando los testigos procedentes de obra se correspondían con los de las probetas fabricadas en laboratorio, y así poder tomar éstos de referencia, se han elaborado mezclas de las mismas características y con el mismo árido empleado la obra III, reproduciendo las granulometrías de las mezclas D-12, S-20 y G-20, fijando el mismo porcentaje de betún empleado como promedio en la ejecución de obra. La tabla 5.22 muestra los resultados obtenidos de resistencia a tracción indirecta en probetas y su comparación con el valor de resistencia correspondiente al testigo extraído a la densidad Marshall.

MEZCLA	DENSIDAD (g/cm <sup>3</sup> )	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )	DESVIO ESTÁNDAR (kg/cm <sup>2</sup> )	HUECOS (%)	DEFORMACION (mm)
D-12 LAB.	2,369	35,0	2,4	4,70	0,98
D-12 OBRA	2,38	29,6	4,0	5,00	1,57
S-20 LAB.	2,387	38,25	3,9	4,24	0,77
S-20 OBRA	2,37	27,96	5,1	5,54	1,26
G-20 LAB.	2,379	31,25	6,0	5,41	0,99
G-20 OBRA	2,36	28,95	3,2	7,10	1,28

Tabla 5.22: Ensayo T.I. a 5°C en probetas y testigos. Mezclas densas, semidensas y gruesas.

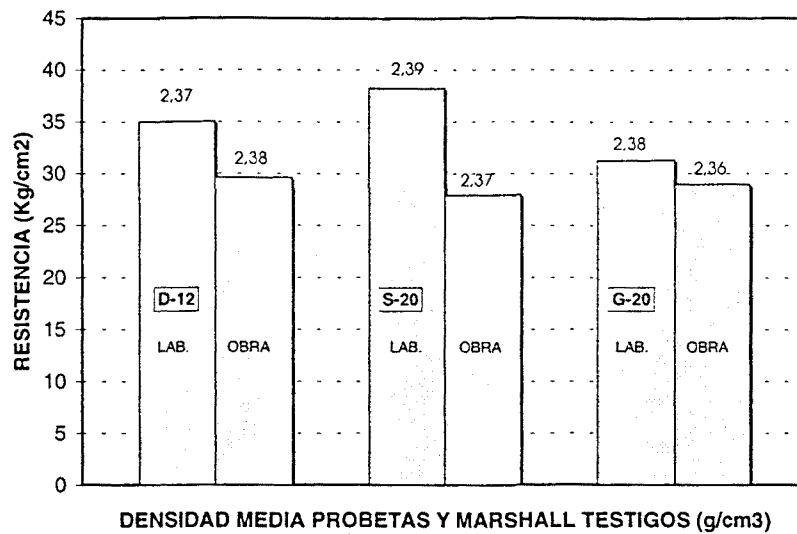


Figura 5.21: Comparación de la resistencia obtenida con probetas y con testigos.

Los resultados graficados en la figura 5.21 muestran que la resistencia de los testigos disminuye en todos los casos con respecto a la correspondiente a las probetas. En las mezclas densas, las densidades son prácticamente iguales, mientras que la resistencia de los testigos ha disminuido 5 kg/cm<sup>2</sup>. En las mezclas semidensas también hay un descenso más importante de la resistencia, de 10 kg/cm<sup>2</sup>. En las mezclas gruesas, la disminución de densidad y resistencia es menor, de unos 2 kg/cm<sup>2</sup>. El motivo de estas diferencias entre probetas y testigos puede ser que en laboratorio las probetas se hayan fabricado a una mayor temperatura y, como ya se ha visto anteriormente, al compactar las mezclas se consigue mayor cohesión, evidenciada por una mayor resistencia.

### 5.3.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE OBRA

Para todas las mezclas estudiadas se han calculado sus valores medios de resistencias y compacidades, comparándolos con aquellos obtenidos con las probetas elaboradas en el laboratorio de Caminos de la UPC, fabricadas con un 4,5% de betún B-60/70 y áridos gruesos calizos o graníticos, tal como se puede apreciar en la tabla 5.23 donde también se presentan los datos de la densidad Marshall para cada caso, el número de testigos extraídos, el error típico, el desvío estándar y el coeficiente de variación.

OBRA	MEZCLA	Rm	Cm	Dm	d M.	nº	E.T.	D.S.	C.V.
I	D-20	25,9	95,1	2,263	2,38	8	2,61	4,59	0,18
II	D-20	28,7	97,5	2,407	2,47	11	1,79	3,37	0,12
III	D-20	28,3	97,9	2,302	2,35	17	3,11	4,43	0,16
IV	D-20	29,8	97,5	2,360	2,42	54	2,96	4,22	0,14
III	D-12	19,5	94,5	2,250	2,38	21	3,23	4,01	0,21
IV	D-12	18,5	95,7	2,254	2,35	70	3,27	4,02	0,22
Va	S-20	28,9	97,8	2,373	2,43	37	2,33	4,97	0,17
Vb	S-20	25,9	95,1	2,290	2,41	5	1,36	4,91	0,19
III	S-20	24,7	98,6	2,320	2,37	38	3,10	5,12	0,22
VI	S-20	26,9	97,7	2,328	2,40	36	2,67	2,93	0,11
V	S-12 G	19,7	95,6	2,285	2,39	4	0,75	0,96	0,05
VII	S-12 G	19,4	96,9	2,300	2,37	24	2,14	2,78	0,14
VIII	S-12 G	21,6	97,1	2,311	2,38	7	2,93	3,46	0,16
IX	S-12 G	17,1	95,4	2,270	2,38	8	1,82	3,27	0,19
X	S-12 G	24,8	96,1	2,338	2,43	18	3,33	4,82	0,19
V	G-25	29,7	99,7	2,400	2,41	80	3,15	5,09	0,17
VI	G-25	26,2	99,4	2,379	2,40	18	2,72	3,52	0,13
I	G-20	21,2	96,0	2,205	2,30	25	1,87	2,75	0,13
II	G-20	24,1	99,6	2,390	2,40	22	2,51	3,07	0,13
III	G-20	23,4	97,8	2,310	2,36	7	1,44	3,18	0,14
IV	G-20	19,2	98,4	2,294	2,33	30	4,12	4,8	0,25

Tabla 5.23: Valores medios y estadística descriptiva de las mezclas estudiadas.

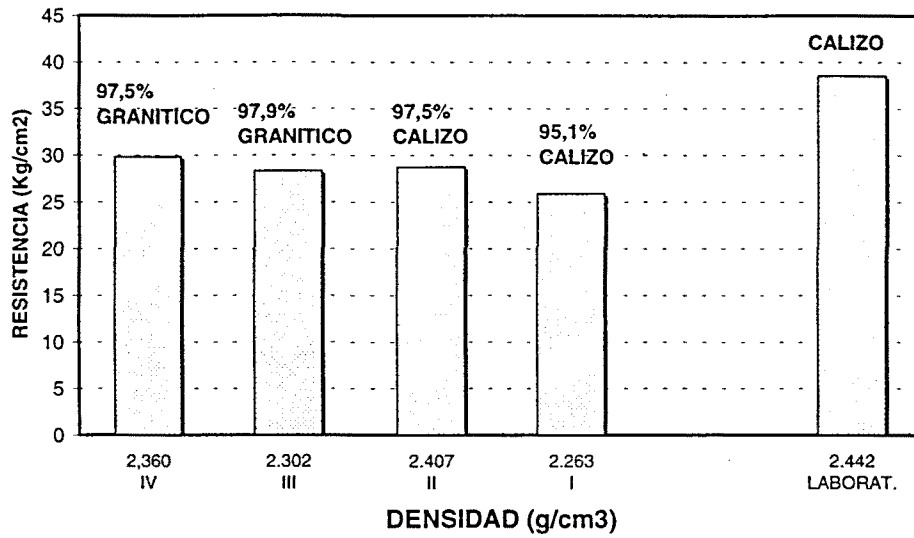


Figura N° 5.22: Valores medios de resistencia, densidad y compacidad. Mezcla D-20.

