

LUIS BAÑÓN BLÁZQUEZ

JOSÉ F. BEVIÁ GARCÍA



manual de

**CARRETERAS**



# 15

## SUELOS

Tradicionalmente, el suelo ha sido definido como un “agregado de partículas minerales, a lo sumo parcialmente cementadas”. Si nos adentramos en el campo de la ciencia y de la técnica esta definición se difumina, adoptando una significación distinta dependiendo de la disciplina que lo estudie. Así, para un ingeniero geotécnico, el suelo es un material natural que, a diferencia de la roca, presenta una marcada modificación de sus propiedades en presencia de agua; para el constructor, no es más que todo aquel material que puede ser excavado sin emplear explosivos.

En cualquier caso, el suelo es el **soporte último** de todas las obras de infraestructura, por lo que es necesario estudiar su comportamiento ante la perturbación que supone cualquier asentamiento antrópico, en nuestro caso una carretera.

La Geotecnia –más concretamente la Mecánica de Suelos- viene a demostrarnos que el terreno se comporta como una **estructura** más, con unas características físicas propias –densidad, porosidad, módulo de balasto, talud natural, cohesión o ángulo de rozamiento interno- que le confieren ciertas propiedades resistentes ante diversas solicitaciones –compresión, cizalla- reflejadas en magnitudes como la tensión admisible o los asientos máximo y diferencial.

En función de todas estas variables pueden establecerse clasificaciones útiles desde el punto de vista constructivo, estableciendo una tipología de suelos que refleje

las características genéricas de cada grupo y su idoneidad como soporte para los diferentes tipos de construcciones civiles.

El objetivo de este capítulo no es otro que conocer más a fondo las **propiedades** más importantes del suelo de cara a su aplicación directa en la construcción de infraestructuras viarias, así como los **procedimientos** de ensayo empleados para determinarlas y las **clasificaciones** más usuales en Ingeniería de Carreteras.

## 1. ORIGEN DE LOS SUELOS

Los suelos provienen de la alteración –tanto física como química- de las rocas más superficiales de la corteza terrestre. Este proceso, llamado **meteorización**, favorece el transporte de los materiales alterados que se depositarán posteriormente formando **alterita**, a partir de la cual y mediante diversos procesos se consolidará el suelo propiamente dicho.

Aunque posteriormente se establecerán diversas clasificaciones específicas, pueden diferenciarse en una primera aproximación, diversos tipos de suelo en función de la naturaleza de la roca madre y del tamaño de las partículas que lo componen.

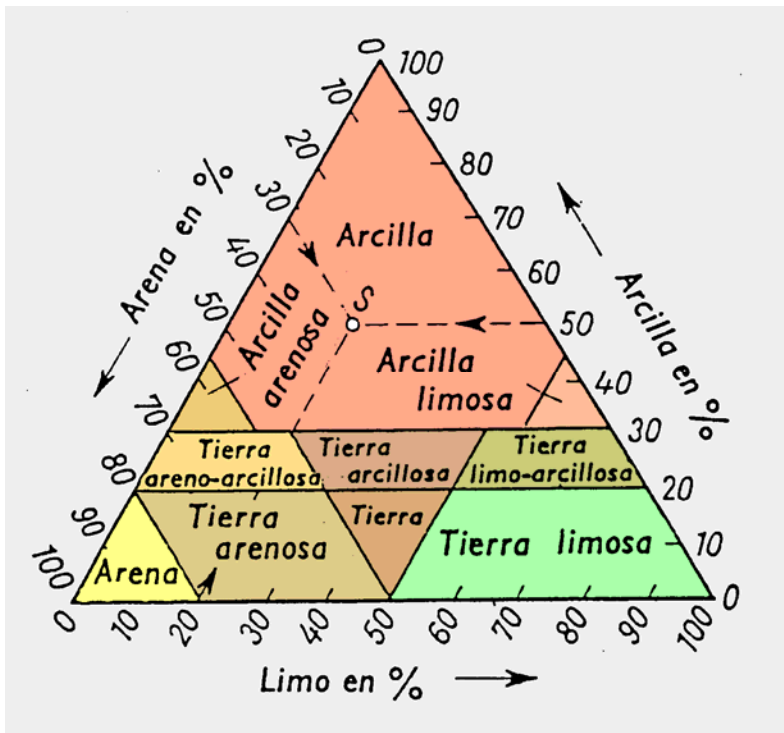


Fig. 15.1 – Clasificación composicional de un suelo

## 1.1. Suelos granulares

Este tipo de suelos está formado por partículas agregadas y **sin cohesión** entre ellas dado el gran tamaño de las mismas. Su origen obedece fundamentalmente a procesos de meteorización física: lajamiento, termoclastia, hialoclastia o fenómenos de hidratación física.

El tipo de transporte condiciona en buena medida sus características granulométricas. Así, un suelo de origen eólico presentará un tamaño uniforme de sus partículas; si el transporte es fluvial, presentará una granulometría progresiva en función de la energía del medio; por el contrario, en medios glaciares no existe un patrón granulométrico definido, dándose un amplio espectro de tamaños de grano.

Las características principales de este tipo de suelos son su **buena capacidad portante** y su **elevada permeabilidad**, lo que permite una rápida evacuación del agua en presencia de cargas externas. Esta capacidad de drenaje es proporcional al tamaño de las partículas, o dicho de otro modo, al volumen de huecos o *porosidad* del suelo. Es destacable que para un determinado grado de humedad, las partículas más finas presentan una cohesión aparente que desaparece al variar el contenido de agua.

Dentro de esta clase de suelos se distinguen dos grandes grupos: el de las **gravas** y el de las **arenas**. El límite entre ambos grupos viene dado por su granulometría, considerándose arena la fracción de suelo de tamaño inferior a 2 mm. Dentro de esta clasificación pueden establecerse otras subdivisiones.

Las características mecánicas y resistentes de los suelos granulares vienen en buena parte determinadas por el ángulo de rozamiento interno entre partículas, así como por su módulo de compresibilidad.

## 1.2. Suelos cohesivos

A diferencia de los anteriores, esta categoría de suelos se caracteriza por un tamaño más fino de sus partículas constituyentes (inferior a 0.08 mm.), lo que les confiere unas propiedades de superficie ciertamente importantes. Esto se debe a que la **superficie específica** –relación entre la superficie y el volumen de un cuerpo- de dichas partículas es más que considerable.

La **cohesión** es la principal propiedad desde el punto de vista mecánico de este tipo de suelos; se define como la fuerza interparticular producida por el agua de constitución del suelo, siempre y cuando este no esté saturado. La cohesión es importante desde el punto de vista de la estabilidad de taludes, ya que aumenta la resistencia de un suelo frente a esfuerzos cortantes o de cizalla.

Dentro de los suelos cohesivos también puede establecerse una subdivisión en dos grandes grupos: los **limos** –de origen físico- formados por partículas de grano muy

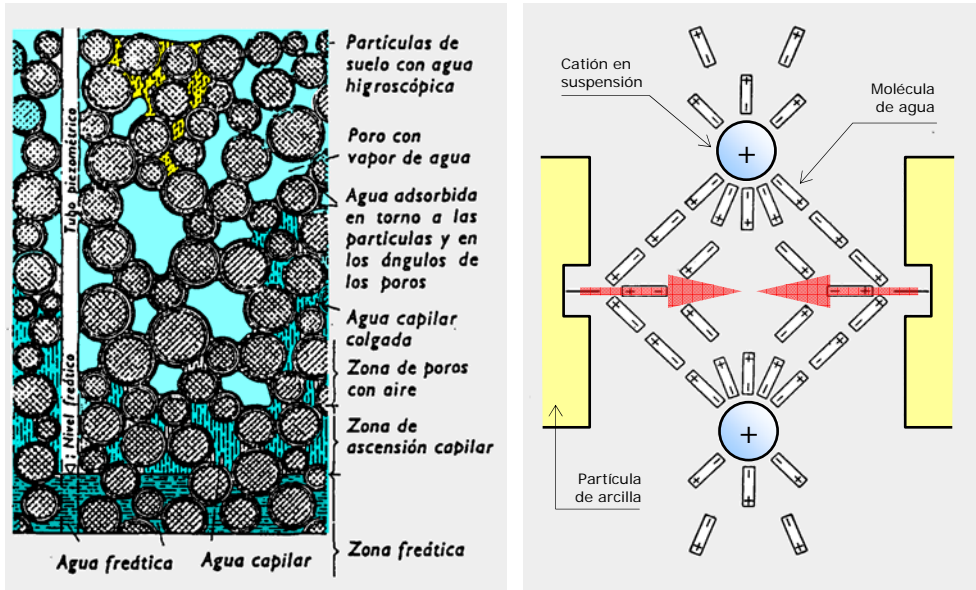


Fig. 15.2 – Origen de la cohesión en suelos arcillosos

fino (entre 0.02 y 0.002 mm) y las **arcillas**, compuestas por un agregado de partículas microscópicas procedentes de la meteorización química de las rocas.

Lo que realmente diferencia a los limos de las arcillas son sus **propiedades plásticas**: mientras que los primeros son *arcillas finísimas* de comportamiento inerte frente al agua, las arcillas –debido a la forma lajosa de sus granos y a su reducido tamaño- acentúan los fenómenos de superficie, causa principal de su comportamiento plástico.

Este tipo de suelos se caracteriza por su **baja permeabilidad**, al dificultar el paso del agua por el reducido tamaño de sus poros, y su **alta compresibilidad**; tan es así que los suelos arcillosos, limosos e incluso arenosos como el loess pueden colapsar –comprimirse de forma brusca- simplemente aumentando su grado de humedad hasta un valor crítico (entre el 85% para arcillas y el 40-60% para arenas y limos), al romperse los débiles enlaces que unen unas partículas con otras. Esta importante propiedad se emplea de forma directa en la compactación de suelos.

### 1.3. Suelos orgánicos

Dentro de esta categoría se engloban aquellos suelos formados por la descomposición de restos de materia orgánica de origen animal o vegetal

–predominando esta última– y que generalmente cubren los primeros metros de la superficie.

Se caracterizan por su baja capacidad portante, **alta compresibilidad** y mala tolerancia del agua, a lo que debe unirse la existencia de procesos orgánicos que pueden reducir sus propiedades resistentes. Este tipo de suelos es **nefasto** para la ubicación de cualquier obra de infraestructura, por lo que deben eliminarse mediante operaciones previas de desbroce.

En el caso de existir formaciones más profundas de materia orgánica, como puede ser el caso de depósitos de turba, es preferible evitar el paso del camino por ellas. Cuando esto no sea posible, deberán tomarse precauciones especiales que garanticen la estabilidad del terreno, estabilizándolo física o químicamente.

## 1.4. Rellenos

Se entiende por **relleno** todo depósito de materiales procedentes de aportes de tierras procedentes de otras obras. También puede entenderse por relleno todo depósito de escombros procedentes de demoliciones, vertederos industriales, basureros, etc., aunque como es lógico jamás pueden ser considerados como terrenos aptos para la ubicación de cualquier tipo de construcción.

La problemática que presentan este tipo de *suelos artificiales* es su **baja fiabilidad**, ya que por lo general no suelen compactarse al ser depositados (recordemos que la compactación de las tierras sobrantes supone un coste adicional innecesario desde el punto de vista del empresario que realiza la obra).

El comportamiento mecánico esperable es muy malo, ya que al no estar compactados presentarán altos índices de compresibilidad y la aparición de asientos excesivos e impredecibles. Para mitigar este problema, debe mejorarse la compacidad del mismo empleando métodos de **precarga** del terreno (método muy lento) o **inundarlo** para provocar su colapso, en el caso de que su estructura interna sea inestable. También puede optarse por **reemplazarlo** por otro tipo de terreno, opción que casi nunca suele escogerse por ser antieconómica.

## 2. LAS PROPIEDADES DE LOS SUELOS Y SU DETERMINACIÓN

Conocidos los principales tipos de suelos existentes, el siguiente paso es establecer una serie de procedimientos científicos que permitan caracterizarlos en función de diferentes propiedades físicas, químicas o mecánicas.

Los **ensayos** que definen las principales propiedades de los suelos en carreteras son: análisis granulométrico, límites de Atterberg, equivalente de arena, Proctor Normal y Modificado y la determinación de la capacidad portante mediante el índice CBR.

## 2.1. Análisis granulométrico

La finalidad de este ensayo (NLT-104) no es otra que determinar las proporciones de los distintos tamaños de grano existentes en el mismo, o dicho de otro modo, su **granulometría**.

El **tamiz** es la herramienta fundamental para efectuar este ensayo; se trata de un instrumento compuesto por un marco rígido al que se halla sujeta una malla caracterizada por un espaciamiento uniforme entre hilos denominado **abertura** o **luz de malla**, a través del cual se hace pasar la muestra de suelo a analizar.

Se emplea una **serie normalizada** de tamices de malla cuadrada y abertura decreciente, a través de los cuales se hace pasar una determinada cantidad de suelo seco, quedando retenida en cada tamiz la parte de suelo cuyas partículas tengan un tamaño superior a la abertura de dicho tamiz. Existen diversas series normalizadas de tamices, aunque las más empleadas son la UNE 7050 española y la ASTM D-2487/69 americana.

Para determinar la fracción fina de suelo –limos y arcillas- no es posible efectuar el tamizado, por lo que se empleará el método de sedimentación (densímetro) descrito en la correspondiente norma.

Una vez realizado el proceso de tamizado y sedimentación, se procede a pesar las cantidades retenidas en cada uno de los tamices, construyéndose una gráfica semilogarítmica donde se representa el porcentaje en peso de muestra retenida (o el que pasa) para cada abertura de tamiz.

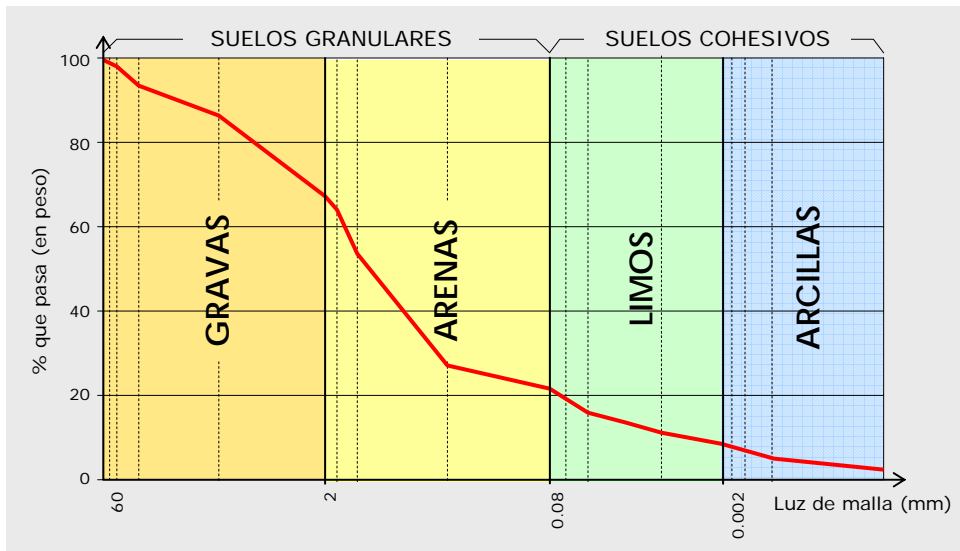


Fig. 15.3 – Curva granulométrica de un suelo

Como aplicación directa de este ensayo, puede establecerse una clasificación genérica de suelos atendiendo a su granulometría:

T.45

## Clasificación granulométrica de los suelos

TIPO	DENOMINACIÓN		TAMAÑO (mm)
SUELOS GRANULARES	Bolos y bloques		> 60
	Grava	Gruesa	60 - 20
		Media	20 - 6
		Fina	2 - 6
Arena	Gruesa	0.6 - 2	
	Media	0.2 - 0.6	
	Fina	0.08 - 0.2	
SUELOS COHESIVOS	Limo	Grueso	0.02 - 0.08
		Medio	0.006 - 0.02
		Fino	0.002 - 0.006
	Arcilla		< 0.002

## Interpretación de los resultados

La interpretación de una curva granulométrica puede proporcionarnos información acerca del comportamiento del suelo. Si estudiamos la *regularidad* de la curva podremos diferenciar dos tipos de granulometrías:

- Granulometría discontinua: La curva presenta picos y tramos planos, que indican que varios tamices sucesivos no retienen material, lo que evidencia que la variación de tamaños es escasa. En este caso, se habla de suelos **mal graduados**. La arena de playa es un claro ejemplo de este tipo de suelos.
- Granulometría continua: La práctica totalidad de los tamices retienen materia, por lo que la curva adopta una disposición suave y continua. A este tipo de suelos se les denomina **bien graduados**. Las zahorras se engloban dentro de este grupo.

De cara a determinar numéricamente la graduación de un suelo se emplea el **coeficiente de curvatura**, definido por la siguiente expresión:

$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$$

donde  $D_x$  es la abertura del tamiz o diámetro efectivo (mm) por donde pasa el X% en peso de la totalidad de la muestra de suelo analizada.



En carreteras, es importante que el suelo esté bien graduado para que al compactarlo, las partículas más finas ocupen los huecos que dejan los áridos de mayor tamaño, reduciendo de esta forma el número de huecos y alcanzando una mayor estabilidad y capacidad portante. Un suelo bien graduado presenta valores de  $C_c$  comprendidos entre 1 y 3.

Otro parámetro muy empleado para dar idea del grado de uniformidad de un suelo es el llamado **coeficiente de uniformidad**, definido por Hazen como la relación entre las aberturas de tamices por donde pasan el 60% y el 10% en peso de la totalidad de la muestra analizada:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Según este coeficiente, un suelo que arroje valores inferiores a 2 se considera muy uniforme, mientras que un coeficiente inferior a 5 define un suelo uniforme.