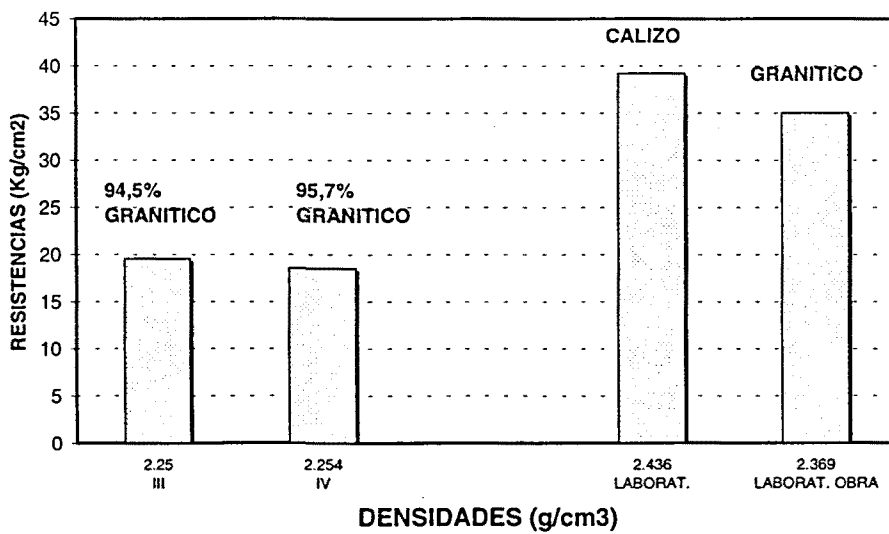


Figura N° 5.23: Valores medios de resistencia, densidad y compacidad. Mezcla D-12.



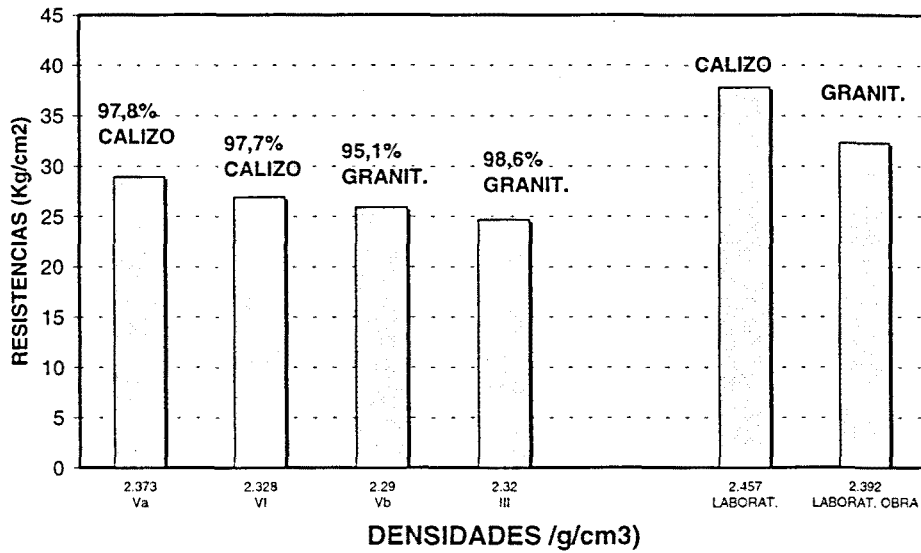


Figura N° 5.24: Valores medios de resistencia, densidad y compacidad. Mezcla S-20.

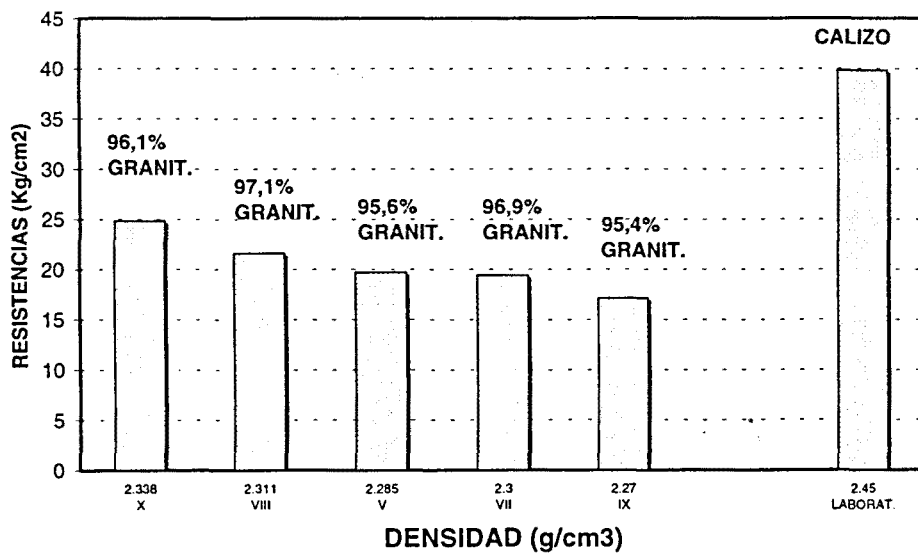


Figura N° 5.25: Valores medios de resistencia, densidad y compacidad. Mezcla S-12.

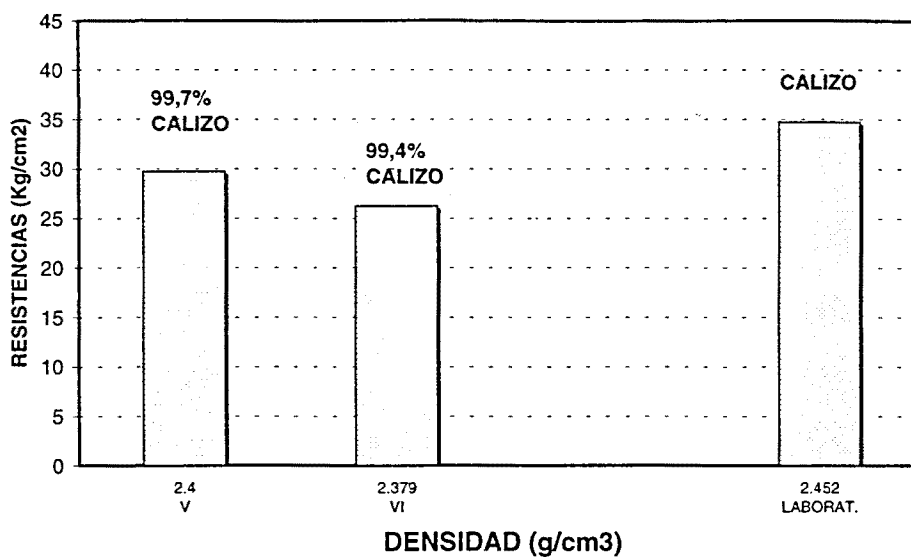


Figura N° 5.26: Valores medios de resistencia, densidad y compacidad. Mezcla G-25.

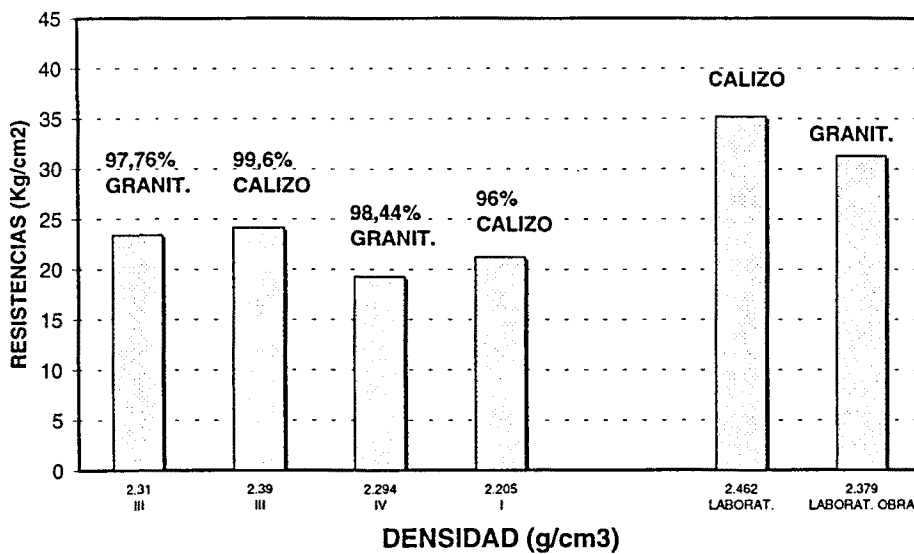


Figura N° 5.27: Valores medios de resistencia, densidad y compacidad. Mezcla G-20.

Del análisis de estos resultados se puede resumir:

Mezclas D-20: los valores de compacidad obtenidos varían entre el 95,1 y el 97,9%. La resistencia tanto con áridos graníticos como con áridos calizos es muy próxima a 30 kg/cm<sup>2</sup> para las compacidades más altas. La resistencia obtenida en laboratorio para un árido calizo es de 38 kg/cm<sup>2</sup> para el 100% de compactación.

Mezclas D-12: la compacidad obtenida en obra con estas mezclas ha sido alrededor del 95% y una resistencia de 20 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia obtenida en laboratorio supera los 35 kg/cm<sup>2</sup> tanto con árido granítico como con calizo, siendo incluso mayor que la alcanzada por la mezcla D-20.