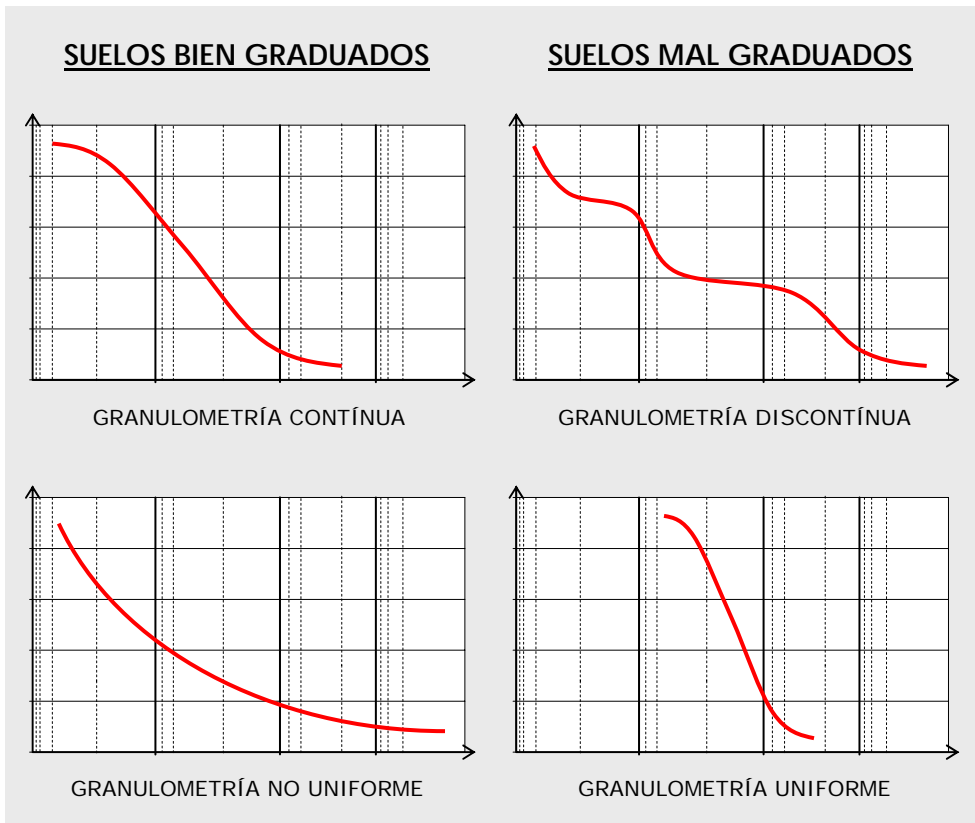


Fig. 15.4 – Interpretación de la curva granulométrica

## 2.2. Estados de consistencia

Como se dijo en la presentación, el comportamiento de un suelo está muy influenciado por la presencia de agua en su seno. Este hecho se acentúa cuanto menor es el tamaño de las partículas que componen dicho suelo, siendo especialmente relevante en aquéllos donde predomine el componente arcilloso, ya que en ellos los fenómenos de interacción superficial se imponen a los de tipo gravitatorio.

Por ello, resulta muy útil estudiar los límites entre los diversos **estados de consistencia** que pueden darse en los suelos coherentes en función de su grado de humedad: líquido, plástico, semisólido y sólido.

- (a) **Líquido:** La presencia de una cantidad excesiva de agua anula las fuerzas de atracción interparticular que mantenían unido al suelo –la cohesión– y lo convierte en una *papilla*, un líquido viscoso sin capacidad resistente.
- (b) **Plástico:** El suelo es fácilmente moldeable, presentando grandes deformaciones con la aplicación de esfuerzos pequeños. Su comportamiento es plástico, por lo que no recupera su estado inicial una vez cesado el esfuerzo. Mecánicamente no es apto para resistir cargas adicionales.
- (c) **Semisólido:** El suelo deja de ser moldeable, pues se quiebra y resquebraja antes de cambiar de forma. No obstante, no es un sólido puro, ya que disminuye de volumen si continúa perdiendo agua. Su comportamiento mecánico es aceptable.
- (d) **Sólido:** En este estado el suelo alcanza la estabilidad, ya que su volumen no varía con los cambios de humedad. El comportamiento mecánico es óptimo.

Las humedades correspondientes a los puntos de transición entre cada uno de estos estados definen los **límites líquido** (LL), **plástico** (LP) y **de retracción** (LR) respectivamente.

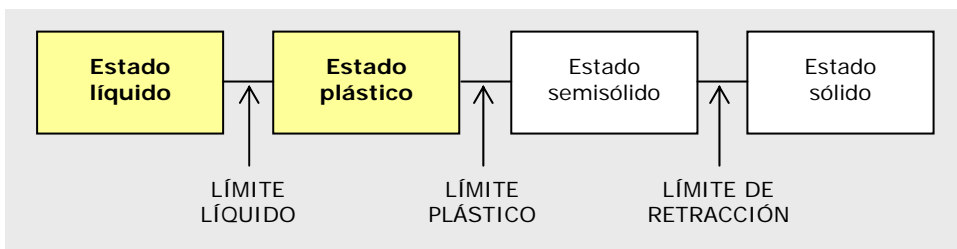


Fig. 15.5 – Estados de consistencia de un suelo

Para realizar esta tarea, existen dos procedimientos de ensayo muy extendidos: los **límites de Atterberg** (NLT-105 y NLT-106) y el **equivalente de arena** (NLT-113), si bien el primero es más preciso que el segundo.

## Límites de Atterberg

Atterberg fue el primero que relacionó el grado de plasticidad de un suelo con su contenido en agua o **humedad**, expresado en función del peso seco de la muestra. También fue él quien definió los cuatro estados de consistencia de los suelos vistos anteriormente y determinó los límites entre ellos, observando la variación de diferentes propiedades físicas y mecánicas.

De los límites anteriormente mencionados, interesa especialmente la determinación de los umbrales de los estados líquido (límite líquido) y plástico (límite plástico), ya que éstos presentan una alta deformabilidad del suelo y una drástica reducción de su capacidad portante. Afinando más todavía, el interés se centra en determinar el intervalo de humedad para el cual el suelo se comporta de manera plástica, es decir, su **plasticidad**.

El **límite líquido** se determina mediante el método de la *cuchara de Casagrande* (NLT-105). El ensayo se basa en la determinación de la cantidad de agua mínima que puede contener una pasta formada por 100 g. de suelo seco que haya pasado por el tamiz 0.40 UNE. Para ello, se coloca sobre el mencionado artefacto y se acciona el mecanismo de éste, contándose el número de golpes necesario para cerrar un surco –realizado previamente con una espátula normalizada- en una longitud de 13 mm. El ensayo se dará por válido cuando se obtengan dos determinaciones, una de entre 15 y 25 golpes, y otra de entre 25 y 35. La humedad correspondiente al límite líquido será la correspondiente a 25 golpes, y se determinará interpolando en una gráfica normalizada las dos determinaciones obtenidas experimentalmente.

El **límite plástico** se determina de una manera si cabe más *rocambolésca*: se define como la menor humedad de un suelo que permite realizar con él cilindros de

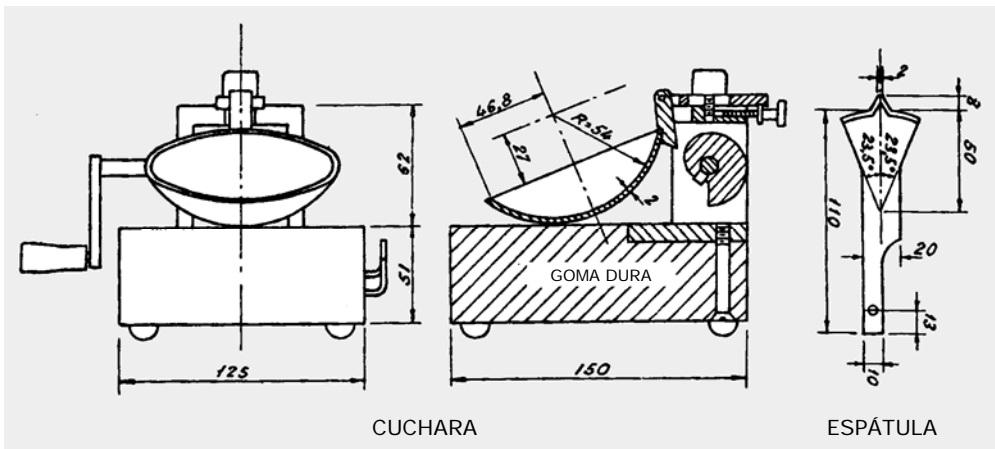


Fig. 15.6 – Cuchara de casagrande

3 mm. de diámetro sin que se desmoronen, realizándose dos determinaciones y hallando la media. Este ensayo se realiza con 200 g. de muestra seca y filtrada a través del tamiz 0.40 UNE, como en el caso anterior.

A la diferencia entre ambos límites se denomina **índice de plasticidad (IP)**, y da una idea del grado de plasticidad que presenta el suelo; un suelo muy plástico tendrá un alto índice de plasticidad:

$$IP = LL - LP$$

En la siguiente tabla se muestran los rangos de valores más frecuentes de todos estos parámetros en diferentes tipos de suelos:

**T.46** Valores típicos de consistencia del suelo

PARÁMETRO		TIPO DE SUELO		
		Arena	Limo	Arcilla
LL	Límite líquido	15 - 20	30 - 40	40 - 150
LP	Límite plástico	15 - 20	20 - 25	25 - 50
LR	Límite de retracción	12 - 18	14 - 25	8 - 35
<b>IP</b>	<b>Índice de plasticidad</b>	<b>0 - 3</b>	<b>10 - 15</b>	<b>10 - 100</b>

### Equivalente de arena

El ensayo del equivalente de arena (NLT-113) permite una rápida determinación del contenido en finos de un suelo, dándonos además una idea de su **plasticidad**.

Para realizarlo, se separa la fracción arenosa del suelo mediante el tamiz de 5 mm. de la serie UNE (#4 de la serie ASTM) y se introduce un volumen de 90 cm<sup>3</sup> de la misma en una probeta cilíndrica de 32 mm. de diámetro y 430 mm. de longitud, graduada de 2 en 2 mm. A continuación se introducirá una espesa disolución de trabajo formada por cloruro cálcico, glicerina y formaldehído diluidos en agua destilada, dejando reposar la mezcla durante 10 minutos. Seguidamente, el conjunto se agitará de forma normalizada -90 ciclos en 30 segundos, con un recorrido de unos 20 cm.- para conseguir una mezcla íntima. Posteriormente, se dejará reposar durante un tiempo de 20 minutos.

Una vez transcurrido este tiempo, se podrá observar mediante simple contacto visual la existencia de dos horizontes, uno de ellos correspondiente a la fracción arenosa del suelo y otro por encima del anterior, relativo a la proporción de finos existente en la muestra.

El **equivalente de arena** del suelo vendrá dado por la siguiente expresión:

$$E.A. = \frac{A}{A + B} \cdot 100$$

siendo A la lectura sobre la probeta del horizonte de arena

B la lectura referente al horizonte de finos

Este ensayo tiene la ventaja de que es más rápido que el anterior y ofrece resultados similares aunque incomprensiblemente menos precisos, por lo menos a tenor del *subjetivo* procedimiento de ensayo empleado en aquél.

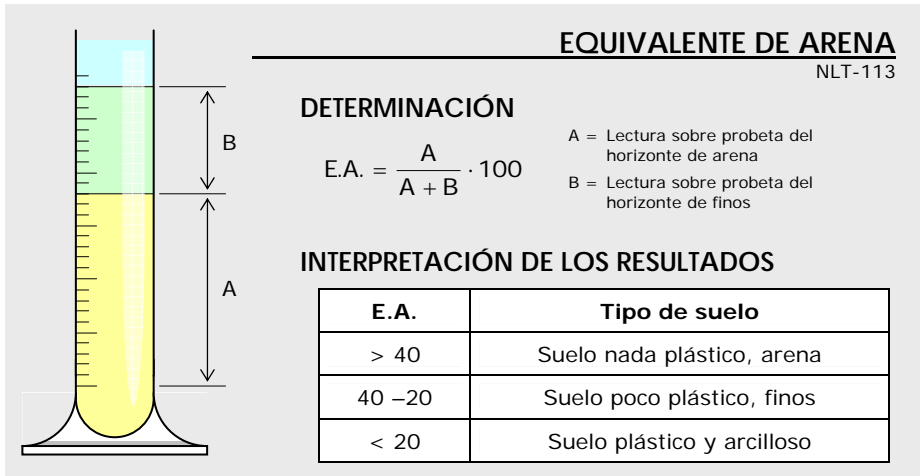


Fig. 15.7 – Ensayo del equivalente de arena

### 2.3. Compacidad del suelo

La **compacidad** de un suelo es una propiedad importante en carreteras, al estar directamente relacionada con la resistencia, deformabilidad y estabilidad de un firme; adquiere una importancia crucial en el caso de los terraplenes y todo tipo de relleno en general, en los que el suelo debe quedar lo más consolidado posible para evitar asentos –causantes de variaciones en la rasante y alabeo de la capa de rodadura- durante la posterior explotación de la vía. Una frase que resumiría lo anteriormente dicho sería: “Cuanto más compacto esté un suelo, más difícil será volverlo a compactar.”

#### Influencia de la humedad

En la compactación de suelos, la **humedad** juega un papel decisivo: mientras que un suelo seco necesita una determinada energía de compactación para vencer los

rozamientos internos entre sus partículas, el mismo suelo ligeramente húmedo precisará un menor esfuerzo, ya que el agua se comporta como un agente lubricante formando una película alrededor de los granos y disminuyendo la fricción entre ellos.

Si seguimos añadiendo agua al suelo, llegará un momento en el que ésta haya ocupado la totalidad de los huecos del mismo. Este hecho acarreará un aumento de volumen –dada la incompresibilidad del líquido elemento- y una mayor dificultad para evacuarlo del suelo, por lo que su compactación disminuirá.

De la anterior explicación, se deduce que existirá una **humedad óptima** con la que se obtenga una compactación máxima, para una misma energía de compactación.

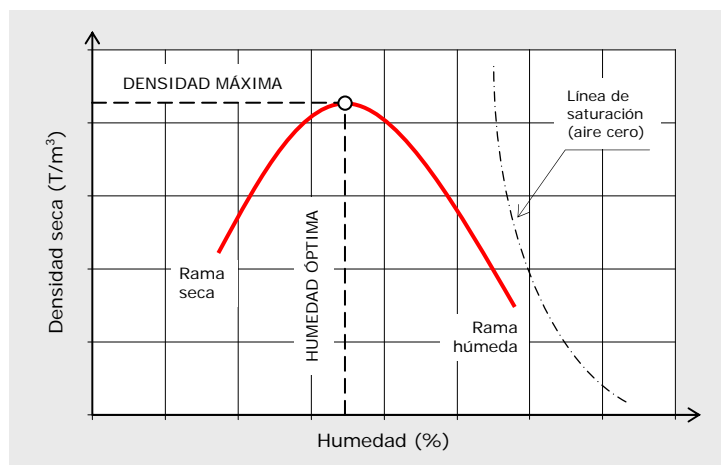


Fig. 15.8 – Curva humedad-densidad seca

## Influencia de la energía de compactación

Si tomamos un mismo suelo y estudiamos la relación humedad-densidad para distintas energías de compactación, observaremos que el punto de humedad óptima varía en función de la energía que hayamos comunicado a la muestra.

Un estudio más en profundidad de las curvas obtenidas (Fig. 15.9) permite obtener una segunda conclusión, no menos importante: dicha variación presenta una clara polaridad, obteniéndose una humedad óptima menor cuanto mayor sea la energía de compactación empleada.

Otra lectura que puede realizarse de esta gráfica es que para humedades mayores que la óptima, el aumento de densidad conseguido con un apisonado más enérgico es mucho menor que el obtenido con humedades bajas. La conclusión práctica que se extrae es que en terrenos secos, una consolidación enérgica puede ser más eficaz.

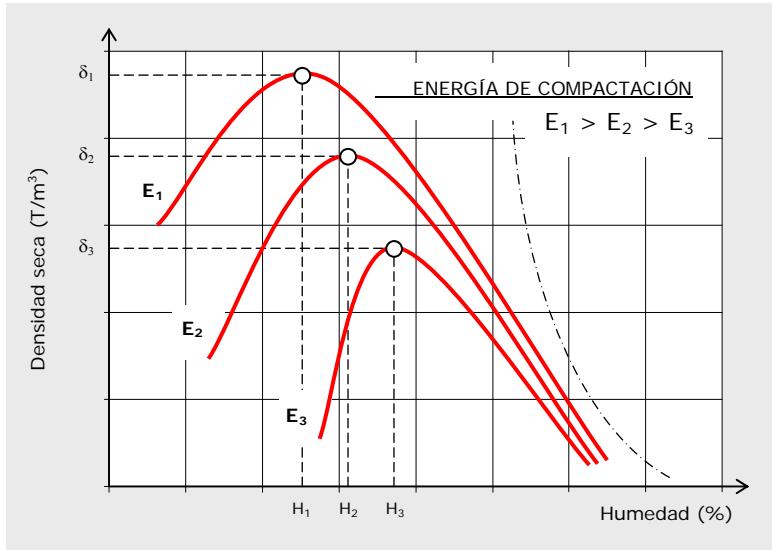


Fig. 15.9 – Influencia de la energía de compactación

### Influencia del tipo de suelo

La tipología del suelo, concretamente su composición granulométrica, determina la forma de la curva de compactación. Podría decirse aquello de que “no hay dos suelos iguales”, aunque sí pueden englobarse en dos grandes grupos de comportamiento.

Así, los **suelos granulares** bien graduados y con bajo contenido en finos obtienen su densidad máxima para valores bajos de humedad. La compactación de este tipo de suelos se realiza desde la “rama seca” de la curva, humectándolos progresivamente hasta llegar al grado de humedad óptimo. Además, presentan una curva aguda, lo que indica su gran sensibilidad a la humedad de compactación.

Por el contrario, los **suelos arcillosos**, limosos o los formados por arenas de granulometría muy uniforme dan curvas tendidas, lo que indica la gran dificultad de compactación que presentan. Suelen compactarse por colapso desde la “rama húmeda”, saturando el suelo en agua para debilitar los *enlaces* interparticulares.

### Ensayo Proctor

Como ya se ha demostrado, la relación existente entre la densidad seca de un suelo –su grado de compacidad- y su contenido en agua es de gran utilidad en la compactación de suelos. Su regulación se realiza mediante el **Ensayo Proctor** en sus dos variantes, Normal (NLT-107) y Modificado (NLT-108), que seguidamente veremos.

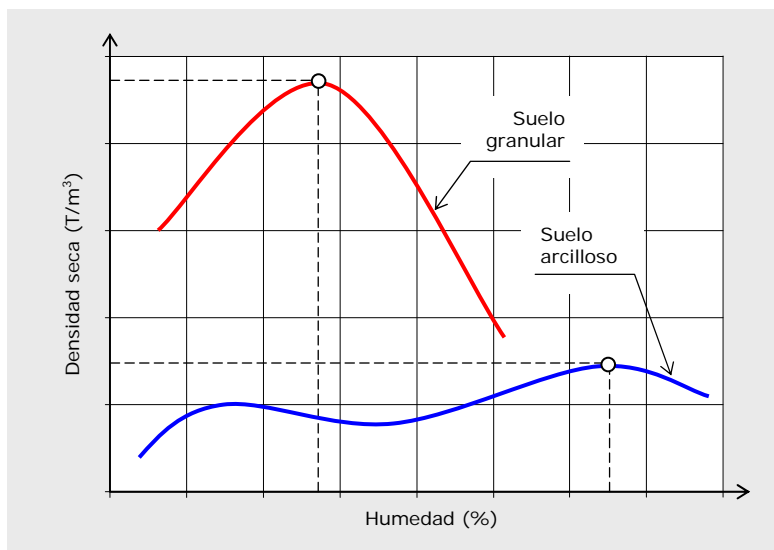


Fig. 15.10 – Influencia del tipo de suelo

Este ensayo, que toma el nombre de su creador –el ingeniero estadounidense R.R. Proctor–, persigue la determinación de la humedad óptima de compactación de una muestra de suelo.

La diferencia entre las dos variantes existentes –Proctor Normal (PN) y Modificado (PM)- radica únicamente en la **energía de compactación** empleada, del orden de 4,5 veces superior en el segundo caso que en el primero. Esta diferencia puede explicarse fácilmente, ya que el Proctor modificado no es más que la lógica evolución del Normal, causada por la necesidad de emplear maquinaria de compactación más pesada dado el aumento de la carga por eje experimentado por los vehículos.

El procedimiento de ensayo consiste en apisonar en 3 tongadas consecutivas (5 en el caso del PM) una cantidad aproximada de 15 kg. de suelo (35 kg. si se trata del PM) previamente tamizada y dividida por cuarteo en 6 partes aproximadamente iguales. La muestra se humecta y se introduce en un molde metálico de dimensiones normalizadas (1.000 cm<sup>3</sup> para el PN y 2.320 cm<sup>3</sup> para el PM).

Para llevar a cabo el apisonado se emplea una maza también normalizada, de forma que su peso y altura de caída no varíen, lo que asegura una energía de compactación constante. La normativa estipula una cantidad de 26 golpes de maza por tongada en el caso del Proctor Normal y de 60 golpes en el caso del Modificado. Debe reseñarse que la maza empleada es distinta en uno y otro tipo de ensayo.

Se realizan de 4 a 6 determinaciones con diferente grado de humedad, construyéndose la **curva humedad-densidad seca** estudiada en este apartado.



### ENSAYO PROCTOR NORMAL

NLT-107

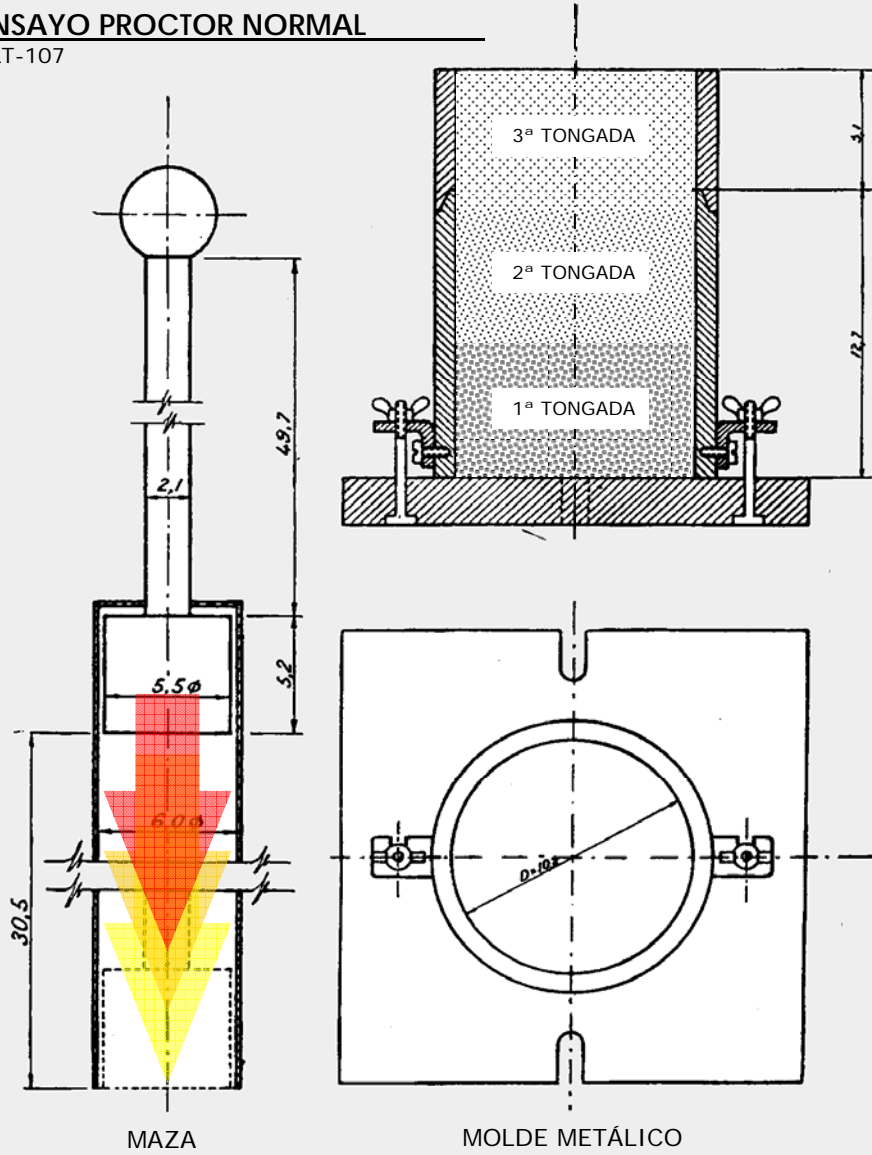


Fig. 15.11 – Utensilios empleados en el ensayo de Proctor Normal

## 2.4. Resistencia del suelo

Para el ingeniero de carreteras, el comportamiento mecánico del suelo –recordemos que el suelo es una **estructura resistente**- es sin duda el factor más importante; de hecho, las propiedades y ensayos vistos anteriormente van encaminados a conseguir la mayor estabilidad mecánica posible, de forma que las tensiones se transmitan uniforme y progresivamente, y no se produzcan asientos excesivos o incluso un colapso de fatales consecuencias.

Así pues, surge la necesidad de caracterizar mecánicamente el suelo, para lo cual se emplean diferentes procedimientos de ensayo. En este libro, y dada la extensión de los distintos métodos existentes, hablaremos únicamente de los empleados más asiduamente en obras de carreteras.

### Capacidad portante

La **capacidad portante** de un suelo puede definirse como la carga que éste es capaz de soportar sin que se produzcan asientos excesivos.

El indicador más empleado en carreteras para determinar la capacidad portante de un suelo es el **índice CBR** (California Bearing Ratio), llamado así porque se empleó por primera vez en el estado de California. Este índice está calibrado empíricamente, es decir, se basa en determinaciones previamente realizadas en distintos tipos de suelos y que han sido convenientemente tabuladas y analizadas.

La determinación de este parámetro se realiza mediante el correspondiente ensayo normalizado (NLT-111), y que consiste en un procedimiento conjunto de hinchamiento y penetración.

El **hinchamiento** se determina sometiendo la muestra a un proceso de inmersión durante 4 días, aplicando una sobrecarga equivalente a la previsible en condiciones de uso de la carretera. Se efectuarán dos lecturas –una al inicio y otra al final del proceso- empleando un trípode debidamente calibrado. El hinchamiento adquiere una especial importancia en suelos arcillosos o con alto contenido en finos, ya que puede provocar asientos diferenciales, origen de diversas patologías en todo tipo de construcciones.

El ensayo de **penetración** tiene por objetivo determinar la capacidad portante del suelo, presentando una estructura similar al SPT (Standard Penetration Test) empleado en Geotecnia. Se basa en la aplicación de una presión creciente –efectuado mediante una prensa a la que va acoplado un pistón de sección anular- sobre una muestra de suelo compactada con una **humedad óptima Próctor**. La velocidad de penetración de la carga también está normalizada, debiendo ser de 1,27 mm/min.

El **índice CBR** se define como la relación entre la presión necesaria para que el pistón penetre en el suelo una determinada profundidad y la necesaria para conseguir

esa misma penetración en una muestra patrón de grava machacada, expresada en tanto por ciento.

$$CBR = \frac{\text{Presión en muestra problema}}{\text{Presión en muestra patrón}} \cdot 100$$

Generalmente se toman diversos pares de valores presión-penetración, construyéndose una gráfica como la de la siguiente figura; en ella, se toman los valores correspondientes a una profundidad de 2.54 y 5.08 mm. (0.1 y 0.2 pulgadas), comparándose con los de la muestra patrón para dichas profundidades. El índice CBR del suelo será el mayor de los dos obtenidos.

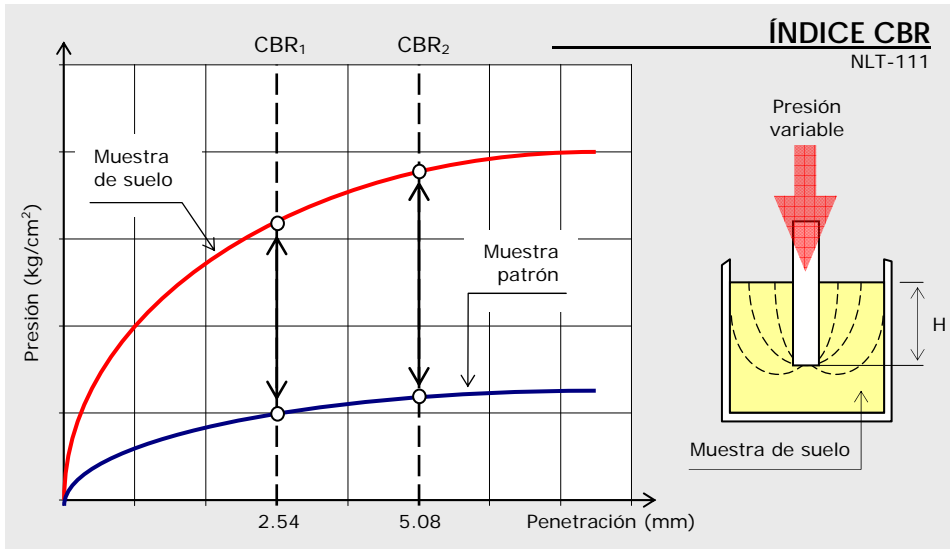


Fig. 15.12 – Determinación del índice CBR

Existen diversas fórmulas empíricas que tratan de relacionar el valor del CBR con diversos parámetros relativos a las propiedades plásticas del suelo. De entre todas ellas, destacan la de Trocchi y la de Peltier, empleada en suelos plásticos o arenas limpias:

$$CBR = \frac{(22 - IG) \cdot \frac{D}{1.45}}{1 + \frac{LL \cdot LP}{750}} \quad ; \quad CBR = \frac{4250}{LL \cdot IP}$$

donde LL es el límite líquido, obtenido mediante el correspondiente ensayo

IP es el índice de plasticidad del suelo

D es la densidad seca máxima obtenida mediante el Proctor Normal

IG es el Índice de Grupo del suelo (ver clasificación AASHTO)

## Resistencia a cizalla

El valor de la resistencia a esfuerzo cortante tiene una importancia crucial en el cálculo de muros, estabilidad de terraplenes o cimentaciones de viaductos, por lo que es necesario conocer cómo se va a comportar el suelo ante este tipo de sollicitación.

En carreteras se emplean dos ensayos destinados a este fin: el **triaxial** y el **ensayo de corte directo**. Ambos procedimientos determinan la llamada **recta de resistencia intrínseca** del suelo, definida como la envolvente de los círculos de Mohr obtenidos para distintas tensiones axiales, y que relaciona las características mecánicas del suelo con dos de sus propiedades físicas: la cohesión y el ángulo de rozamiento interno:

$$\tau = C + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

donde  $\tau$  es la tensión tangencial o de cizalla, aplicada de forma radial  
 $\sigma$  es la tensión normal o axial aplicada sobre la muestra  
 $C$  es la cohesión del suelo en  $\text{kg}/\text{cm}^2$   
 $\varphi$  es el ángulo de rozamiento interno del suelo

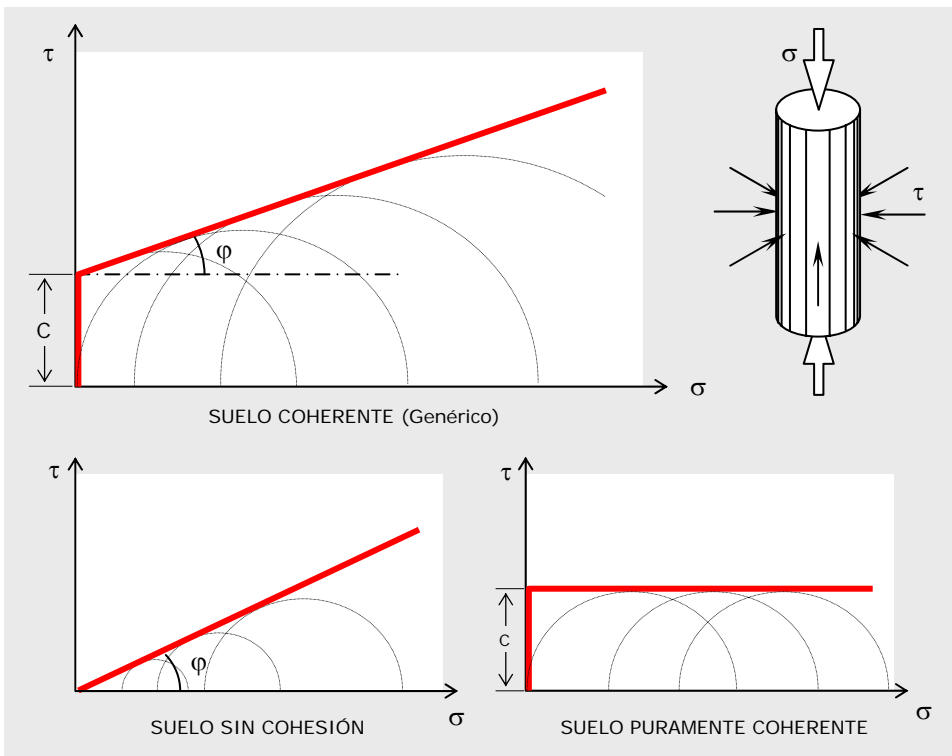


Fig. 15.13 – Rectas de resistencia intrínseca de un suelo

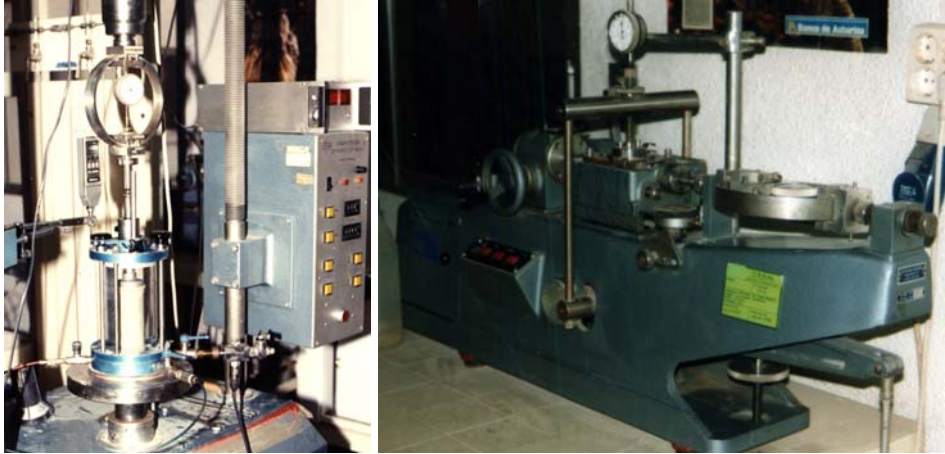


Fig. 15.14 – Maquinaria empleada para los ensayos triaxial y de corte directo (Laboratorios ITC)

### 3. CLASIFICACIÓN DE SUELOS

La determinación y cuantificación de las diferentes propiedades de un suelo, efectuadas mediante los ensayos vistos en el anterior apartado, tienen como objetivo último el establecimiento de una **división sistemática** de los diferentes tipos de suelos existentes atendiendo a la similitud de sus caracteres físicos y sus propiedades geomecánicas.

Una adecuada y rigurosa **clasificación** permite al ingeniero de carreteras tener una primera idea acerca del comportamiento que cabe esperar de un suelo como cimiento del firme, a partir de propiedades de sencilla determinación; normalmente, suele ser suficiente conocer la granulometría y plasticidad de un suelo para *predecir* su comportamiento mecánico. Además, facilita la comunicación e intercambio de ideas entre profesionales del sector, dado su carácter universal.

De las múltiples clasificaciones existentes, estudiaremos la que sin duda es la más racional y completa –clasificación de Casagrande modificada- y otras de aplicación más directa en Ingeniería de Carreteras, como son la empleada por la AASHTO, la preconizada por el PG-3 español para terraplenes o la recogida en las normas francesas.

#### 3.1. Clasificación general de Casagrande modificada

Fue A. Casagrande quien en 1.942 ideó este sistema genérico de clasificación de suelos, que fue empleado por el Cuerpo de Ingenieros del ejército de los EE.UU. para la construcción de pistas de aterrizaje durante la II Guerra Mundial.

Diez años más tarde, y vista la gran utilidad de este sistema en Ingeniería Civil, fue ligeramente modificado por el *Bureau of Reclamation*, naciendo el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS); este sistema fue adoptado por la ASTM (American Society of Testing Materials) como parte de sus métodos normalizados.