Mezclas S-20: la compacidad varía entre el 95 y el 98,6%, siendo lo más frecuente superar el 97% cuando estas mezclas son colocadas en capas gruesas. La resistencia obtenida es ligeramente inferior a las obtenidas con las mezclas D-20 y varía entre 25 y 30 kg/cm<sup>2</sup>. Las resistencias obtenidas en laboratorio son similares a la obtenida para la mezcla D-20 con el árido calizo, y supera los 30 kg/cm<sup>2</sup> con árido granítico.

Mezclas S-12: la compacidad conseguida en obra es más bien baja, estando comprendida normalmente entre el 95 y 97%. Sus resistencias son conformes con esta baja compacidad, con un valor medio obtenido de 20 kg/cm<sup>2</sup>. Por el contrario, la resistencia obtenida en el laboratorio es mucho más alta, 40 kg/cm<sup>2</sup>, superando la de la mezcla S-20 fabricada con el mismo tipo de árido.

Mezclas G-25: la compacidad conseguida en obra es normalmente muy alta, superando el 99%. La resistencia también es alta, varía entre 25 y 30 kg/cm<sup>2</sup>, de modo similar que las mezclas S-20 y D-20. Las resistencias de obra y laboratorio no pueden compararse directamente porque los porcentajes de ligante empleados en uno y otro caso son diferentes, alrededor del 3,8% para la capa ejecutada en la Xarxa Arterial de Vic y el 4,5% en laboratorio.

Mezclas G-20: la compacidad obtenida normalmente supera el 97%. La resistencia obtenida en obra es inferior a las mezclas S-20 y D-20, variando entre 20 y 25 kg/cm<sup>2</sup>. Esta diferencia puede ser normal teniendo en cuenta el menor porcentaje de ligante empleado con estas mezclas. La resistencia obtenida en laboratorio para la mezcla G-20 fabricada con un 4,5% de betún es también, por su menor contenido en finos, ligeramente inferior a las conseguidas con las mezclas S-20 y D-20.

Comparando los distintos tipos de mezcla entre sí se puede notar que las mezclas tipo D-12 y S-12 son las que mayores diferencias presentan entre la compactación y resistencias obtenidas en obra y en laboratorio. Estas mezclas han sido ejecutadas normalmente en capas delgadas y ponen en evidencia el problema existente en la ejecución de estas capas, pues, mezclas muy trabajables y fáciles de compactar en laboratorio, presentan una menor compactación y resistencia una vez colocadas. Es probable que se haya producido una pérdida importante de temperatura debido al menor espesor de las mismas capas, y en consecuencia hayan disminuido su compactación y resistencia.

#### **5.4. CONSIDERACIONES FINALES**

Los resultados obtenidos sobre las probetas han demostrado la sensibilidad de este ensayo para detectar modificaciones en la composición y la ejecución de una mezcla. Además, en muchos casos, el parámetro evaluado es más sensible que la compactación, con lo que se podría obtener mayor precisión al evaluar la calidad de una capa ejecutada.

También se ha podido demostrar una correlación entre la compactación y la resistencia a tracción indirecta para las diferentes mezclas controladas y ejecutadas. Las rectas de regresión para los datos de testigos extraídos marcan una tendencia que se aproxima, para el 100% de compactación, al valor de resistencia obtenido con las probetas fabricadas en planta.

## CAPÍTULO 6

# EVALUACIÓN DEL EFECTO PRODUCIDO POR LA FALTA DE CALIDAD EN LA EJECUCIÓN DE LAS CAPAS ASFÁLTICAS

En el desarrollo del plan de trabajo esquematizado en el capítulo anterior ha quedado pendiente un estudio complementario sobre los módulos resilientes medidos en testigos extraídos de obras, con objeto de analizar la incidencia de una disminución de la resistencia a tracción indirecta en la vida del firme, tal como se expone a continuación.

### 6.1. PLANTEAMIENTO DEL ANÁLISIS

Los resultados obtenidos han permitido verificar que, si una capa bituminosa es ejecutada con una mezcla que no cumple con los valores determinados de dosificación y las condiciones de ejecución, temperatura y energía de compactación, no se controlan debidamente, aún en el caso de alcanzar la densidad especificada es posible que su resistencia haya disminuido en forma significativa. De igual modo se producirá una disminución de módulo, que trae aparejada una reducción de la vida de fatiga de la capa. Esta situación sería equivalente a haber construido el firme con capas de menor espesor.

Para muchas de las obras estudiadas, también se ha determinado el módulo resiliente de los testigos extraídos y éste ha sido correlacionado con la resistencia a tracción indirecta. Mediante el empleo de métodos analíticos utilizados en el dimensionamiento de firmes y de la correlación entre módulo y resistencia, se ha evaluado el efecto de una mala ejecución sobre la vida del firme.

En este capítulo se exponen los resultados obtenidos de la vida del firme y del espesor, calculados bajo determinadas hipótesis, considerando la disminución de la resistencia a tracción indirecta.

## **6.2. HIPÓTESIS DE CÁLCULO**

Para la evaluación del efecto producido por la disminución de módulo en la capa bituminosa, se ha partido de dos hipótesis de cálculo:

Hipótesis 1:

Al disminuir la resistencia a tracción indirecta de la capa disminuye su módulo, pero mantiene su ley de fatiga. En este caso se ha determinado la reducción de la vida del firme por efecto del menor módulo de la mezcla y el espesor equivalente de capa, que en caso de estar bien construido el firme, soportaría el mismo número de aplicaciones de carga.

Hipótesis 2:

Se ha supuesto que el comportamiento a fatiga de la mezcla bituminosa está dado, al igual que para los materiales tratados con cemento, por la relación  $\sigma_f/\sigma_r$ , donde:

$\sigma_f$ : tensión a que está sometida la mezcla en el firme.

$\sigma_r$ : tensión de rotura de la mezcla a tracción indirecta.

Al disminuir la calidad de la mezcla aumenta la relación  $\sigma_f/\sigma_r$ . Para evaluar esta situación, se ha calculado el espesor del firme equivalente para una mezcla que

estuviese bien ejecutada, es decir, sin disminuir su módulo, y que tuviese esa misma relación de tensiones.

### 6.3. VALORES MEDIOS DE MÓDULO RESILIENTE

Experimentalmente se ha determinado el módulo resiliente de las mezclas utilizadas en la ejecución de las distintas obras estudiadas. Para ello, se han extraído testigos de los distintos tramos y se han ensayado a compresión diametral. Corresponden a mezclas densas, semidensas y gruesas, con variación de tamaño máximo de 25, 20 y 12 mm. Para cada tramo y cada tipo de mezcla se han graficado los valores medios tal como se observa en las figuras 6.1, 6.2 y 6.3:

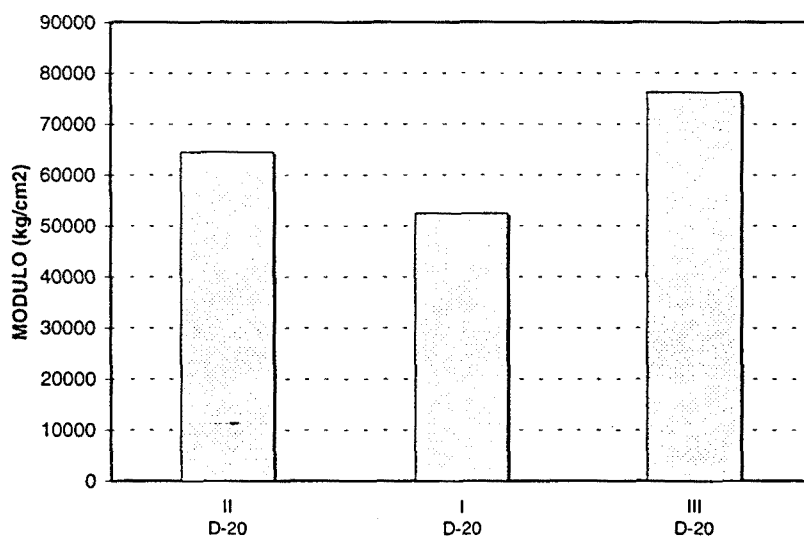


Figura 6.1: Valores medios del módulo resiliente instantáneo, mezcla D-20.