Dicha clasificación se vale de unos **símbolos de grupo**, consistentes en un prefijo que designa la composición del suelo y un sufijo que matiza sus propiedades. En el siguiente esquema se muestran dichos símbolos y su significación:

S.28

## Símbolos de grupo (SUCS)

TIPO DE SUELO	PREFIJO	SUBGRUPO	SUFIJO
Grava	G	Bien graduado	W
Arena	S	Pobrememente graduado	P
Limo	M	Limoso	M
Arcilla	C	Arcilloso	C
Orgánico	O	Límite líquido alto (>50)	L
Turba	Pt	Límite líquido bajo (<50)	H

En función de estos símbolos, pueden establecerse diferentes combinaciones que definen uno y otro tipo de suelo:

S.29

## Tipología de suelos (SUCS)

SÍMBOLO	Características generales		
GW GP GM GC	GRAVAS (>50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos<5%)	Bien graduadas
			Pobrememente graduadas
		Con finos (Finos>12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
SW SP SM SC	ARENAS (<50% en tamiz #4 ASTM)	Limpias (Finos<5%)	Bien graduadas
			Pobrememente graduadas
		Con finos (Finos>12%)	Componente limoso
			Componente arcilloso
ML MH	LIMOS	Baja plasticidad (LL<50)	
		Alta plasticidad (LL>50)	
CL CH	ARCILLAS	Baja plasticidad (LL<50)	
		Alta plasticidad (LL>50)	
OL OH	SUELOS ORGÁNICOS	Baja plasticidad (LL<50)	
		Alta plasticidad (LL>50)	
Pt	TURBA	Suelos altamente orgánicos	

Como puede deducirse de la anterior tabla, existe una clara distinción entre tres grandes grupos de suelos:

- (a) Suelos de grano grueso (G y S): Formados por gravas y arenas con menos del 50% de contenido en finos, empleando el tamiz 0.080 UNE (#200 ASTM).
- (b) Suelos de grano fino (M y C): Formados por suelos con al menos un 50% de contenido en limos y arcillas.
- (c) Suelos orgánicos (O, Pt): Constituidos fundamentalmente por materia orgánica. Son inservibles como terreno de cimentación.

Asimismo, dentro de la tipología expuesta pueden existir casos intermedios, empleándose una doble nomenclatura; por ejemplo, una grava bien graduada que contenga entre un 5 y un 12% de finos se clasificará como GW-GM.

Tras un estudio experimental de diferentes muestras de suelos de grano fino, Casagrande consigue ubicarlos en un diagrama que relaciona el límite líquido (LL) con el índice de plasticidad (IP). En este diagrama, conocido como la **carta de Casagrande** de los suelos cohesivos, destacan dos grandes líneas que actúan a modo de límites:

$$\text{Línea A: } IP = 0.73 \cdot (LL - 20)$$

$$\text{Línea B: } LL = 50$$

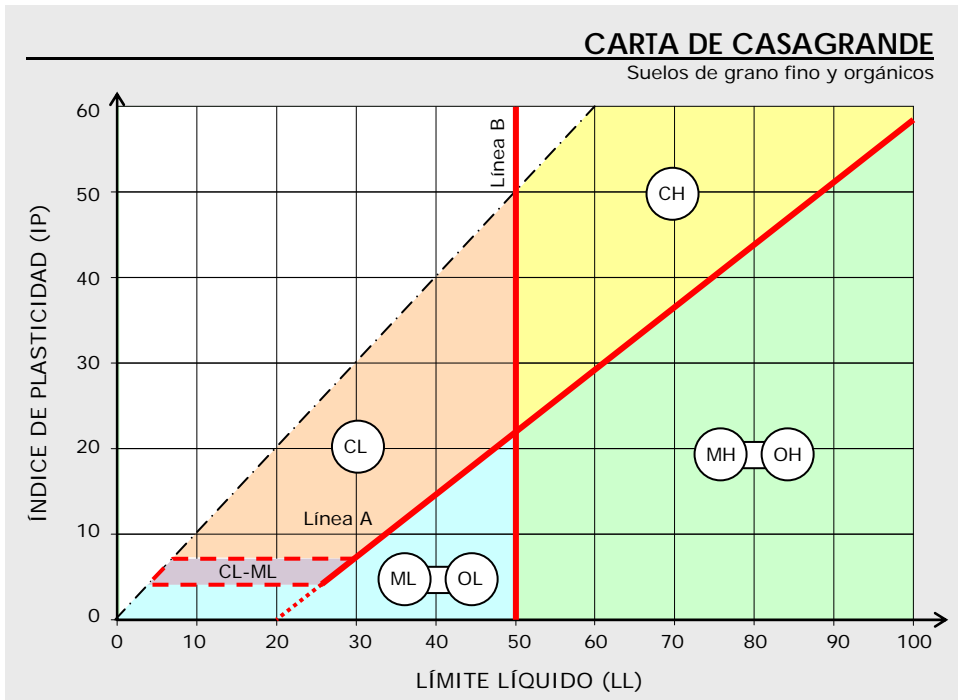


Fig. 15.15 – Carta de Casagrande para los suelos cohesivos

## T.47

## Características de los suelos según el SUCS

DIVISIONES PRINCIPALES	SÍMBOLO	COMPORTAMIENTO MECÁNICO	CAPACIDAD DE DRENAJE	Densidad óptima P.M.	CBR In situ
SUELOS DE GRANO GRUESO	GW	Excelente	Excelente	2.00 - 2.24	60 - 80
	GP	Bueno a excelente	Excelente	1.76 - 2.08	25 - 60
	GM { d u	Bueno a excelente	Aceptable a mala	2.08 - 2.32	40 - 80
		Bueno	Mala a impermeable	1.92 - 2.24	20 - 40
	GC	Bueno	Mala a impermeable	1.92 - 2.24	20 - 40
	SUELOS DE GRANO FINO	SW	Bueno	Excelente	1.76 - 2.08
SP		Aceptable a bueno	Excelente	1.60 - 1.92	10 - 25
SM { d u		Aceptable a bueno	Aceptable a mala	1.92 - 2.16	20 - 40
		Aceptable	Mala a impermeable	1.68 - 2.08	10 - 20
SC		Malo a aceptable	Mala a impermeable	1.68 - 2.08	10 - 20
SUELOS DE GRANO FINO		ML	Malo a aceptable	Aceptable a mala	1.60 - 2.00
	CL	Malo a aceptable	Casi impermeable	1.60 - 2.00	5 - 15
	OL	Malo	Mala	1.44 - 1.70	4 - 8
SUELOS ORGANICOS	MH	Malo	Aceptable a mala	1.28 - 1.60	4 - 8
	CH	Malo a aceptable	Casi impermeable	1.44 - 1.76	3 - 5
	OH	Malo a muy malo	Casi impermeable	1.28 - 1.68	3 - 5
	Pt	Inaceptable	Aceptable a mala	-	-



## 3.2. Clasificaciones específicas de carreteras

La clasificación de Casagrande tiene un carácter genérico, empleándose para todo tipo de obras de ingeniería dada su gran versatilidad y sencillez. Sin embargo, esta clasificación puede quedarse corta a la hora de estudiar determinadas propiedades específicas que debe tener un suelo para ser considerado apto en carreteras.

Por ello, existen una serie de **clasificaciones específicas** para suelos empleados en construcción de infraestructuras viarias; de hecho, la práctica totalidad de los países desarrollados tienen la suya. En este apartado dedicaremos especial atención a las más empleadas en nuestro entorno: la clasificación de la AASHTO, la empleada por el PG-3 para terraplenes y la utilizada en Francia.

### Clasificación de la AASHTO

Ha sido en Estados Unidos donde se han desarrollado la mayor parte de clasificaciones empíricas de suelos. Una de las más populares en carreteras es la empleada por la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), y que fue originalmente desarrollada por los ilustres geotécnicos Terzaghi y Hogentogler para el Bureau of Public Roads norteamericano.

Inspirada en el modelo de Casagrande, considera **siete grupos** básicos de suelos, numerados desde el A-1 hasta el A-7. A su vez, algunos de estos grupos presentan subdivisiones; así, el A-1 y el A-7 tienen dos subgrupos y el A-2, cuatro.

Los únicos ensayos necesarios para encuadrar un suelo dentro de un grupo u otro son el **análisis granulométrico** y los **límites de Atterberg**. Si queremos determinar su posición relativa dentro del grupo, es necesario introducir el concepto de **índice de grupo (IG)**, expresado como un número entero con un valor comprendido entre 0 y 20 en función del porcentaje de suelo que pasa a través del tamiz #200 ASTM (0.080 UNE):

$$IG = 0.2 \cdot a + 0.005 \cdot a \cdot c + 0.01 \cdot b \cdot d$$

donde a es el porcentaje en exceso sobre 35, de suelo que pasa por dicho tamiz, sin pasar de 75. Se expresa como un número entero de valor entre 0 y 40.

b es el porcentaje en exceso sobre 15, de suelo que atraviesa el tamiz, sin superar un valor de 55. Es un número entero que oscila entre 0 y 40.

c es el exceso de límite líquido (LL) sobre 40, y nunca superior a 60. Se expresa como un número entero comprendido entre 0 y 20.

d es el exceso de índice de plasticidad (IP) sobre 10, nunca superior a 30. Es también un número entero positivo comprendido entre 0 y 20.

En la página siguiente se muestra la tabla de clasificación de suelos AASHTO, en la que se recogen todas las características exigibles a cada grupo –y subgrupo, en el caso de que exista- de suelo.

## T.48

## Clasificación de suelos AASHTO

DIVISIÓN GENERAL	Materiales Granulares (pasa menos del 35% por el tamiz ASTM #200)					Materiales Limo-arcillosos (más del 35% por el tamiz ASTM #200)												
	A-1		A-3		A-2			A-4		A-5		A-6		A-7				
GRUPO	A-1-a	A-1-b	A-3		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7		A-4		A-5		A-6		A-7		
Subgrupo																		
<b>ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO</b> (% que pasa por cada tamiz)																		
Serie ASTM	#10	≤ 50																
	#40	≤ 30	≤ 50	≥ 51														
	#200	≤ 15	≤ 25	≤ 10	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 35	≤ 36	≤ 36	≤ 36	≤ 36	≤ 36	≤ 36	≤ 36	≥ 36	
<b>ESTADO DE CONSISTENCIA</b> (de la fracción de suelo que pasa por el tamiz ASTM #40)																		
Límite líquido			≤ 40	≥ 41	≤ 40	≤ 40	≥ 41	≥ 41	≤ 40	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≤ 40	≥ 41	≤ 40	≤ 40	≥ 41	>41 (IP<LL-30) (IP>LL-30)
	Índice de plasticidad		≤ 6	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≤ 10	≥ 11	≥ 11	≥ 11
ÍNDICE DE GRUPO	0		0	0	0	≤ 4	≤ 4	≤ 4	≤ 8	≤ 12	≤ 20	≤ 20	≤ 20	≤ 20	≤ 20	≤ 20	≤ 20	
TIPOLOGÍA	Fragmentos de piedra, grava y arena		Arena fina		Gravas y arenas limosas o arcillosas			Suelos limosos			Suelos arcillosos							
CALIDAD	EXCELENTE A BUENA					ACEPTABLE A MALA												

## Clasificación española del PG-3

El Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3 para los amigos) establece una escueta clasificación basada en la idoneidad del suelo para formar parte de las diversas zonas de un terraplén.

Los cuatro grupos de suelos establecidos por el pliego son: **seleccionados**, **adecuados**, **tolerables** e **inadecuados**. La siguiente tabla muestra las características principales de cada uno de estos suelos, así como la equivalencia con el SUCS:

T.49		Clasificación española de suelos (PG-3)	
SUELO	CARACTERÍSTICAS	SUCS	
SELECCIONADO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tamaño máximo del árido TMA &lt; 8 cm.</li> <li>- Contenido en finos menor del 25% (0.080 UNE)</li> <li>- Límite líquido LL &lt; 30</li> <li>- Índice de plasticidad IP &lt; 10</li> <li>- CBR &gt; 10, sin presentar hinchamiento</li> <li>- Exentos de materia orgánica</li> </ul>	GW	GP
		GM	GC
ADECUADO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tamaño máximo del árido TMA &lt; 10 cm.</li> <li>- Contenido en finos menor del 35% (0.080 UNE)</li> <li>- Límite líquido LL &lt; 40</li> <li>- Densidad máxima Proctor Normal &gt; 1,750 g/cm<sup>3</sup></li> <li>- CBR &gt; 5, con un hinchamiento &lt; 2%</li> <li>- Contenido de materia orgánica &lt; 1%</li> </ul>	SW	SP
		SM	SC
TOLERABLE	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Contenido en piedras de tamaño superior a 15 cm. inferior al 25%</li> <li>- Límite líquido LL &lt; 40, o bien simultáneamente:               <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ LL &lt; 65</li> <li>▪ IP &gt; 0.6·LL – 9</li> </ul> </li> <li>- Densidad máxima Proctor Normal &gt; 1,450 g/cm<sup>3</sup></li> <li>- Índice CBR &gt; 3</li> <li>- Contenido de materia orgánica &lt; 2%</li> </ul>	ML	CL
		OL	
		MH	CH
INADECUADO	No cumplen las condiciones mínimas exigidas para los suelos tolerables.	OH	Pt

Fuente: PG-3

Como puede deducirse de la anterior tabla, la clasificación española es extremadamente **específica**, por lo que al compararla con una clasificación tan genérica como la de Casagrande modificada (SUCS), se producen ciertas holguras a la hora de encuadrar los diferentes tipos de suelos definidos por esta última.

## Clasificación francesa

En Francia, la SETRA y el LCPC desarrollaron en 1.976 una clasificación con muchos rasgos originales, en la que se introducen componentes de la **consistencia** del suelo en el momento de su utilización.

Se llega así a una clasificación de suelos y rocas distribuidos en nada menos que 42 grupos, para cada uno de los cuales se realizan recomendaciones específicas sobre su utilización –en función de las condiciones meteorológicas– en el núcleo del terraplén y en su coronación, así como la forma en que deben compactarse.

Dentro de ella se incluyen tanto los suelos como las rocas empleadas en la construcción de terraplenes y pedraplenes, divididas en 6 grupos que abarcan letras de la A a la F. A su vez, las categorías A, B y C se dividen en otras tres, nombradas esta vez con letras minúsculas que indican el contenido de humedad del suelo: húmedo (h), medio (m) y seco (s).

A Suelos finos	D < 50 mm Pasa por 80 $\mu$ m > 35 %	$I_p < 10$		A <sub>1</sub>	
		$10 < I_p < 20$		A <sub>2</sub>	
		$20 < I_p < 50$		A <sub>3</sub>	
		$I_p > 50$		A <sub>4</sub>	
B Suelos arenosos y gravas con finos	D < 50 mm Pasa por 80 $\mu$ m entre 5 y 35 %	Pasa por 80 $\mu$ m entre 5 y 12 %	Retenido por 2 mm < 30 %	E, A*, > 35	B <sub>1</sub>
				E, A, < 35	B <sub>2</sub>
			Retenido por 2 mm > 30 %	E, A, > 25	B <sub>3</sub>
				E, A, < 25	B <sub>4</sub>
		Para por 80 $\mu$ m entre 12 y 35 %	$I_p < 10$		B <sub>5</sub>
			$I_p > 10$		B <sub>6</sub>
C Suelos con elementos finos y gruesos	D > 50 mm. Pasa por 80 $\mu$ m > 5 %	Pasa por 80 $\mu$ m mucho			C <sub>1</sub>
		Pasa por 80 $\mu$ m poco	D < 250 mm		C <sub>2</sub>
			D > 250 mm		C <sub>3</sub>
D Suelos y rocas insensibles al agua	Pasa por 80 $\mu$ m < 5 %	D < 50 mm	Retenido en 2 mm < 30 %		D <sub>1</sub>
			Retenido en 2 mm > 30 %		D <sub>2</sub>
		50 mm < D < 250 mm			D <sub>3</sub>
		D > 250 mm			D <sub>4</sub>
E Rocas Evolutivas	Materiales de estructura fina, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: creta, areniscas finas.			E <sub>1</sub>	
	Materiales de estructura gruesa, frágil, sin arcilla o poco arcillosos. Ejemplo: areniscas groseras, pudingas.			E <sub>2</sub>	
	Materiales arcillosos evolutivos. Ejemplo: margas, pizarras arcillosas, argilitas.			E <sub>3</sub>	
F	Materiales putrescibles, combustibles, solubles o contaminantes. Ejemplo: tierra vegetal, basuras, turbas, ciertas escombreras de minas, suelos salinos y yesosos, ciertas escorias, etc.			F	

Fig. 15.16 – Clasificación francesa de suelos (SETRA, 1.976)

### Clasificación alemana

Esta clasificación, debida a R. Floss (1.977), tiene la peculiaridad de basarse en la susceptibilidad del suelo a la acción de las heladas, fenómeno bastante frecuente en aquel país. También llama la atención el empleo de una nomenclatura similar a la clasificación de Casagrande modificada (SUCS), sólo que los vocablos a los que hace referencia son de origen alemán.

La siguiente figura muestra una reproducción abreviada de esta clasificación, contemplada por la norma DIN 18196:

Grupos principales	d (mm)		Grupos	Símbolos
	< 0,06	> 2,0		
Suelos de grano grueso	≤ 5 %	> 40 % ≤ 40 %	Gravas y gravas arenosas Arenas y arenas con grava	GE, GI, GW SE, SI, SW <sup>5)</sup>
Suelos de grano mixto	5-40 %	> 40 %	partículas < 0,06 mm Gravas limosas 5-15 % 15-40 % Gravas arcillosas 5-15 % 15-40 %	GU GÜ GT G†
		≤ 40 %	Areas limosas 5-15 % 14-40 % Arenas arcillosas 5-15 % 15-40 %	SU SÜ ST S†
Suelos de grano fino	> 40 %		Limos $I_p \leq 4$ % 1): $W_L \leq 35$ % > 35-50 %	UL UM
			Arcillas $I_p \geq 7$ % 2): $W_L \leq 35$ % > 35-50 % > 50 %	TL TM TA
Suelos con materia orgánica	> 40 %		Limos $I_p \geq 7$ % 3): $W_L = 35-50$ % Arcillas $I_p \geq 7$ % 3): $W_L > 50$ %	OU OT
	≤ 40 %		Suelos de grano grueso y mixto con materia orgánica	OH, OK
Suelos orgánicos			Turba de poco a muy descompuesta: Z = 1-5 <sup>4)</sup> Turba descompuesta: Z = 6-10 Fango orgánico	HN HZ F
Rellenos			Rellenos de suelos naturales Rellenos de materiales diversos	A

LEYENDA: 1) O bajo la línea A; 2) Y sobre la línea A; 3) Y bajo la línea A; 4) Grado de descomposición  
 INICIALES: G – Grava; S arena; E – Granulometría uniforme; W – Granulometría extendida;  
 I – Granulometría escalonada sin tamaños intermedios;  $W_L$  – Limite líquido;  $I_p$  – Índice de plasticidad.