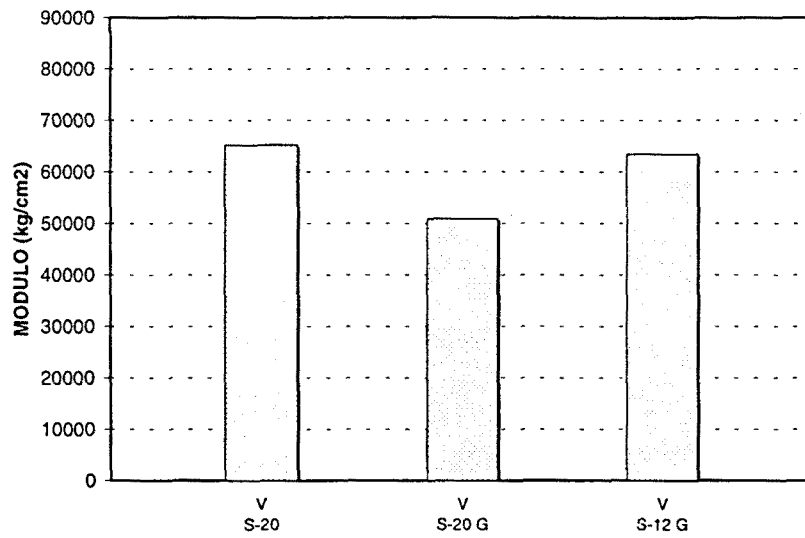


Figura 6.2: Valores medios del módulo resiliente instantáneo, mezclas S-20, S-20 G y S-12.

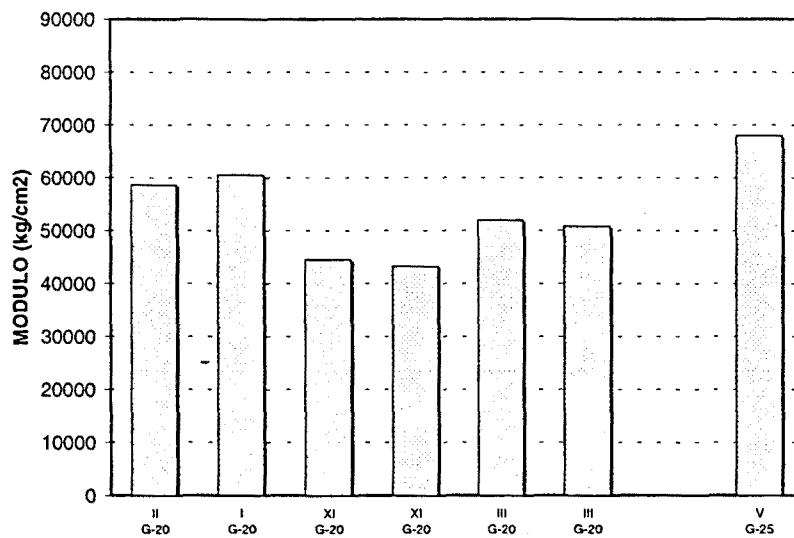


Figura 6.3: Valores medios del módulo resiliente instantáneo, mezclas G-20 y G-25.



#### 6.4. CORRELACIÓN ENTRE MÓDULO RESILIENTE Y RESISTENCIA A TRACCIÓN INDIRECTA

Se han graficado los valores medios de módulo resiliente y de resistencia a tracción indirecta de cada tipo de mezcla y con cada tamaño máximo, verificando que a mayor resistencia se tendrá mayor módulo y obteniéndose una regresión lineal sobre la nube de puntos, tal como se observa en la figura 6.4.

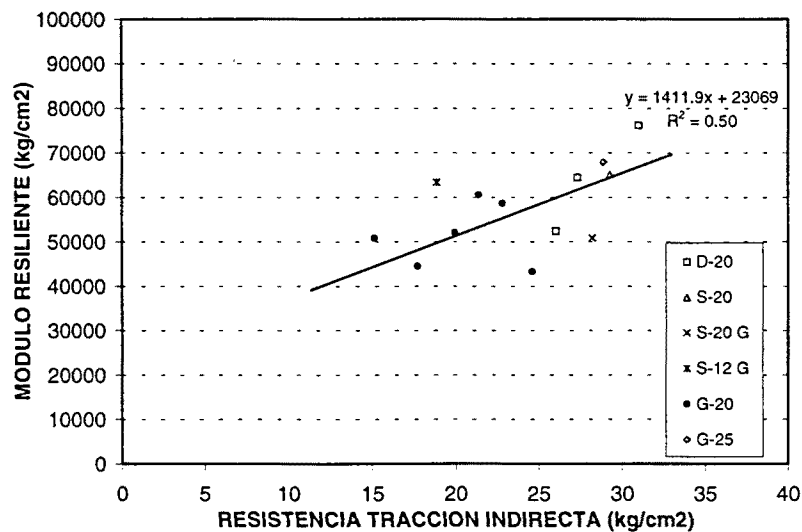


Figura 6.4: Correlación entre módulo y resistencia a tracción indirecta.

#### 6.5. ESTUDIO DE UN CASO GENERAL

Para el desarrollo de este estudio, se ha comenzado por adoptar una sección típica del catálogo de la Instrucción de Carreteras, y luego se han calculado los ciclos de carga equivalentes que el espesor de capa bituminosa soportaría al disminuir su módulo. A partir esta nueva vida del firme se ha calculado el espesor equivalente suponiendo que no se hubiese producido tal disminución de módulo.

### 6.5.1. Sección estudiada

Se ha adoptado la sección 132 de la Instrucción de Carreteras 6.1 y 6.2 (90), con las siguientes características:

Espesores:

- \* Capa bituminosa: 25 cm
- \* Capa granular: 25 cm

Módulos:

- \* Capa bituminosa: el módulo de la capa asfáltica está relacionado con su resistencia según la relación antes mencionada, habiéndose empleado los valores de la tabla 6.1.

Caso Nº	Resistencia a tracción indirecta (kg/cm <sup>2</sup> )	Módulo (kg/cm <sup>2</sup> )
1	40	79545
2	35	72486
3	30	65426
4	25	58367
5	20	51307
6	15	44248

Tabla 6.1: Valores de módulo resiliente correlacionados con la resistencia a tracción.

- \* Capa granular: 5000 kg/cm<sup>2</sup>
- \* Explanada: 2000 kg/cm<sup>2</sup>

Módulo de Poisson:

- \* Capa bituminosa: 0,35
- \* Capa granular: 0,30
- \* Explanada: 0,40

Adherencia entre capas:

- \* Entre capa bituminosa y capa granular: adherencia
- \* Entre capa granular y explanada: no adherencia

### 6.5.2. Hipótesis 1:

Aplicando los métodos analíticos de cálculo de tensiones y deformaciones se ha determinado la variación de la deformación tangencial que se produce en la base de la capa asfáltica para un eje tipo de 13 toneladas al cambiar su módulo. A partir de estos datos y empleando la siguiente ley de fatiga:

$$\varepsilon_t = 3,981 \cdot N^{-0,24} \quad (6.1)$$

se ha calculado la vida de fatiga del firme en función de la resistencia y módulo conseguido en su compactación. Figura 6.5.

Luego, utilizando el mismo procedimiento, se ha calculado el espesor equivalente de firme, como si se hubiese ejecutado la mezcla en óptimas condiciones, es decir con el mayor valor de módulo, para la vida de fatiga determinada en cada caso. La diferencia de estos espesores frente a los 25 cm de proyecto es lo que supone, bajo esta hipótesis de cálculo, la pérdida de calidad en la construcción. Figura 6.6.

De acuerdo con esta hipótesis, la pérdida de módulo y resistencia de la mezcla supone reducir de una manera significativa la respuesta del firme construido, rebajando su vida de fatiga, que transformado a espesores equivalentes supondría la siguiente reducción del firme proyectado:

<u>Resistencia Proyecto</u>	<u>Resistencia Obtenida</u>	<u>Reducción Espesor</u>
40 kg/cm <sup>2</sup>	25 kg/cm <sup>2</sup>	3,7 cm
40 kg/cm <sup>2</sup>	15 kg/cm <sup>2</sup>	6,5 cm

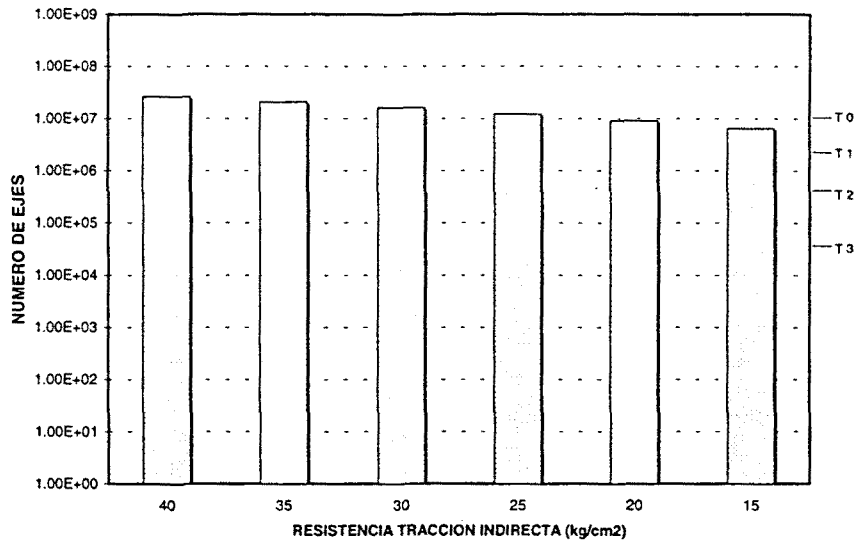


Figura 6.5: Variación de la vida del firme en función de las características mecánicas de la mezcla. Hipótesis 1.