Fig. 15.17 – Clasificación alemana de suelos (Floss, 1.977)



# 16

## TERRAPLENES

El terreno juega un importante papel en el proyecto y construcción de cualquier obra de infraestructura, al servir de soporte material a la misma. Para que dicha función se realice de la manera más eficaz posible, es necesario efectuar una serie de procesos de transformación física –denominados genéricamente **obras de tierra**- sobre la zona donde va a ubicarse la carretera.

En este capítulo y en el siguiente trataremos los dos grandes grupos en que se dividen las obras de tierra: los **desmontes** y los **terraplenes** o rellenos, analizando sus similitudes y peculiaridades, haciendo especial hincapié en los procesos constructivos y en el control de calidad.

Un aspecto importante a considerar en los terraplenes es su **ejecución**, dada la doble función que desempeñan: por un lado materializan la geometría de la carretera; por otro, sirven de estructura sustentante del firme, canalizando en su seno las tensiones generadas por el tráfico. Un terraplén correctamente ejecutado tendrá una menor probabilidad de sufrir deformaciones que pongan en peligro la funcionalidad de la vía a la que sirve de apoyo.

Si importante es su ejecución, el **control** de calidad es vital; debe garantizarse que las características del terraplén una vez terminado son las idóneas y están dentro de los límites estipulados que aseguran su estabilidad a largo plazo; para ello se establecen planes de control, determinando las diversas características del suelo a pie de obra.

## 1. CONSIDERACIONES GENERALES

Los **terraplenes** son grandes acumulaciones de tierra adecuadamente tratadas y compactadas para asegurar su estabilidad y servir de soporte a la vía; se construyen en zonas de cota inferior a la prevista en proyecto mediante aportes de tierras, pudiendo aprovecharse las extraídas en zonas de desmonte –siempre que sean aptas- o emplear tierras de *préstamo* traídas de zonas cercanas.

Es lógico pensar que en un terraplén la distribución tensional de cada uno de sus puntos varía con la profundidad, debido sin duda a la progresiva disipación de las cargas de tráfico ocasionada por el aumento de la sección resistente. Este hecho se traduce en que la calidad exigible a un suelo decrece a medida que nos alejamos del firme sustentador del tráfico, foco generador de las tensiones.

Sabedor de ello, el PG-3 español distingue diversas **zonas** dentro de un terraplén, donde el material que las integra debe cumplir una serie de requisitos que garanticen su correcto comportamiento mecánico. Estas tres zonas son, en orden decreciente de profundidad: **cimiento**, **núcleo** y **coronación**.

La idoneidad de un terreno para formar parte de cada una de estas zonas viene marcada por el criterio de clasificación de suelos empleado por el PG-3 y que ya fue estudiado en el capítulo anterior, según el cual se establecen cuatro categorías de suelos en función de su calidad: seleccionados, adecuados, tolerables e inadecuados.

De todo lo dicho anteriormente, puede concluirse que para la construcción de terraplenes se establece un **criterio selectivo** de distribución, reservando los mejores materiales disponibles para las zonas más exigentes y los de peor calidad para aquéllas

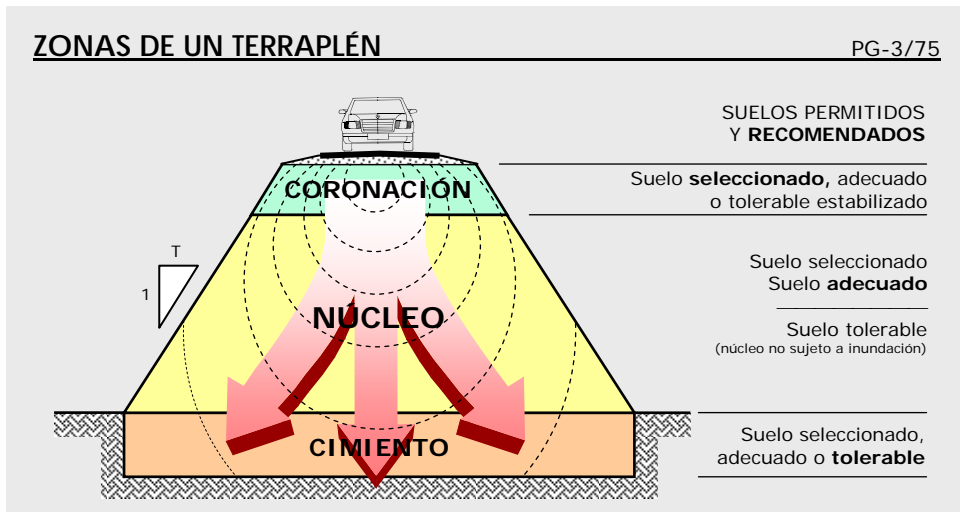


Fig. 16.1 – Zonas distinguibles en un terraplén

menos solicitadas. No obstante, el suelo siempre debe cumplir dos condiciones esenciales para su utilización:

- Asegurar la estabilidad de la obra de tierra, de manera que las deformaciones –asientos e hinchamientos- que sufra a lo largo de su construcción y funcionamiento resulten admisibles.
- Permitir su puesta en obra en las debidas condiciones, de forma que la maquinaria pueda operar correctamente y se garantice su calidad.

Un aspecto que debe cuidarse es la **presencia de yeso** ( $\text{Ca}_2\text{SO}_4$ ) en los suelos empleados para la construcción de terraplenes; es de sobra conocida la avidez de este elemento por el agua y su enorme capacidad de disolución. Por ello, en zonas donde existan filtraciones, frecuentes precipitaciones o un alto nivel freático debe eludirse el uso de suelos con alto contenido en yeso (superior al 20%). Generalmente, este tipo de suelos poseen una fuerte componente arcillosa que los hace inservibles para su empleo en todo tipo de obras de tierra.

## 1.1. Zonas de un terraplén

A continuación se estudiarán con más detenimiento cada una de las zonas que conforman un terraplén:

### Cimiento

El **cimiento** es la parte del terraplén situada por debajo de la superficie original del terreno, y que ha sido vaciada durante el proceso de desbroce o al hacer excavación adicional por presencia de material inadecuado. Esta capa es la más inferior de todas, por lo que está en contacto directo con el terreno natural.

Generalmente, sus características mecánicas no tienen por qué ser muy elevadas, ya que las tensiones que llegan a ella son muy bajas al estar muy disipadas. No obstante, existen situaciones en las que es recomendable emplear materiales de buena calidad para mejorar las características resistentes del terreno:

- En terraplenes sobre laderas y zonas donde se prevean problemas de estabilidad, para aumentar la resistencia a cizalla de la base sustentante.
- En terraplenes de gran altura (más de 15 m.), cuya zona inferior queda sometida a la acción de grandes tensiones.

La normativa española permite el empleo de **suelos tolerables**, adecuados y seleccionados en este tipo de zonas, aunque por economía se adoptarán los primeros si no existen problemas de tipo estructural o constructivo.

También existen especificaciones al respecto en otros países desarrollados, como Estados Unidos, Francia, Alemania o Gran Bretaña.



## Núcleo

El **núcleo** conforma la parte central del terraplén, acaparando la mayor parte de su volumen y siendo el responsable directo de su geometría; es en esta zona donde se materializan tanto el **talud** que asegure su estabilidad como la **altura** necesaria para alcanzar la cota definida en proyecto.

Su construcción se realiza con los materiales desechados para la elaboración de la coronación, aunque deben de cumplir una serie de características que hagan aceptable su comportamiento mecánico.

En este sentido, el PG-3 tipifica el empleo de suelos seleccionados y **adecuados** en esta zona del terraplén, siendo recomendables estos últimos. También permite el empleo de suelos tolerables en el caso de que el núcleo esté sujeto a inundación, es decir, si existen posibilidades de que el material que lo forma entre en contacto directo con el agua.

Cabe reseñar en este apartado las recomendaciones francesas para la utilización de materiales en el núcleo de terraplenes, en la que se definen las condiciones de puesta en obra en función del tipo de suelo, su grado de humedad y la variabilidad de la misma.

## Coronación

La **coronación** es la capa de terminación del terraplén, en la que se asentará el firme. Esta cercanía a las cargas de tráfico implica que va a estar sometida a fuertes sollicitaciones, por lo que el material que la constituya debe tener una gran capacidad resistente. Además, deberá ser lo más insensible al agua posible y presentar cierta estabilidad para el movimiento de la maquinaria sobre él, lo que facilitará la correcta colocación del firme.

El espesor de esta capa es variable, dependiendo de la calidad del suelo y de las cargas de tráfico que deba soportar. Un valor habitual está comprendido entre los 40 y los 60 cm. –el equivalente a dos o tres tongadas de suelo debidamente compactadas– para asegurar un buen comportamiento mecánico y una adecuada transmisión de tensiones a las capas inferiores.

Los suelos empleados en este tipo de zonas deben cumplir una serie de condiciones granulométricas y plásticas bastante estrictas, lo que a veces obliga a obtenerlos de sitios muy alejados de la obra –préstamos– encareciendo su coste.

La normativa española recomienda el empleo de **suelos seleccionados**, aunque también permite el uso de suelos adecuados e incluso tolerables, siempre y cuando sean debidamente estabilizados con cal o cemento para mejorar sus cualidades resistentes.

Al igual que ocurría con el núcleo, las normas francesas disponen una serie de especificaciones dirigidas al empleo y puesta en obra de diferentes materiales en la coronación de terraplenes, en función de las mismas características.

Previamente a la construcción de un terraplén en un tramo de la carretera C-607, se han tomado diferentes muestras de suelo a lo largo de la traza para estudiar la posibilidad de emplearlas en el mismo. Los datos arrojados por los diferentes ensayos son:

MUESTRA	TMA (mm)	TAMICES ASTM (%)				ATTERBERG		$\delta_{\max}$ (T/m <sup>3</sup> )	CBR	Mat. Org. (%)
		4	10	40	200	LL	IP			
M/14	42	69	44	35	21	24	9	1.85	13	0.75
M/21	74	31	12	7	3	14	5	2.13	72	0
M/30	11	77	61	52	37	43	21	1.62	4	1.20
M/32	0.50	-	-	94	91	67	43	1.34	2	18.2
M/33	35	44	21	18	15	31	13	1.76	10	0.87
M/47	7	94	93	90	88	54	41	1.84	6	1.03

En función de estos valores, se pide:

**(a) Encuadrarlo en las clasificaciones de Casagrande modificada (SUCS), la AASHTO y el PG-3 español**

Para clasificar cada uno de los suelos, basta con recurrir a las distintas tablas de clasificación reproducidas en el capítulo anterior y, en función de las diferentes características, encuadrarlos en uno u otro grupo. Los grupos resultantes para cada muestra se detallan en la siguiente tabla:

MUESTRA	SUELO	SUCS	AASHTO	PG-3
M/14	Arena limosa	SM	A-2-4	Adecuado
M/21	Grava limpia	GW	A-1-a	Seleccionado
M/30	Arcilla arenosa	SC/CL	A-7-6	Tolerable
M/32	Suelo orgánico	OH/Pt	-	Inadecuado
M/33	Arena arcillosa	SC	A-2-6	Adecuado
M/47	Arcilla	CH	A-7-6	Tolerable

**(b) Una vez clasificados, ordenarlos de mayor a menor calidad**

El comportamiento mecánico de un suelo es definitorio de su calidad, y en este sentido, el orden de los suelos analizados sería el siguiente:

$$M/21 - M/14 - M/33 - M/30 - M/47 - M/32$$

**(c) Indicar la zona del terraplén más idónea para su empleo**

Como norma general y salvo que existan peculiaridades en su construcción, el suelo seleccionado (M/21) se empleará en la **coronación**, los suelos adecuados (M/14 y M/33) en el **núcleo** y los tolerables (M/30 y M/47) en el **cimiento**. El suelo M/32 no se empleará en la construcción del terraplén al ser inadecuado.

## 2. CONSTRUCCIÓN DE TERRAPLENES

El proceso constructivo de un terraplén comprende diversas etapas y operaciones encaminadas a conseguir las características resistentes y estructurales exigidas a cada capa, y que aseguren un correcto funcionamiento del mismo. La **calidad** de un terraplén depende en gran medida de su correcta realización, es decir, de la apropiada colocación y posterior tratamiento de los diferentes materiales empleados en su construcción.

Una mala ejecución puede ocasionar diversos problemas que afectarán a la funcionalidad de la carretera. Así, una humectación o compactación deficiente provocará asentamientos excesivos del terraplén que fisurarán y alabearán la superficie de rodadura; la incorrecta ejecución del cimientado en una ladera puede provocar problemas de inestabilidad, ocasionando el colapso y desmoronamiento de la obra.

Dentro del proceso de construcción de este tipo de obras, pueden distinguirse diversas **fases** de ejecución:

- Operaciones previas de **desbroce** de la vegetación existente, **remoción** de la capa superficial del terreno, **escarificación** y **precompactación**.
- Construcción del terraplén propiamente dicho, compuesta por tres operaciones cíclicas, aplicables a cada tongada o capa de terraplén:
  - **Extendido** de la capa de suelo
  - **Humectación** a la humedad óptima Proctor
  - **Compactación** de la tongada
- Terminación del terraplén, que comprende operaciones de **perfilado** y **acabado** de taludes y de la explanada sobre la que se asentará el firme.

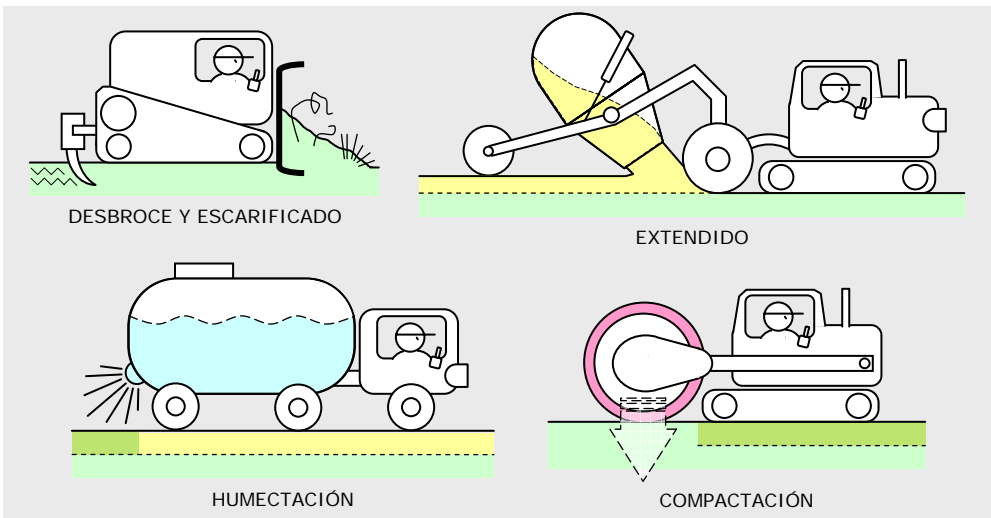


Fig. 16.2 – Principales fases constructivas de un terraplén

## 2.1. Operaciones previas

Dentro de este grupo de tareas previas a la construcción del terraplén propiamente de dicho, se incluyen las labores de desbroce, eliminación de la capa vegetal y posterior escarificado del terreno subyacente.

### Desbroce del terreno

El **desbroce** consiste en extraer y retirar de la zona afectada por la traza de la carretera todos los árboles, tocones, plantas, maleza, broza, maderas caídas, escombros, basura o cualquier otro material indeseable que pueda acarrear perjuicios al normal desarrollo de las obras o al futuro comportamiento de la vía.

Como regla general, es recomendable extraer todos los tocones y raíces, especialmente aquéllos de diámetro superior a 10 cm., que deberán ser eliminados hasta una profundidad de al menos 50 cm. por debajo de la superficie natural del terreno. De esta forma se evitan heterogeneidades que pueden dar lugar a pequeños asientos diferenciales, causantes de baches y alabeos en la capa de rodadura del firme, especialmente en terraplenes de poca altura.

Los huecos causados por la extracción de este tipo de elementos, así como los pozos y agujeros existentes en la zona de explanación, deberán rellenarse y compactarse adecuadamente para evitar que estas zonas se comporten como puntos débiles en la estructura del terreno.

Debido al elevado coste de las operaciones de extracción y transporte de este tipo de elementos, la tendencia actual es reducirlas en la medida de lo posible. En este sentido, el TRB norteamericano sugiere que en terraplenes cuya altura supere los 2 m., los árboles pueden cortarse a unos 10 cm. de la superficie natural del terreno, mientras que los tocones pueden permanecer en su sitio.

### Eliminación de la capa de tierra vegetal

Otro aspecto a tener en cuenta es la eliminación de la capa más superficial de terreno, generalmente compuesta por un alto porcentaje de materia orgánica (humus), que como sabemos debe ser evitada a toda costa dada la susceptibilidad que presenta a procesos de oxidación y mineralización. Por ello, la tierra vegetal que no haya sido eliminada durante el desbroce deberá removerse de la zona y almacenarse adecuadamente para su posterior uso donde sea preciso; generalmente se emplea en la revegetación de terraplenes, dado su extraordinario poder fertilizante.

No obstante, en terraplenes de gran altura puede considerarse la posibilidad de no eliminar esta capa si es de pequeño espesor –ya que los asientos que produzca serán pequeños en comparación con el total-, siempre y cuando no suponga una potencial superficie de deslizamiento del talud situado sobre ella.

Si el terraplén tuviera que construirse sobre terreno inestable o formado por turba, arcillas expansivas, fangos o limos de mala calidad, también deberá eliminarse dicha capa o procederse a su estabilización en el caso de tener un espesor considerable.

## Escarificado

Posteriormente a la eliminación de la capa vegetal es conveniente –y a veces necesario- **escarificar** y **recompactar** el terreno en una profundidad de entre 15 y 25 cm., dependiendo de las condiciones en que se encuentre dicho suelo, la altura del terraplén o el emplazamiento de la obra en zonas que comprometan su estabilidad.