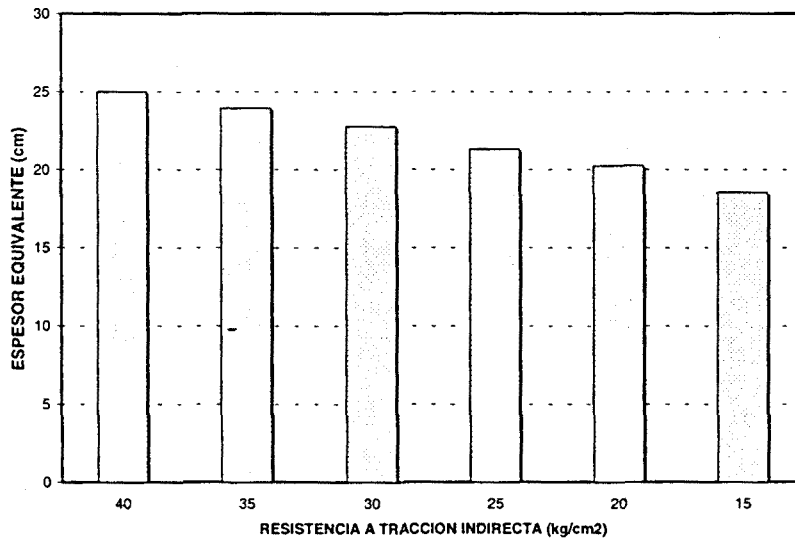


Figura 6.6: Espesor equivalente de la mezcla patrón, al ir reduciendo el módulo y resistencia de la capa inicial por mala compactación. Hipótesis 1.

6.5.3. Hipótesis 2:

Se ha iniciado el cálculo partiendo de la relación de tensiones entre  $\sigma_i/\sigma_r$ , obtenida para la sección adoptada. Luego se ha determinado el espesor equivalente de la capa, disminuyendo el módulo, como si se hubiera construido en óptimas condiciones (resistencia de 40 kg/cm<sup>2</sup>) y encontrándose sometida, por tanto, a la misma relación de tensiones. Figuras 6.7 y 6.8. En la figura 6.9 se ha representado el número de aplicaciones que soportarían estas secciones, determinadas con la ley de fatiga antes mencionada.

$$\frac{\sigma_{ti}}{\sigma_{Ri}} = \frac{\sigma_{0kg/cm^2}}{40kg/cm^2} \quad (6.2)$$

Aplicando esta segunda hipótesis de cálculo, la incidencia de la pérdida de calidad es aún mayor. Si la resistencia de la mezcla se reduce en un 50% (que en este caso sería de 20 kg/cm<sup>2</sup>), el firme construido no alcanza a soportar ni el tráfico correspondiente a la categoría de proyecto T2. La reducción de espesores es muy significativa.

<u>Resistencia Proyecto</u>	<u>Resistencia Obtenida</u>	<u>Reducción Espesor</u>
40 kg/cm <sup>2</sup>	25 kg/cm <sup>2</sup>	6 cm
40 kg/cm <sup>2</sup>	15 kg/cm <sup>2</sup>	12,7 cm

<p><b>25 cm M.B.</b>  <math>R_t = 25 \text{ kg/cm}^2</math> <math>M_r = 58367 \text{ kg/cm}^2</math>  <math>\sigma_i/\sigma_r = 0,237</math> <math>\sigma_i = 5,925 \text{ kg/cm}^2</math></p>	<p><b>19 cm M.B.</b>  <math>R_t = 40 \text{ kg/cm}^2</math> <math>M_r = 79545 \text{ kg/cm}^2</math>  <math>\sigma_i/\sigma_r = 0,237</math> <math>\sigma_i = 9,48 \text{ kg/cm}^2</math></p>
<p>25 cm Z.A.</p>	<p>25 cm Z.A.</p>

Figura 6.7: Disminución de módulo y espesor equivalente manteniendo la relación de tensiones

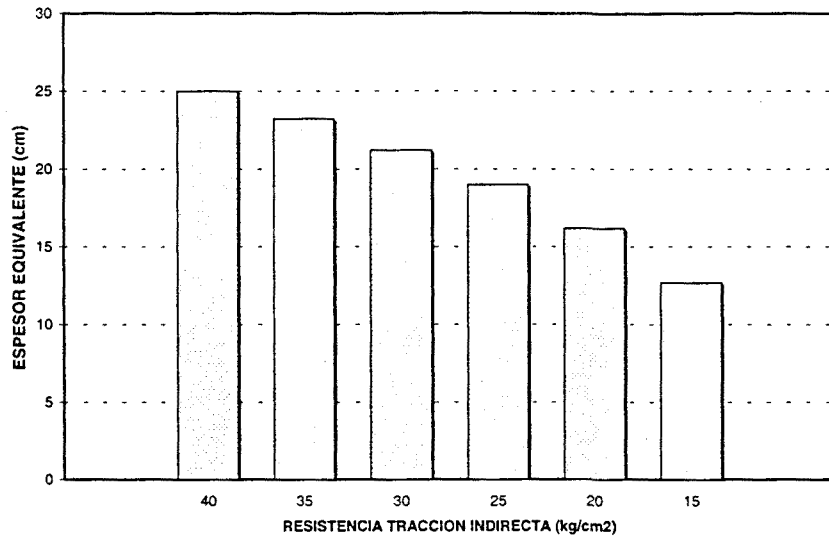


Figura 6.8: Espesor equivalente de capa de la mezcla patrón, al ir reduciendo el módulo y resistencia de la capa inicial por mala compactación. Hipótesis 2.

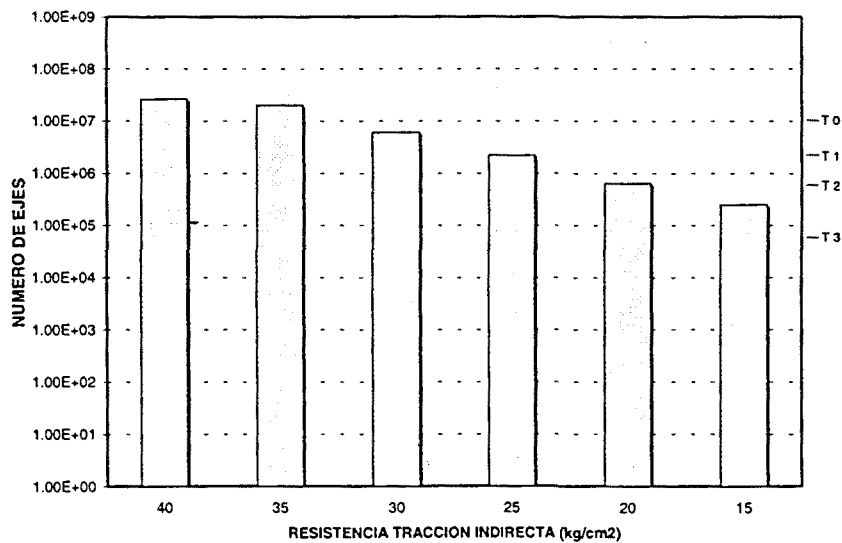


Figura 6.9: Variación de la vida del firme en función de las características mecánicas de la mezcla. Hipótesis 2.

## 6.6. CÁLCULO DE REFUERZOS

También se ha calculado, para estas dos hipótesis de cálculo, el espesor de capa necesario para tener un comportamiento similar al firme proyectado, considerando las distintas condiciones de ejecución que han provocado la disminución del módulo. Los resultados se pueden observar en la figura 6.10 para la hipótesis 1 y la figura 6.11 para la hipótesis 2.