La **escarificación** –también denominada *ripado*- es una tarea que consiste en la disgregación de la capa superficial del terreno, efectuada por medios mecánicos. Generalmente se emplean herramientas especiales acopladas a máquinas tractoras de gran potencia (bulldozers) que se encargan simultáneamente de la eliminación del terreno vegetal y del proceso de escarificado.

El objetivo de este proceso es uniformizar la composición del suelo y facilitar su posterior recompactación, haciendo que este proceso sea más efectivo. Eventualmente puede recurrirse al empleo de conglomerantes –cal y cemento- para mejorar las características mecánicas del suelo.

Por último, debe recordarse que sobre esta capa de terreno se asentará el cimientto del terraplén, por lo que es conveniente que quede preparada para una correcta recepción de esta primera capa del relleno.



Fig. 16.3 – Bulldozer efectuando labores de excavación y escarificado

## 2.2. Ejecución del terraplén

Una vez preparado el terreno sobre el que se asentará el terraplén, se procederá a la construcción del mismo, empleando materiales que cumplan las condiciones exigidas para cada zona, y que ya fueron comentadas anteriormente.

La ejecución del terraplén se compone de tres operaciones que se repiten cíclicamente para cada tongada, hasta alcanzar la cota asignada en proyecto; éstas son: extendido, humectación y compactación.

### Extendido

Primeramente, se procederá al extendido del suelo en **tongadas** de espesor uniforme y sensiblemente paralelas a la explanada. El material que componga cada tongada deberá ser homogéneo y presentar características uniformes; en caso contrario, deberá conseguirse esta uniformidad mezclándolos convenientemente.

El **espesor** de estas tongadas será lo suficientemente reducido para que, con los medios disponibles en obra, se obtenga en todo su espesor el grado de compactación exigido. Por lo general, dicho espesor oscila entre los 15 a 20 cm. de la tongada delgada empleada en suelos finos o secos y los 20 a 40 cm. de la tongada media, empleada en suelos granulares o húmedos.

Asimismo, durante la construcción del terraplén deberá mantenerse una pendiente transversal que asegure una rápida evacuación de las aguas y reduzca el riesgo de erosión de la obra de tierra.

La maquinaria a emplear en el extendido es muy diversa, y la elección de uno u otro modelo depende fundamentalmente de la distancia de transporte de las tierras:

- Para distancias de transporte inferiores a 500 m., se emplea el **bulldozer** –o el angledozer en terraplenes a media ladera- tanto en el transporte como en el extendido de cada tongada.



Fig. 16.4 – Maquinaria empleada en el transporte y extendido de tierras

- Si la distancia de transporte se halla entre 1 y 5 km. suele emplearse la **mototrailla** o *scraper* para el transporte y posterior extendido.
- Una distancia superior a los 5 km. requiere el empleo de palas cargadoras, camiones o **dumpers** para el transporte de las tierras y **motoniveladoras** para su extendido.

Una práctica habitual en obra es realizar **diagramas de compensación de masas** –también denominados diagramas de Brudner- para planificar adecuadamente la maquinaria necesaria en el movimiento de tierras y coordinar sus movimientos en función de la distancia de transporte.

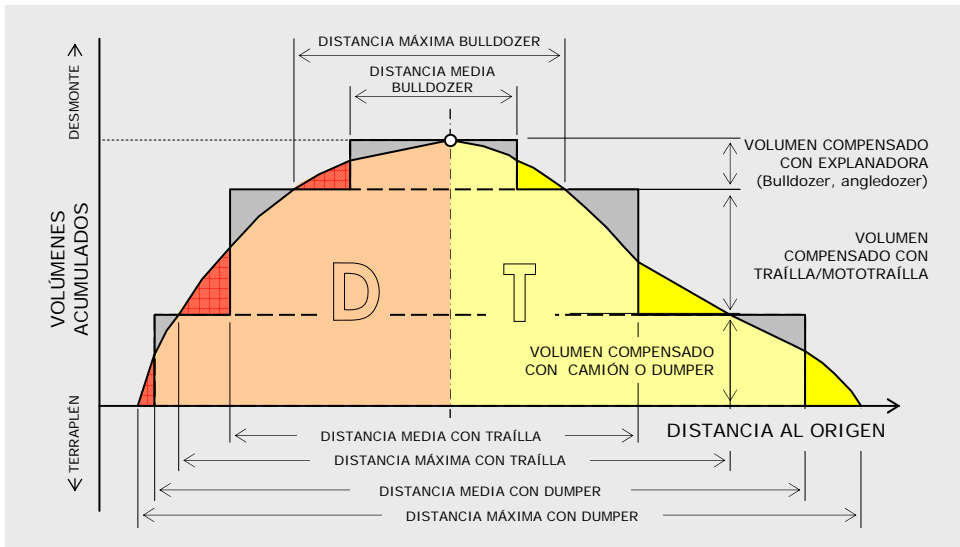


Fig. 16.5 – Diagrama de compensación del movimiento de tierras (Brudner)

## Humectación o desecación

Una vez ha sido extendida la tongada de terreno, se procede a acondicionar la humedad del suelo. Este proceso es especialmente importante, ya que cumple una doble función:

- Por un lado, asegura una **óptima compactación** del material, asegurando la suficiente resistencia y reduciendo los posteriores asentamientos del terraplén.
- Por otro, evita que las variaciones de humedad que se produzcan después de la construcción provoquen cambios excesivos de volumen en el suelo, ocasionando daños y deformaciones en el firme.

Suele tomarse como humedad de referencia la determinada en el ensayo de Proctor Normal o Modificado, denominada **humedad óptima Proctor**. Su valor es cercano a la **humedad de equilibrio**, que es la que alcanzará definitivamente el firme pasado un tiempo después de su construcción.

No obstante, existen una serie de casos particulares que es necesario tratar de forma especial:

- (a) Suelos secos: Un suelo con un bajo nivel de humedad puede ser compactado hasta su nivel óptimo sin necesidad de humectarlo, empleando para ello una mayor energía de compactación, ya que la humedad óptima disminuye con la energía de compactación. En este tipo de suelos el efecto de la compactación es reducido en profundidad, por lo que es conveniente emplear tongadas delgadas, de entre 15 y 25 cm.
- (b) Suelos sensibles a la humedad: Este grupo de suelos presentan curvas de compactación muy pronunciadas, lo que los hace especialmente sensibles a la humedad. Este hecho se traduce en que una pequeña variación en la humedad acarrea consigo un cambio sensible de la densidad del suelo.
- (c) Suelos expansivos: Este tipo de suelos –en el que destacan las arcillas– deben compactarse con unas condiciones óptimas de humedad para evitar cambios de volumen importantes durante la vida útil de la carretera, lo que podría ocasionar diversas patologías en el firme.
- (d) Suelos colapsables: Este tipo de suelos se caracterizan por su baja densidad y bajo grado de humedad, presentando un gran número de huecos en su seno. La inundación de este tipo de suelos ocasiona un fenómeno denominado **colapso**, que se traduce en el asiento brusco del terraplén. Por ello, es recomendable forzar esta compactación durante la fase de construcción, saturándolo en agua.

La maquinaria empleada en esta fase de construcción es generalmente un camión provisto de un tanque de agua (camión cuba). La humectación del terreno deberá ser progresiva y uniforme hasta alcanzar el grado óptimo estipulado.

Si la humedad del suelo es excesiva, existen diversas formas de reducirla; destacan el oreo del material, trabajándolo con gradas una vez extendido, o la adición de materiales secos o sustancias como la cal viva, que además mejorará las características resistentes del suelo.

## Compactación

Conseguido el grado de humedad óptimo, se procederá a la última fase de ejecución del terraplén: la compactación. El objetivo de este proceso –aumentar la estabilidad y resistencia mecánica del terraplén– se consigue comunicando energía de



vibración a las partículas que conforman el suelo, produciendo una reordenación de éstas, que adoptarán una configuración energéticamente más estable.

En términos más explícitos, la compactación trata de forzar el asiento prematuro del terraplén para que las deformaciones durante la vida útil de la carretera sean menores, ya que "cuanto más compacto esté un suelo, más difícil será volverlo a compactar".

La **calidad** de la compactación suele referirse a la **densidad máxima** obtenida en el ensayo Proctor. En cimientos y núcleos, se exigen densidades de al menos el 95% del Proctor Normal, mientras que en coronación, la densidad obtenida debe superar el 100% de la obtenida en dicho ensayo. Posteriormente hablaremos de los diversos métodos de control de densidades en obra.

La compactación de las tongadas siempre se efectuará desde fuera hacia el centro del terraplén; debe llevarse un especial cuidado en los bordes y taludes del mismo, debiendo emplearse una de las siguientes técnicas constructivas:

- Compactar una franja de por lo menos 2 m. de anchura desde el talud, en tongadas más delgadas y mediante maquinaria ligera apropiada (rodillos pequeños, bandejas vibratorias, etc.)
- Dotar de un ancho suplementario (1 m.) al terraplén sobre los valores estipulados en proyecto. Posteriormente se recortará el exceso colocado, pudiendo ser reutilizado.
- El relleno se efectúa sobre perfil teórico –de proyecto- y los taludes se compactan directamente mediante maquinaria apropiada.

La maquinaria empleada en la compactación de terraplenes es muy diversa, aunque suelen emplearse **compactadores vibratorios** de llanta metálica lisa, compactadores de neumáticos o rodillos de pata de cabra según el tipo de suelo; en los márgenes y zonas difíciles se emplean vibroapisonadores o planchas vibrantes.



Fig. 16.6 – Maquinaria de compactación de terraplenes

### 2.3. Terminación del terraplén

Una vez construido el terraplén se realizará el acabado geométrico del mismo, **reperfilando** los taludes y la superficie donde posteriormente se asentará el firme, empleándose generalmente la motoniveladora. También se realiza una última pasada con la compactadora –sin aplicar vibración- con el fin corregir posibles irregularidades producidas por el paso de la maquinaria y sellar la superficie.

Los taludes podrán ser revegetados para aumentar su estabilidad y favorecer su integración ambiental, pudiéndose emplear la capa de tierra vegetal anteriormente excavada dadas sus excelentes propiedades fertilizantes.



Fig. 16.7 – Motoniveladora perfilando la explanada mejorada

## 3. CONTROL DE CALIDAD

Para asegurar el correcto comportamiento del terraplén es necesario establecer una serie de procedimientos de control y comprobación de diversas características del suelo, y que a la larga van a determinar su comportamiento mecánico.

Actualmente se emplean dos métodos de control de calidad: el control de procedimiento –apenas empleado en nuestro país- y el control del producto terminado.

### 3.1. Control de procedimiento

Consiste en establecer la **forma** en que deberá efectuarse la ejecución del terraplén fijando, según las características del suelo disponible y el tipo de maquinaria a emplear, el espesor de la tongada o el número de pasadas. Además, se someterá al contratista a una supervisión continuada que asegure la correcta ejecución de la obra.

Este tipo de control se lleva a cabo en diversos países, destacando una vez más el modelo francés; en nuestro país, el control por procedimiento presenta diversas dificultades para su implantación, unas de tipo técnico y otras de tipo administrativo:

- Dificultades técnicas: El gran abanico climatológico existente en nuestro país dificulta la elaboración de métodos específicos de control suficientemente homogéneos.
- Dificultades administrativas: La escasa disponibilidad de personal especializado en realizar controles periódicos y detallados, unido al inconfundible carácter ibérico hacen más práctico el efectuar “ensayos sorpresa” durante la ejecución de la obra, manteniendo así un estado permanente de tensión y *falsa vigilancia* sobre el contratista.

### 3.2. Control del producto terminado

Este sistema de control fija las características que debe cumplir el material una vez colocado en obra. Para ello se miden *in situ* diversas características y se comparan con valores obtenidos sobre muestras patrón en laboratorio.

Generalmente, las magnitudes objeto de control son la **densidad** y la **capacidad portante**, mediante distintos métodos que a continuación se enumeran.

#### Control de la densidad

La densidad del suelo, en referencia a la obtenida en el ensayo Proctor, define directamente su grado de compactación. Para realizar la determinación de la densidad en obra, existen diversos artefactos:

- (a) Método de la arena (NLT-109): Consiste en la excavación de un agujero en la zona a ensayar, determinando el peso del material extraído. Para determinar el volumen del agujero, éste se rellena de arena empleando un recipiente calibrado que permita conocer la cantidad introducida. Conociendo masa y volumen, puede hallarse la densidad del suelo.
- (b) Método radioactivo: Se basa en la interacción de la radiación gamma con las electrones existentes en las partículas del suelo. El aparato nuclear –un contador Geiger- mide la diferencia entre la energía emitida y la recibida, que es proporcional a la densidad del suelo.



medida. Se consideran aceptables asientos medios de 3 mm. en la coronación y de 5 mm. en el núcleo del terraplén.

- (d) Compactímetros: Este tipo de aparatos van incorporados a la llanta de los compactadores vibratorios; miden la densidad y el grado de compactación del terreno en función de la onda armónica generada sobre el propio terreno durante el proceso de vibrocompactación.

## S.30

## Control de calidad de terraplenes en carreteras

MATERIA A CONTROLAR		ENSAYO	LOTE
MATERIALES	En el lugar de procedencia	• 1 Proctor normal	- 1.000m <sup>3</sup> de material - 1 vez al día
		• 1 Granulométrico • 1 Límites Atterberg	- 5.000 m <sup>3</sup> de material - 1 vez cada 3 días
		• 1 CBR laboratorio • 1 Materia orgánica	- 10.000 m <sup>3</sup> de material - 1 vez a la semana
	En el tajo o lugar de empleo	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Examinar los montones procedentes de la descarga de camiones, desechando los que a simple vista contengan restos de tierra vegetal, materia orgánica o bolos</li> <li>- Señalar aquellos lotes que presenten alguna anomalía en su aspecto</li> <li>- Tomar muestras de los lotes señalados para repetir los ensayos efectuados en el lugar de procedencia</li> </ul>	
EXTENSIÓN		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Comprobar <i>grosso modo</i> el espesor y anchura de las tongadas</li> <li>- Vigilar la temperatura ambiente, siempre superior a 2° C</li> </ul>	
COMPACTACIÓN	Centro del terraplén	• 5 Det. de Humedad • 5 Det. de Densidad	- 5.000m <sup>2</sup> de tongada - 1 vez al día
	Franjas laterales (2.00 m)	• 1 Det. de Humedad • 1 Det. de Densidad	- Cada 100 metros lineales a ambos lados
GEOMETRÍA		<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cotas de replanteo de eje, con mira cada 20 m. más los puntos singulares</li> <li>- Anchura y pendiente transversal en los mismos puntos</li> <li>- Existencia de desigualdades de anchura, rasante o pendiente transversal aplicando la regla de 3 m. en caso de sospecha</li> </ul>	

Fuente: Recomendaciones para el control de calidad en carreteras, (MOPU, 1.978)

## 4. CONSEJOS Y RECOMENDACIONES

Naturalmente, el proyecto y construcción de terraplenes no puede resumirse en apenas veinte páginas; son muchos los aspectos y detalles que por motivos de espacio han quedado fuera del ámbito de este texto. No obstante, se recogen unas recomendaciones genéricas, que tratan de ser un compendio de los rasgos más importantes a tener en cuenta a la hora de proyectar y construir terraplenes.

### 4.1. Recomendaciones de proyecto

En este apartado se abordarán distintos casos específicos de terraplenes construidos en circunstancias o entornos singulares, tratando de dar un enfoque racional a su proyecto.

#### Terraplenes de poca altura

En este tipo de terraplenes se hace más patente la influencia del terreno natural, dada su proximidad a la coronación. Por ello, es necesario realizar una excavación adicional o *cajeado* para ubicar el cimiento; de este modo se dará mayor uniformidad al terreno de apoyo.

También es recomendable fijar una **altura mínima** para evitar molestas transiciones terraplén-desmante en zonas ligeramente onduladas y mejorar las condiciones de drenaje, al aislar el firme del agua freática existente en el terreno. En este sentido, es aconsejable disponer espesores mínimos de al menos 1 metro.

Por último, señalar que en este tipo de obras de escasa altura, la calidad del material que compone el cimiento adquiere cierta importancia; por ello, sería bueno emplear suelos de mayor calidad –adecuados y seleccionados- o estabilizarlos con cal o cemento para mejorar sus cualidades resistentes.

#### Terraplenes de gran altura

Genéricamente, puede afirmarse que la mayoría de los terraplenes asientan del orden de un 1 a un 3% de su altura a lo largo de su vida útil, dependiendo de la calidad de su ejecución. En terraplenes de gran altura, estos asientos alcanzan valores considerables, lo que supone un problema dadas las escasas tolerancias geométricas admisibles por el firme.

A este hecho se une la posibilidad de que existan **superficies de deslizamiento**, causantes de asientos diferenciales que pueden incluso llegar a colapsar totalmente la estructura. Este hecho se ve favorecido por la presencia corrientes subálveas, que originan presiones intersticiales en el seno del terraplén; un adecuado sistema de drenaje profundo puede contribuir a reducir en gran medida este problema.

Para aminorar la magnitud de los asientos existen diversas técnicas; aquí enumeraremos las más empleadas actualmente:

(a) Post-compactación: Se fundamenta en conseguir un mayor empaquetamiento de las partículas de suelo, empleando para ello grandes pesos soltados desde una altura considerable (compactación dinámica), materiales explosivos para zonas profundas de terraplén (compactación por explosivos) o elementos vibrantes introducidos a lo largo de la estructura (vibroflotación, vibrodesplazamiento o vibrosustitución mediante columnas de grava).

(b) Precarga del terreno: Este método consiste en aplicar una carga sobre el terreno que constituye el terraplén, de forma que asiente prematuramente. Posteriormente, se volverá a rellenar hasta volver a alcanzar la cota de proyecto. Este tipo de tratamiento es muy efectivo en suelos finos.

Existen diversas variantes de este sistema: relleno de tierras, empleo de grandes bloques de hormigón y escollera, precarga por vacío, reducción del nivel freático, empleo de columnas de arena o drenes de mecha.

(c) Inyecciones: Se basan en mejorar las cualidades del suelo inyectando en él materiales más resistentes. Se emplean sobre todo en suelos granulares constituidos por gravas o arenas de tamaño medio.

Al igual que en el caso anterior, existen diversos procedimientos, entre los que destacan la impregnación y la hidrofracturación –inyección a baja presión- o la compactación y la mezcla in situ (Jet Grouting) como métodos de inyección a alta presión.