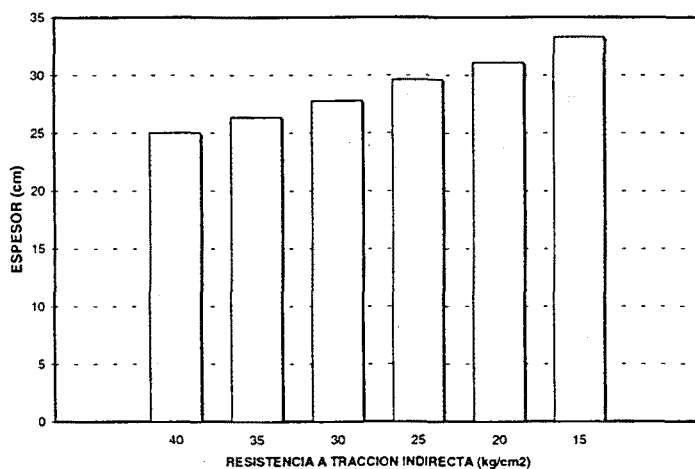


Figura 6.10: espesores de refuerzo para los casos de reducción de resistencia y módulo estudiados. Hipótesis 1.

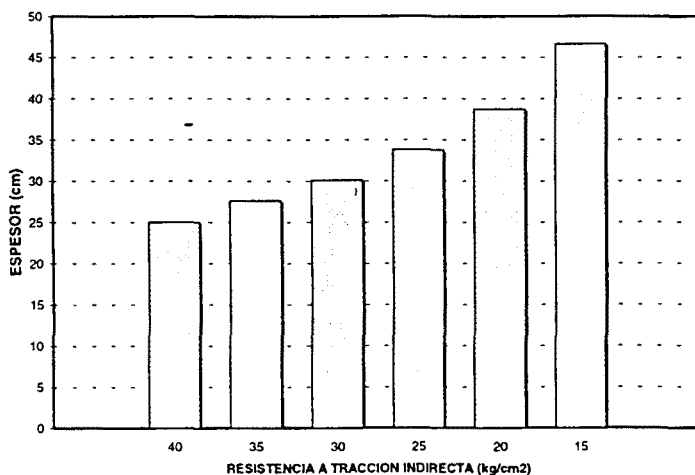


Figura 6.11: espesores de refuerzo para los casos de reducción de resistencia y módulo estudiados. Hipótesis 2.

## 6.7. ESTUDIO DE UN CASO DISCRIMINADO EN CAPAS

Para un caso general se ha visto la influencia de la disminución de resistencia a tracción indirecta sobre la vida de fatiga del firme y los aumentos que deberían considerarse en la capa bituminosa para compensar esta pérdida. Pero resulta más interesante conocer la variación de estos refuerzos discriminando las diferentes capas bituminosas que usualmente componen un firme y estudiando el efecto de la variación de la resistencia en cada capa.

Para ello, se han estudiado dos secciones diferentes, de 25 y 18 cm de capas bituminosas cada una, divididas en tres, tal como se aprecia en la figura 6.12. Aplicando las mismas hipótesis de cálculo anteriores, esta vez se han supuesto distintas posibilidades de fallo, según se trate de la capa inferior (B1), la capa intermedia (B2), ambas (B1+B2) o todo el espesor (T). Con respecto a las resistencias, se han considerado dos valores como punto de partida, 35 y 30 kg/cm<sup>2</sup> y se han planteado dos disminuciones de resistencia, de 7 y 10 kg/cm<sup>2</sup> cada una, quedando entonces los casos estudiados según la tabla 6.2.

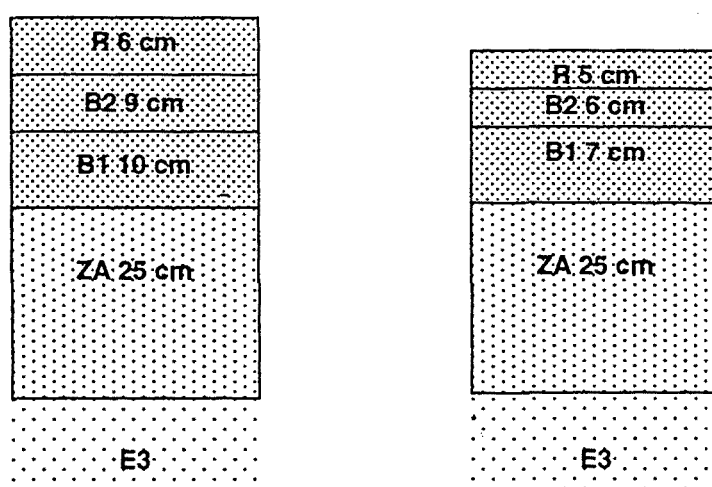


Figura 6.12: Secciones estudiadas



RESISTENCIA PATRON (kg/cm <sup>2</sup> )	DETERIORO TIPO	RESISTENCIA TESTIGOS ENTRE (kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA TESTIGOS ADOPTADA (kg/cm <sup>2</sup> )	DISMINUCION RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )
35	1	26 y 29	28	7
35	2	23 y 26	25	10
30	1	21 y 24	23	7
30	2	18 y 21	20	10

Tabla 6.2: Deterioros estudiados

Los resultados obtenidos se presentan en las tablas 6.3 y 6.4, donde se pueden ver, para las dos resistencias de proyecto, los espesores de refuerzo promedio de las hipótesis 1 y 2 para cada una de las posibilidades de deterioro planteadas, y expresados como porcentaje del espesor de proyecto entre paréntesis.

ESPESORES DE REFUERZO PARA UNA RESISTENCIA DE PROYECTO DE 35 kg/cm <sup>2</sup> (cm) y (%)								
DETERIORO EN LA CAPA	B-1		B-2		B-1+2		T	
ESPELOR DE CAPAS (cm)	25	18	25	18	25	18	25	18
DET. 1	2,2 (8,8)	1,7 (9,4)	0,3 (1,2)	0,1 (0,7)	2,4 (9,6)	1,9 (10,5)	2,8 (11,2)	2,2 (12,2)
DET. 2	3,6 (14,4)	2,6 (14,4)	0,4 (1,6)	0,2 (1,3)	3,8 (15,2)	2,9 (16,1)	4,4 (17,6)	3,3 (18,3)

Tabla 6.3: Espesores de refuerzo partiendo de una resistencia de 35 kg/cm<sup>2</sup>

Es evidente que la peor situación se dará cuando todas las capas disminuyan su resistencia a tracción, aunque la influencia de la reducción de módulo en la capa superior es muy leve, pues se puede observar que al pasar del caso de fallo en capas inferior e intermedia (B1+2) al total (T), el espesor de refuerzo aumenta sólo entre un 2 y un 3%.

ESPEORES DE REFUERZO PARA UNA RESISTENCIA DE PROYECTO DE 30 kg/cm <sup>2</sup> (cm) y (%)								
DETERIORO EN LA CAPA	B-1		B-2		B-1+2		T	
	25	18	25	18	25	18	25	18
DET. 1	2,6 (10,4)	2,1 (11,7)	0,3 (1,2)	0,2 (1,1)	3 (12,0)	2,3 (12,8)	3,3 (13,2)	2,6 (14,4)
DET. 2	4,1 (16,4)	3,2 (17,8)	0,4 (1,6)	0,2 (1,7)	4,6 (18,4)	3,5 (19,4)	5,3 (21,2)	4 (22,2)

Tabla 6.4: Espesores de refuerzo partiendo de una resistencia de 30 kg/cm<sup>2</sup>

También se observa que el efecto del fallo en la capa intermedia (B2) no varía con la resistencia patrón y además el espesor de refuerzo en este caso es muy pequeño, en ningún caso alcanza el 2%. Por último, y como es lógico, la capa inferior (B1) resulta ser la de mayor incidencia en al cálculo del espesor de refuerzo, si se compara con el caso total (T), representa casi un 80% de este último.

Para tener una visión más general, se resumen en la tabla 6.5 los espesores máximos y mínimos obtenidos entre los dos casos de resistencias evaluadas.

REFUERZOS MÁXIMOS Y MÍNIMOS OBTENIDOS, EN % DEL ESPESOR TOTAL								
DETERIORO EN LA CAPA	B-1		B-2		B-1+2		T	
	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.	MIN.	MAX.
DET. 1	8,8	11,7	0,7	1,2	9,6	12,8	11,2	14,4
DET. 2	14,4	17,8	1,3	1,7	15,2	19,4	17,6	22,2

Tabla 6.5: Espesores de refuerzo máximos y mínimos obtenidos

## CAPÍTULO 7

# DETERMINACIÓN DE CRITERIOS PARA EL CONTROL DE CALIDAD

### 7.1. LIMITACIONES DEL CONTROL ACTUAL

Como ya se ha comentado en los capítulos introductorios, el control de calidad de la mezcla bituminosa una vez colocada y compactada, se basa en la extracción de testigos para la determinación de su espesor y densidad. Este valor de densidad es comparado con una densidad de referencia obtenida sobre una probeta elaborada con una muestra proveniente de la planta y compactada con el equipo Marshall, según lo describe el procedimiento de la Norma NLT 159/86. Las especificaciones españolas sobre la unidad terminada indican que deberá verificarse una relación mínima del 98% para capas de espesor superior a 6 cm y del 97% para las de menor espesor.