Fig. 16.9 – Sistemas de precarga (drenes de mecha) y vibrosustitución (columnas de grava)

## Terraplenes sobre suelos blandos

Ocasionalmente, el trazado de la carretera puede atravesar zonas sobre las que existen depósitos de suelos blandos, tales como arcillas, limos e incluso turbas. Es de sobra conocido que este tipo de materiales presentan un **nefasto comportamiento** como soporte de cualquier tipo de obra de tierra.

Ante esta situación cabe obrar de dos posibles maneras: si la capa en cuestión tiene poca potencia puede ser económicamente viable su eliminación empleando maquinaria de movimiento de tierras; sin embargo, un mayor espesor obligará a replantear la estrategia, actuando directamente sobre el terreno existente para intentar mejorar sus cualidades resistentes.

A priori es difícil establecer qué espesor marca la frontera entre ambos métodos, ya que existen gran cantidad de variables específicas para cada caso que inclinarán la balanza hacia una u otra solución.

Lo que sí que es conveniente realizar siempre en este tipo de suelos es un **estudio geotécnico** que caracterice el terreno, de forma que puedan estimarse de forma más precisa la estabilidad y los asientos admisibles del terraplén. También es recomendable hacer un estudio comparativo de las dos soluciones –eliminación o mejora estructural- para determinar cuál es la más idónea.

## Terraplenes sobre laderas

Las obras asentadas sobre laderas –especialmente las lineales, como es el caso de las carreteras- suponen un reto para el ingeniero, ya que plantean una serie de problemáticas relacionadas con la **estabilidad mecánica**.

A lo largo del presente siglo se han ideado diversas teorías y modelos que pretenden explicar el comportamiento mecánico del suelo ante los esfuerzos de compresión y cizalla a partir de las características geométricas y físicas del terraplén; algunos de estos métodos de estabilidad se explican con detalle en el siguiente capítulo.

Existen diversas técnicas constructivas que favorecen la estabilidad de este tipo de elementos; la más inmediata –pero también la más cara- es tender los taludes de la explanación. El inconveniente es el notable incremento del volumen de tierras que puede llegar a suponer.

En el caso de laderas en roca, una buena medida es eliminar la capa de material erosionado y de origen aluvial que queda almacenada en superficie, en el caso de que presente un espesor reducido (del orden de 6 m.) y se dude de sus características mecánicas y de estabilidad. Si la potencia es grande, puede optarse por estabilizarlo.

En laderas con taludes superiores a 2:1 –e incluso a 4:1 ó 6:1- es aconsejable **escalonar** la superficie de contacto entre terreno y terraplén; si además existe riesgo de filtraciones, deben disponerse drenes longitudinales en cada uno de los escalones



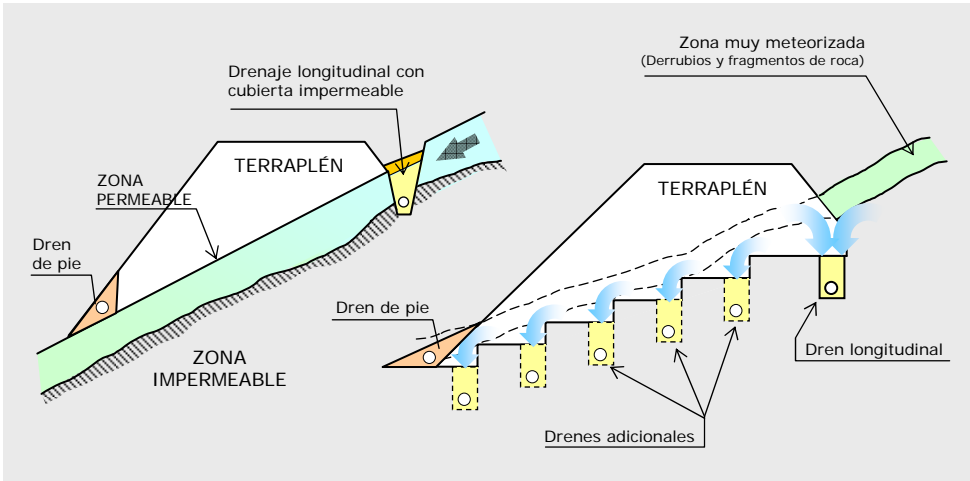


Fig. 16.10 – Terraplenes en laderas

para evitar **presiones intersticiales** que desestabilicen la obra. Dichos escalones deberán tener una anchura suficientemente holgada para permitir el paso de maquinaria sobre ellos.

Si se presume que la ladera es inestable, puede ser factible salvarla mediante **viaductos** en secciones mixtas o completas, de forma que la vía no toca el terreno, cimentándose directamente sobre un estrato profundo más competente.

## 4.2. Recomendaciones de construcción

La correcta ejecución de cualquier tipo de obra es garantía de calidad, ya que de esta forma se asegura que los materiales van a ser capaces de cumplir la función asignada en la fase de proyecto.

Aunque ya se dieron consejos y recomendaciones cuando estudiamos cada una de las fases constructivas de un terraplén, no está de más recoger otros de carácter general, referidos a ciertas medidas a tomar durante su construcción:

- Los terraplenes deben ejecutarse cuando la temperatura ambiente supere los 2°C a la sombra; una temperatura inferior afectaría al agua contenida en el suelo, pudiendo llegar a congelarla y dificultando la compactación.
- Sobre las capas en ejecución debe evitarse el paso de todo tipo de tráfico rodado hasta que se haya completado su compactación. Si esto no es posible, el tráfico que necesariamente deba pasar deberá distribuirse a lo ancho de la superficie, para evitar concentraciones de huellas de rodadura.

- Durante la ejecución del terraplén deberá asegurarse una pendiente transversal suficiente –en torno al 6%– para la rápida evacuación de las aguas pluviales. En caso de una parada prolongada en su construcción, deberá acondicionarse la superficie de forma que quede lo más lisa posible para evitar la erosión y el arrastre de materiales sobre el terraplén.
- Deberá cuidarse que la compactación sea correcta y uniforme, tanto en los flancos como en el centro del terraplén. De no hacerse, podrían producirse grietas laterales y combaduras en la superficie de rodadura.

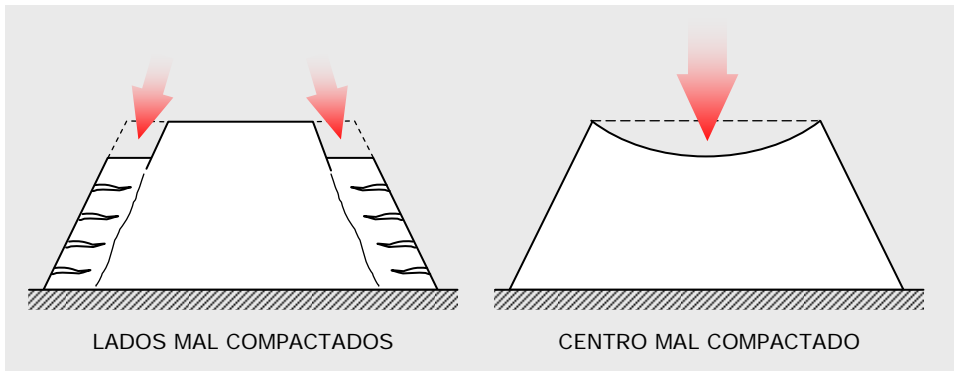


Fig. 16.11 – Consecuencias de una mala compactación

### Suelos con nivel freático alto

Existen zonas donde el **agua freática** se halla muy cerca de la superficie del terreno natural, llegando incluso a aflorar en algunos puntos. Este exceso de humedad es perjudicial para la estabilidad de las obras de tierra, por lo que es imprescindible alejarla o al menos evitar que afecte a las características resistentes del relleno.

A continuación describiremos brevemente cuatro métodos usualmente empleados para la construcción de terraplenes en terrenos húmedos:

- Excavación de zanjas profundas: La realización de pozos o zanjas longitudinales a gran profundidad flanqueando la obra favorece el drenaje del agua freática, alejándola de la superficie; además, puede emplearse como sistema de precarga, ya que favorece la consolidación del suelo.
- Empleo de geotextiles: El geotextil es un tejido que impide el paso del agua, por lo que puede emplearse para evitar el contacto del agua freática con el terraplén.
- Construcción en *sandwich*: Bajo este nutritivo nombre se esconde un proceso constructivo que consiste en colocar capas alternadas de material

cohesivo con exceso de humedad y material granular. Puede ser efectivo si se impide la mezcla entre ambas capas y la excesiva acumulación de agua en los primeros.

- (d) Estabilización del suelo: En determinados casos puede recurrirse a efectuar un tratamiento del suelo con cal o cemento, esparciendo uniformemente sacos que posteriormente serán rotos, disgregados y mezclados con el suelo empleando una grada de discos. Un suelo típico de este caso son los limos húmedos, donde se da el fenómeno del *colchoneo* –ondulación del terreno al paso de la maquinaria- y que dificulta su puesta en obra.

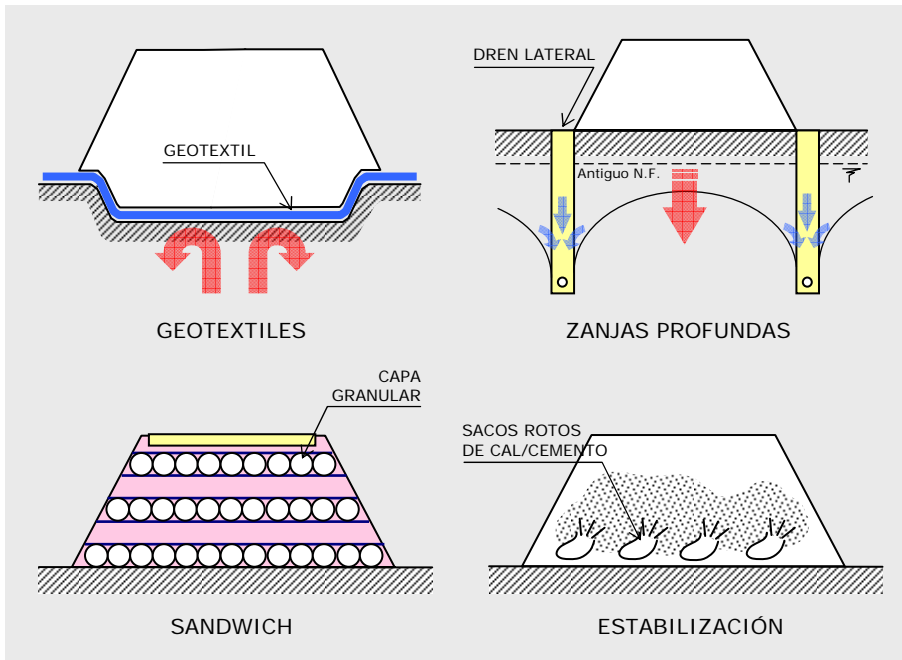


Fig. 16.12 – Terraplenes en suelos con nivel freático alto



# 17

## DESMONTES

Muchas veces, las caprichosas formas que adopta el relieve obligan al proyectista de carreteras a atravesarlo total o parcialmente para adaptar la rasante de la carretera, bien para evitar pendientes elevadas, un trazado excesivamente sinuoso y sobre todo, un coste inadmisibile de la obra.

Es en este punto donde entra en acción el **desmante**; gracias a esta obra de tierra puede materializarse el citado *recorte* del terreno, excavándose a su través una trinchera por donde discurrirá la carretera.

Mecánicamente, el desmante es un desafío a la **estabilidad** de una ladera que ve roto el equilibrio forjado a lo largo de cientos de miles de años. Por ello, y para que su proyecto sea lo más acertado posible, se han elaborado una serie de teorías que tratan de explicar el comportamiento de un terreno sometido a esta situación extraordinaria.

Desgraciadamente, este tipo de obras pueden plantear graves problemas, dependiendo eso sí de la naturaleza del terreno afectado. No obstante, los avances en tecnología de materiales y técnicas de sostenimiento han ido proveyendo al ingeniero de remedios que palien este tipo de patologías.

En este capítulo se analizará la problemática que puede plantear este tipo de obras tanto en terrenos disgregados como en macizos rocosos, facilitando además una serie de herramientas de cálculo para su correcto proyecto.

## 1. ESTABILIDAD DE TALUDES

El principal problema que se plantea a la hora de proyectar cualquier tipo de explanación es asegurar la estabilidad de sus taludes, ya que las características resistentes de ese suelo de nada servirán si se producen continuos **deslizamientos** que pongan en peligro la funcionalidad de la carretera a la que sirven de soporte.

Parece claro que la estabilidad de un talud depende tanto de su geometría –pendiente y altura- como de las características intrínsecas del propio suelo que lo forma –ángulo de rozamiento interno y cohesión- y que definen su resistencia a cizalla.

En este sentido, un **suelo sin cohesión** –por ejemplo, una arena limpia y seca- será estable siempre y cuando su ángulo de rozamiento interno ( $\varphi$ ) sea superior al ángulo que forma el talud con la horizontal ( $\beta$ ). En **suelos cohesivos** este valor aumenta, dado que a la fuerza de rozamiento interno que se opone al movimiento se suma la producida por la cohesión entre las partículas del suelo.

### 1.1. Modelos de deslizamiento

El deslizamiento de un talud se produce por la rotura y posterior desplazamiento de una cuña de suelo a lo largo de un **plano de debilidad**, lo que ocasiona un desmoronamiento total o parcial de dicho talud. Las causas que producen este deslizamiento son muy diversas –filtraciones de agua, vibraciones, socavaciones...- lo que hace difícil su encuadre analítico.

El ingeniero sueco Pettersson, tras estudiar con detenimiento este problema, concluyó que el deslizamiento de un suelo se produce a lo largo de una superficie de curvatura variable, que posteriormente asimiló a un arco de circunferencia dada su mayor simplicidad de cálculo. En honor a la nacionalidad de su descubridor, estas superficies de rotura reciben el nombre de **círculos suecos**.

Este modelo general de rotura presenta diversos matices en función del tipo de suelo y de la geometría del talud, pudiéndose distinguir los siguientes casos:

- (a) Círculo superficial de pie: La superficie de deslizamiento pasa por el pie del talud, siendo éste el punto más bajo de la misma. Este tipo de rotura se produce en suelos con alto ángulo de rozamiento interno –gravas y arenas fundamentalmente- o en taludes muy inclinados (valores de  $\beta$  altos)
- (b) Círculo profundo: En este caso, la superficie de rotura pasa por debajo del pie del talud. Se da con asiduidad en taludes tendidos –valores de  $\beta$  bajos- o formados por suelos de bajo rozamiento interno, como arcillas y limos.
- (c) Círculo profundo de pie: Al igual que ocurría en el primer caso, la superficie de deslizamiento intersecta con el pie del talud, aunque en esta ocasión no se trata de su punto más bajo. Se plantea como una situación intermedia entre las dos anteriores.

- (d) Círculo condicionado: La presencia de estratos más duros o de diversos elementos resistentes –muros, pilotes, edificaciones, rellenos, etc.- en las proximidades del talud condiciona la magnitud y profundidad de la superficie de rotura.

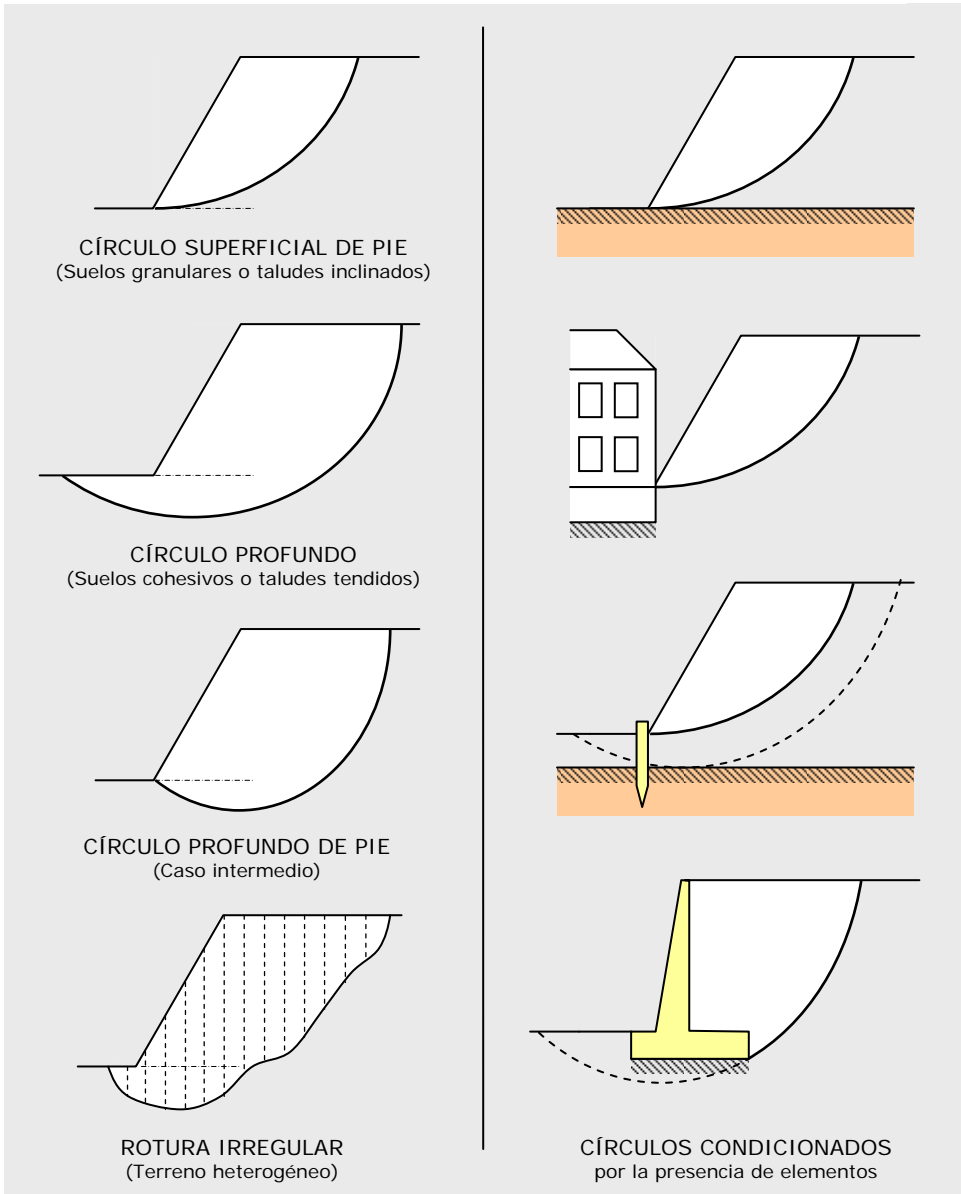


Fig. 17.1 – Formas de rotura de un talud

Los anteriores supuestos tienen aplicación únicamente en el caso de que el terreno sea **homogéneo**. En el caso de que presente heterogeneidades en su seno, será preciso recurrir a otros modelos más complejos, que emplean métodos discretos de cálculo basados en elementos finitos.