Es evidente que esta exigencia tiene el propósito de controlar que la mezcla mantenga sus requisitos de dosificación luego de los procesos de transporte, extensión y compactación, para asegurar su buen comportamiento en servicio partiendo del supuesto que los parámetros considerados en la etapa de la dosificación de la mezcla mediante el método Marshall sean necesarios y suficientes para garantizar este objetivo.

Sin embargo, las experiencias recogidas en el capítulo 5 han puesto de manifiesto que

el control de densidad no resulta el más adecuado para detectar variaciones en la composición de la mezcla por su poca sensibilidad, a diferencia de utilizar los resultados del ensayo de tracción indirecta, mediante la Norma NLT-346/90. Además, el hecho de que una capa presente una alta compactación, no asegura que se haya ejecutado correctamente porque no se trata de un parámetro que pueda evaluar la resistencia mecánica de la mezcla bituminosa.

Se ha observado que compactando a una temperatura más baja que la considerada patrón, es posible obtener una densidad alta entregando mayor energía a la mezcla, a riesgo de afectar la estructura de la mezcla, pero no es posible alcanzar la misma resistencia a tracción indirecta. De modo que se desconoce como ha variado la cohesión de la mezcla y por tanto, cual es el comportamiento de la estructura en la vida prevista.

## **7.2. CONTROL ADICIONAL PROPUESTO**

Como consecuencia de estos dos puntos conflictivos detectados en el control de calidad empleado habitualmente,:

- \* poca sensibilidad para detectar variaciones en la composición de la mezcla.
- \* necesidad de evaluar las propiedades mecánicas y resistentes del producto terminado,

ha surgido la propuesta de complementarlo con el ensayo de tracción indirecta a 5°C. Para validar la utilización de este ensayo se presenta a continuación un caso de aplicación, donde se han ensayado probetas elaboradas al pie de obra y testigos extraídos del firme para una mezcla S-20, obra XII, con los resultados que se observan en la figura 7.1.

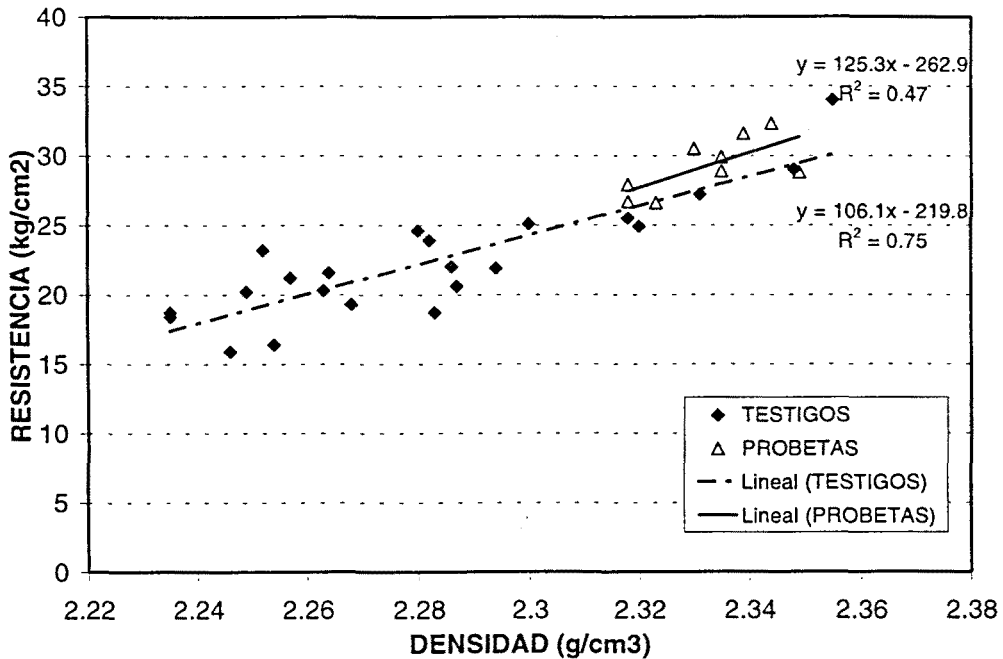


Figura 7.1: Probetas y testigos ensayadas vía seca. Mezcla S-20. Obra XII.

Este caso permite observar que la distribución de valores para probetas y testigos tienen tendencias paralelas, aunque los últimos ofrecen una gran dispersión, con una media mucho menor que los primeros. Cuanto menor sea la diferencia entre estas tendencias mayor será la calidad conseguida, así como cuanto más se aproximen los resultados medios.

Para evaluar el efecto de la humedad, los testigos y las probetas se han sometido a inmersión en agua a 60°C durante 24 horas. Al ensayarlos a tracción indirecta se ha observado un comportamiento similar al estudio en seco, aunque la nube de puntos se distribuye con una pendiente más pronunciada y por tanto con una resistencia media menor tanto en testigos como en probetas, como se puede observar en la figura 7.2.

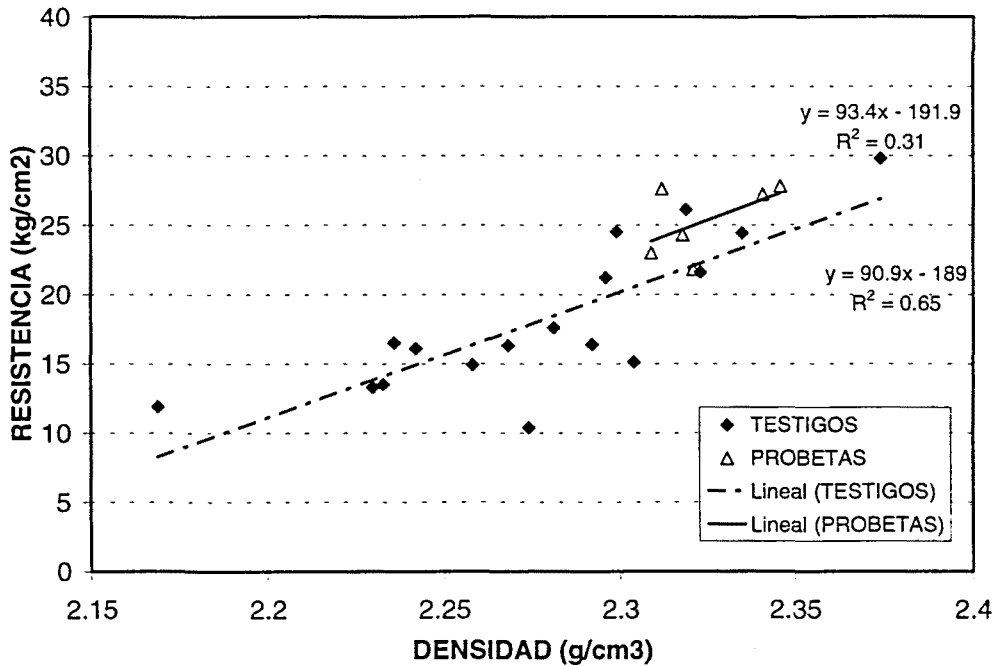


Figura 7.2: Probetas y testigos ensayados vía húmeda. Mezcla S-20. Obra XII

### 7.2.1. DETERMINACIÓN DE VALORES MEDIOS

Se han podido establecer unos niveles mínimos de resistencia a exigir a los diferentes tipos de mezcla del Pliego, de acuerdo a los resultados analizados en el capítulo 5, apartado 5.3.3. Para los materiales que se han utilizado en la elaboración de estas mezclas de acuerdo con su tipo de granulometría:

Mezclas D-20 y S-20: 25 kg/cm<sup>2</sup>

Mezclas D-12 y S-12: 20 kg/cm<sup>2</sup> y deseable 25 kg/cm<sup>2</sup>

Mezclas G-25 y G-20: 20 kg/cm<sup>2</sup>

Estos valores son perfectamente posibles de conseguir a juzgar por los resultados recogidos para diferentes obras y tipos de mezclas. Sin embargo también es cierto que

se alejan considerablemente de los obtenidos en laboratorio con probetas, es por ello que ha propuesto la determinación de índice de calidad para reflejar esta situación y poder determinar de una manera sencilla el nivel alcanzado luego de la ejecución de la capa.

### **7.2.2. DETERMINACIÓN DE UN FACTOR DE CALIDAD**

Se ha observado que las rectas de regresión resistencia-densidad de los resultados obtenidos con los testigos ensayados presentan una tendencia a alcanzar, para el 100% de compactación, la resistencia de las probetas fabricadas en planta, a pesar de la diferencia de resistencias observadas entre ambas, figuras 7.1 y 7.2. Cuanto menor sea esta diferencia mayor será la calidad conseguida, y por lo tanto, esta diferencia se convierte en un índice de la calidad conseguida en la ejecución de la obra. Este índice relaciona la resistencia media de las probetas, la resistencia media de los testigos y la compactación mínima exigida en obra, y se ha expresado de la siguiente manera.

$$FC = [R_p - (100 - \% C) \cdot b] - R_t$$

donde:

FC: factor de calidad

$R_p$ : resistencia media de las probetas

C: porcentaje de compactación exigido en %

b: pendiente de la correlación obtenida para los testigos entre la resistencia y la compactación

$R_t$ : resistencia media de los testigos

La expresión dentro del corchete representa la resistencia teórica de los testigos, teniendo en cuenta la menor compactación exigida en obra. La diferencia máxima que podría admitirse entre estas dos resistencias en una obra bien realizada, considerando que la resistencia de los testigos puede ser un poco menor por su superficie irregular y las posibles dispersiones del ensayo, no debería superar un determinado porcentaje de resistencia media de las probetas.

Para el caso analizado, se ha graficado la relación entre resistencia y compacidad, figura 7.3 y con la pendiente obtenida se ha calculado el factor de calidad correspondiente.

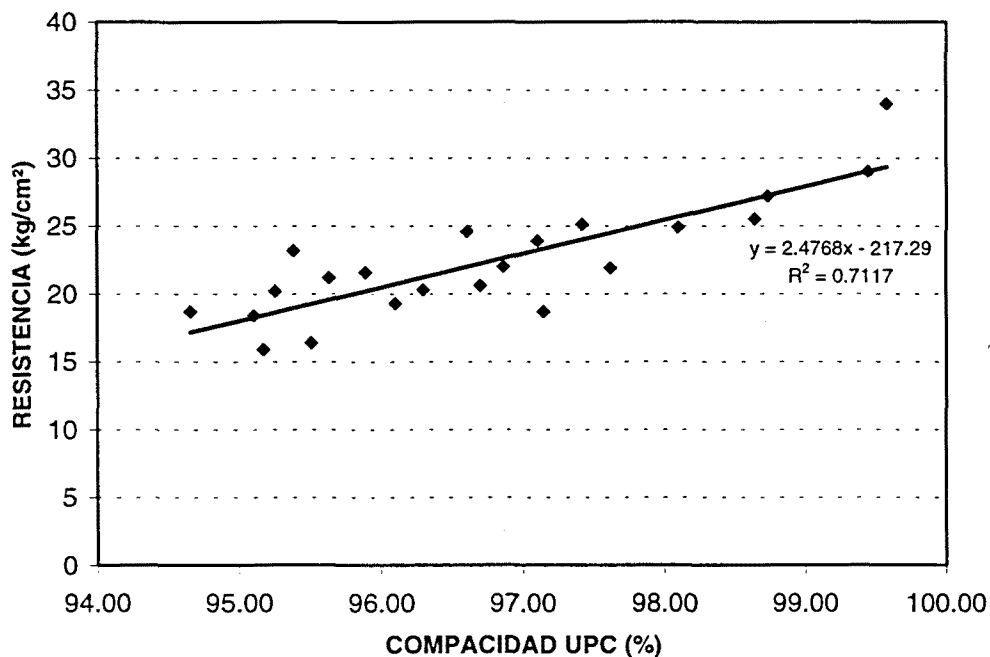


Figura 7.3: Relación resistencia-compacidad para los testigos ensayados vía seca. S-20. Obra XII.

$$R_p = 29, 24 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_t = 22,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$C = 98\%$$

$$b = 2,48$$

$$FC = 1,89 \text{ kg/cm}^2$$

Si se admite una reducción del 10% por ejemplo, el factor de calidad máximo admisible sería  $2,9 \text{ kg/cm}^2$ , con lo cual se puede aceptar esta capa según este criterio. Sin embargo su resistencia media no alcanza la mínima propuesta de  $25 \text{ kg/cm}^2$ , con lo cual queda evidenciada la necesidad de mejorar aún más los resultados obtenidos.



## CAPÍTULO 8

# CONCLUSIONES

Las mezclas bituminosas utilizadas en la ejecución de un firme deben conseguir determinadas características estructurales y funcionales requeridas para garantizar su resistencia y durabilidad durante el período de diseño. El control de calidad sobre el producto fabricado suele realizarse mediante el ensayo marshall, extrayendo una muestra de la planta asfáltica y averiguando su estabilidad. Sin embargo, la calidad final del producto únicamente se controla mediante la extracción de testigos para la determinación de su densidad, comparándola con la marshall patrón, quedando sin control las características mecánicas de la mezcla y el posible efecto de la construcción.

Por estos motivos se ha llevado a cabo un estudio sobre la aplicación del ensayo de tracción indirecta orientado a la búsqueda de una metodología de control de calidad de mezclas bituminosas que evalúe las características mecánicas de la mezcla y no sólo su compacidad. Este ensayo se ha aplicado en el Laboratorio de Caminos de la U.P.C. sobre testigos extraídos durante el control de ejecución de diferentes obras y también sobre probetas elaboradas en laboratorio, comparando los resultados.

A través del análisis de toda esta información se ha propuesto un criterio de aceptación de la mezcla bituminosa puesta en obra, que asegura el nivel de calidad para el que ha sido diseñada y resuelve los conflictos que suelen presentarse durante su control con las técnicas actuales.

Los resultados de los trabajos realizados han demostrado la posibilidad de emplear este ensayo en la caracterización de las mezclas bituminosas y en el control de su ejecución. Se trata además de un ensayo sencillo y rápido que puede aplicarse sin mayores inconvenientes al pie de obra para la obtención de un parámetro de control de calidad de la técnica empleada.

Las conclusiones de este estudio son:

- 1.- El ensayo de tracción indirecta aplicado en probetas y testigos elaborados con mezclas bituminosas en caliente de tipo densas, semidensas y gruesas, permite determinar un parámetro relacionado con la cohesión de la mezcla, mediante la determinación de su resistencia. Realizando este ensayo a la temperatura de 5°C, la mezcla se comporta como un material rígido, y su resistencia máxima de rotura depende de la compactación de la mezcla, de la dureza de los áridos y del porcentaje y calidad del mástico empleado, siendo estos factores los que determinan la calidad de la mezcla y la de su ejecución.
- 2.- Tras analizar los resultados obtenidos, se ha comprobado que este ensayo es suficientemente sensible para detectar variaciones en la resistencia de las mezclas cuando se modifican las proporciones de los materiales componentes.
- 3.- Con respecto a las condiciones de ejecución de la capa, se ha podido evaluar el efecto de una compactación a bajas temperaturas, pudiendo conseguir una alta compactación, pero reduciendo la calidad de la mezcla notablemente, tal como lo indica el importante descenso de resistencia a tracción indirecta observado en los resultados obtenidos al compactar una mezcla tipo S-20 a las temperaturas de 120°C y 150°C.
- 4.- Los resultados obtenidos sobre testigos extraídos de numerosas obras han demostrado que la resistencia a tracción indirecta a 5°C correlaciona con la compactación de los mismos, permitiendo de este modo analizar y acotar la tasa de incremento de resistencia en función del aumento de compactación.
- 5.- Los resultados de módulo resiliente obtenidos sobre los testigos ha correlacionado con la resistencia a tracción indirecta. A partir de esta correlación, mediante el empleo de una ley de fatiga y bajo determinadas hipótesis de cálculo, ha sido posible evaluar

el efecto producido por la disminución de resistencia en la vida del firme, así como calcular el refuerzo necesario para recuperar esa pérdida.

6.- Es posible mejorar el control de calidad empleado habitualmente, recomendando determinados valores mínimos de resistencia para los diferentes tipos de mezcla y calculando un factor de calidad en función de la diferencia entre la resistencia de la mezcla fabricada y la conseguida tras su extensión y compactación en obra. Cuanto menor sea este factor, mayor es la calidad alcanzada en obra y más semejanza existe entre el producto final y la mezcla proyectada en laboratorio.