## 1.2. Métodos de cálculo

Una vez analizado el proceso de rotura de un talud, el siguiente paso es cuantificarlo, de forma que podamos hacernos una idea de cómo deberán diseñarse los taludes de desmonte y terraplén para que éstos sean estables.

Para efectuar este análisis cuantitativo existen diversos métodos de cálculo –la mayoría de ellos de origen semiempírico– que tratan de relacionar las características del suelo con las sollicitaciones a las que éste se ve sometido. De entre ellos, destaca por su simplicidad, racionalidad y validez didáctica el método de Fellenius, posteriormente tabulado por Taylor.

### Método de Fellenius

Este método de cálculo se basa en la aplicación directa de los fundamentos de la Mecánica Racional clásica. Para ello, Fellenius divide la supuesta cuña de deslizamiento en **rebanadas**, estudiando el estado de fuerzas en cada una de ellas. La condición de equilibrio de cada rebanada vendrá dada por la superioridad de las fuerzas estabilizadoras sobre las desestabilizadoras en la superficie de deslizamiento:

$$\text{Fuerzas estabilizadoras (S)} \geq \text{Fuerzas desestabilizadoras (T)}$$

Las **fuerzas estabilizadoras** (S) están compuestas por las fuerzas de cohesión y rozamiento interno del terreno:

$$S = F_R + F_C = P \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot \frac{\Delta x}{\cos \alpha}$$

donde P es la carga sobre la superficie de rotura ( $P = W + q \cdot \Delta x$ , siendo W el peso de la cuña de tierra y q la sobrecarga de uso)

$\alpha$  es el ángulo que forma la superficie de rotura con la horizontal

$\varphi$  es el ángulo de rozamiento interno del terreno

c es la cohesión del mismo

$\Delta x$  es el grosor de la rebanada

Las **fuerzas desestabilizadoras** (T) se identifican con la componente tangencial de las cargas sobre la superficie de rotura:

$$T = P \cdot \operatorname{sen} \alpha = (W + q \cdot \Delta x) \cdot \operatorname{sen} \alpha = (\gamma \cdot A + q \cdot \Delta x) \cdot \operatorname{sen} \alpha$$

donde  $\gamma$  es el peso específico del suelo

A es la superficie de la cuña de terreno que forma la rebanada

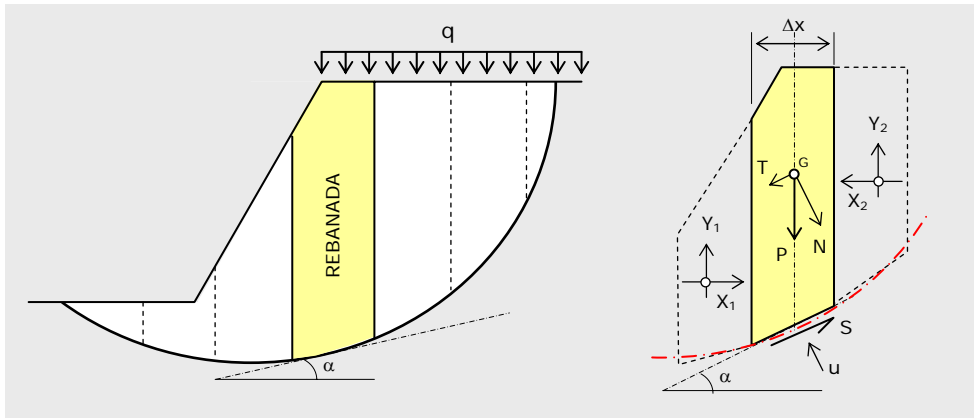


Fig. 17.2 – Estado de fuerzas actuantes en una rebanada de terreno

Este método supone que las fuerzas de interacción entre rebanadas ( $X_i$ ,  $Y_i$ ) no influyen de manera significativa en la sección de cálculo, ya que o bien son de pequeña magnitud o bien se anulan casi totalmente entre ellas; este hecho no es del todo cierto en determinados casos donde existen cargas no uniformes sobre el terreno.

Aunque es muy recomendable, no siempre es posible conocer directamente las características físicas y mecánicas del suelo ( $\gamma$ ,  $c$ ,  $\phi$ ) para comprobar su estabilidad. La siguiente tabla recoge estos valores para cada tipo genérico de suelo:

## T.50

## Características físicas típicas de diversos suelos

TIPO DE SUELO	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (grados)	$c$ (T/m <sup>2</sup> )
Bloques y bolos sueltos	1.70	35-40°	
Grava	1.70	37.5°	-
Grava arenosa	1.90	35°	
Arena compacta	1.90	32.5-35°	
Arena semicompacta	1.80	30-32.5°	-
Arena suelta	1.70	27.5-30°	
Limo firme	2.00	27.5°	1-5
Limo	1.90	25°	1-5
Limo blando	1.80	22.5°	1-2.5
Marga arenosa rígida	2.20	30°	20-70
Arcilla arenosa firme	1.90	25°	10-20
Arcilla media	1.80	20°	5-10
Arcilla blanda	1.70	17.5	2-5
Fango blando arcilloso	1.40	15°	1-2
Suelos orgánicos (turba)	1.10	10-15°	-



La evaluación del grado de estabilidad de cada rebanada se realiza aplicando el concepto de **coeficiente de seguridad al deslizamiento (F)**, definido como el cociente entre las fuerzas a favor y en contra del deslizamiento:

$$F = \frac{S}{T} = \frac{P \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot \frac{\Delta x}{\cos \alpha}}{P \cdot \operatorname{sen} \alpha}$$

Un factor que puede afectar negativamente a la estabilidad de un talud es la **presión intersticial (u)** producida por la presencia de agua infiltrada en el terreno. La influencia se hace patente en la disminución de las fuerzas estabilizadoras, con lo que la ecuación de estabilidad de Fellenius queda del siguiente modo:

$$F = \frac{(P \cdot \cos \alpha + u \cdot \Delta x) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot \frac{\Delta x}{\cos \alpha}}{P \cdot \operatorname{sen} \alpha}$$

De la anterior expresión, se deduce que la presión intersticial es una fuerza que afecta a la superficie de deslizamiento, disminuyendo el efecto de fricción entre la cuña de terreno suprayacente y dicha superficie de contacto. Uno de los mayores problemas que encuentra el proyectista es dar una estimación fiable del valor de esta subpresión.

El **método de Fellenius** radica en hallar el coeficiente de seguridad global, correspondiente a la totalidad del terreno supuestamente movilizado. La superficie de deslizamiento más aproximada a la realidad –denominada **círculo crítico**– será aquella que presente un menor valor de dicho coeficiente:

$$F = \sum F_i = \frac{\sum (P_i \cdot \cos \alpha_i + u_i \cdot \Delta x_i) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot \frac{\Delta x_i}{\cos \alpha_i}}{\sum P_i \cdot \operatorname{sen} \alpha}$$

Dada la incertidumbre del método, es normal adoptar valores mínimos de F de entre 1.25 y 1.80, siendo 1.50 el valor más habitual. De este modo, cualquier talud cuyo círculo crítico presente un valor de F inferior al mínimo exigido será considerado inestable.

## Ábaco de Taylor

El anterior método de cálculo tiene el gran inconveniente de ser largo y tedioso de calcular manualmente, corriendo el riesgo de cometer equivocaciones dado el gran número de cálculos iterativos necesarios.

Basándose en dicho método, Taylor (1.937) se armó de paciencia y confeccionó un ábaco que permite determinar la máxima inclinación posible del talud ( $\alpha$ ) en función de su altura (H), cohesión (c), ángulo de rozamiento interno ( $\varphi$ ), peso específico ( $\gamma$ ) y del coeficiente de seguridad (F) exigido.

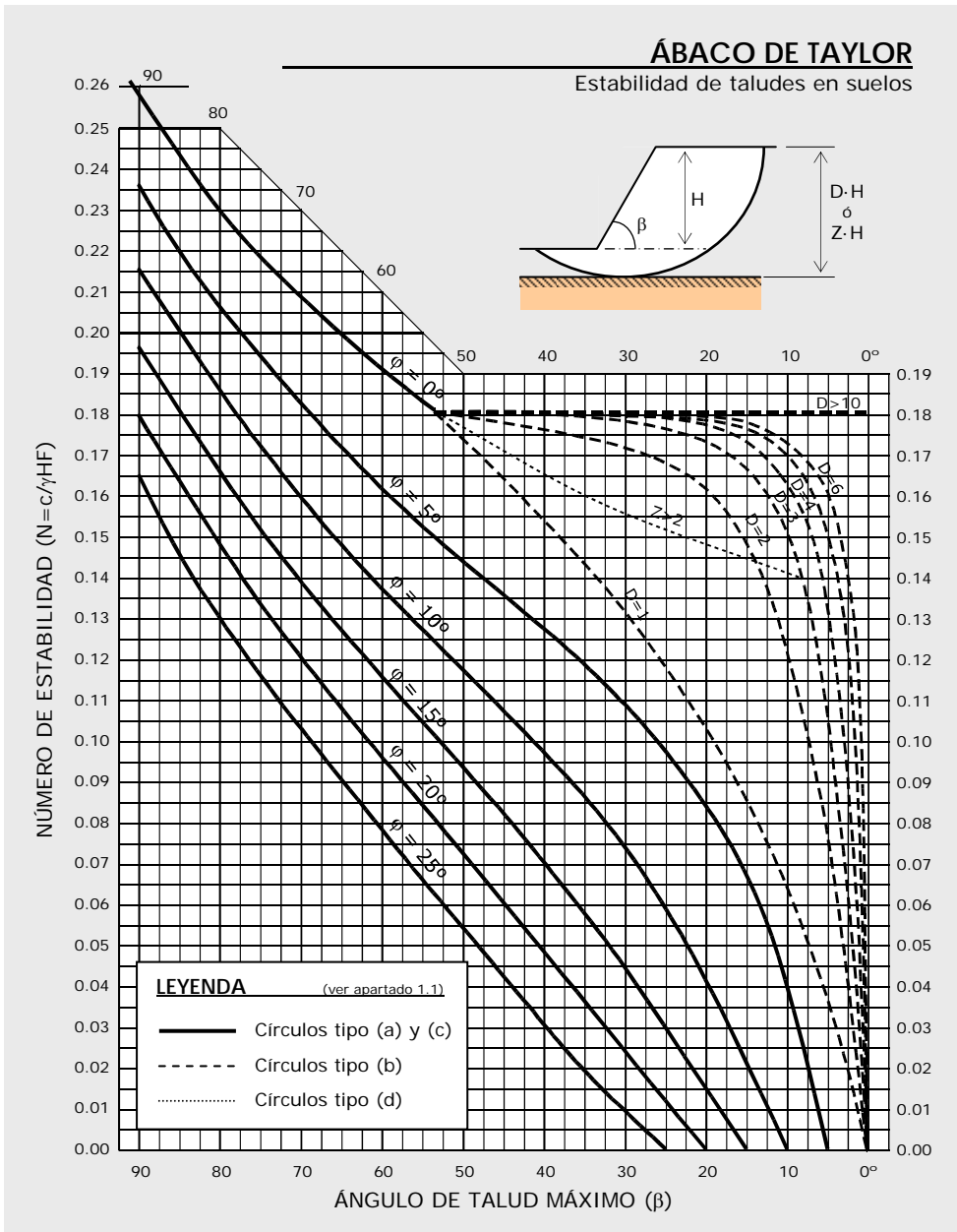


Fig. 17.3 – Ábaco de Taylor

Para dotar de una mayor sencillez y funcionalidad a esta herramienta de cálculo, ideó el llamado **número de estabilidad** (N), definido por la siguiente expresión adimensional:

$$N = \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot F}$$

donde c es la cohesión en T/m<sup>2</sup>

g es el peso específico del terreno en T/m<sup>3</sup>

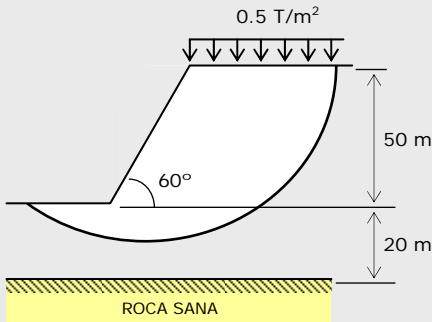
H es la altura del talud en m

F es el coeficiente de seguridad al deslizamiento

Si fijamos ciertos valores en la anterior expresión –lo normal es conocer el peso específico, el ángulo de rozamiento interno, la cohesión y el coeficiente de seguridad– podemos hallar la altura máxima que puede alcanzar el talud para distintos valores de su pendiente. Debe recalarse que esta **altura crítica** está directamente relacionada la carga vertical, compuesta no sólo por con el volumen de tierras, sino también por las sobrecargas muertas y de uso que posea dicho talud.

**E.16 Estabilidad de taludes en carreteras**

El importante deterioro de la carretera N-323 en un tramo de 12 km. comprendido entre las localidades de Ízbor y Vélez (Granada) ha alarmado a los técnicos, que sospechan de la presencia de fenómenos de deslizamiento activos en la zona.



DATOS DEL TERRENO

c	Cohesión	0.74 kg/cm <sup>2</sup>
φ	Rozam. Interno	19°
γ	Peso específico	1.83 T/m <sup>3</sup>

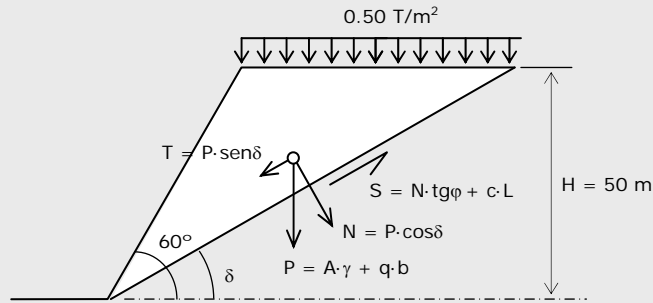
**TIPO DE TERRENO:** De origen metamórfico, formado por filitas y metapelitas (arcillas), carbonatos, gneises, micaesquistos y cuarcitas.

Teniendo en cuenta la sección del desmonte que conforma la explanación de la vía y las características físicas y mecánicas del suelo que lo compone, se pide:

- (a) Comprobar su estabilidad suponiendo una superficie de deslizamiento recta

Para efectuar esta comprobación bastará con aplicar la fórmula de Fellenius reducida a una única cuña triangular de suelo.

Las fuerzas actuantes sobre dicha cuña se muestran en la siguiente figura:



Donde las magnitudes geométricas auxiliares son:

$$b = H \cdot (\cot g \delta - \cot g 60^\circ) ; L = \frac{H}{\sin \delta}$$

El peso de la cuña se calculará como:

$$P = W + q \cdot b = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot (\cot g \delta - \cot g 60^\circ) + q \cdot H \cdot (\cot g \delta - \cot g 60^\circ)$$

Establecemos el balance de fuerzas (al no haber presión intersticial,  $u=0$ ):

- Fuerzas en contra del deslizamiento  $\rightarrow S = (P \cdot \cos \delta) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot L$
- Fuerzas a favor del deslizamiento  $\rightarrow T = P \cdot \operatorname{sen} \delta$

Al ser el ángulo que forma el plano de deslizamiento con la horizontal ( $\delta$ ) la incógnita, la ecuación de Fellenius dependerá de funciones trigonométricas de compleja resolución, por lo que el valor de  $\delta$  se obtendrá por tanteos sucesivos:

$$F = \frac{\left[ \left( \frac{\gamma \cdot H}{2} + q \right) \cdot H \cdot (\cot g \delta - \cot g 60^\circ) \cdot \cos \delta \right] \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot \frac{H}{\sin \delta}}{\left( \frac{\gamma \cdot H}{2} + q \right) \cdot H \cdot (\cot g \delta - \cot g 60^\circ) \cdot \operatorname{sen} \delta}$$

Sustituyendo en la fórmula los datos del enunciado del problema:

$$F = \frac{[(0.5 \cdot 1.83 \cdot 50 + 0.5) \cdot 50 \cdot (\cot g \delta - \cot g 60^\circ) \cdot \cos \delta] \cdot \operatorname{tg} 19^\circ + 7.4 \cdot \frac{50}{\sin \delta}}{(0.5 \cdot 1.83 \cdot 50 + 0.5) \cdot 50 \cdot (\cot g \delta - \cot g 60^\circ) \cdot \operatorname{sen} \delta}$$

Mediante sucesivos tanteos hallamos la inclinación del **plano crítico** de deslizamiento, al que corresponderá el mínimo valor de F:

$$\delta = 39^\circ \rightarrow F = 1.04$$

Este valor es superior a la unidad, por lo que teóricamente el talud sería estable. A pesar de ello, la incertidumbre del resultado no asegura con suficiente margen de seguridad la estabilidad del talud.

**(b) Contrastar el resultado empleando el ábaco de Taylor**

Aun empleando una única cuña de deslizamiento, el anterior método de cálculo es complejo, tedioso e inexacto; por ello, resulta mucho más práctico emplear el ábaco de Taylor.

Para comprobar la estabilidad del talud, entraremos en el ábaco con el valor de su inclinación ( $\beta=60^\circ$ ) y el ángulo de talud natural ( $\varphi=19^\circ$ ), para obtener el número de estabilidad (N):

$$\left. \begin{array}{l} \beta = 60^\circ \\ \varphi = 19^\circ \end{array} \right\} N = 0.10$$

Conocidas las características del terreno –cohesión, peso específico y altura del terraplén- puede despejarse fácilmente el valor del coeficiente de seguridad al deslizamiento F:

$$N = \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot F} \rightarrow F = \frac{c}{\gamma \cdot H \cdot N} = \frac{7.4}{1.83 \cdot (50 + 0.5 / 1.83) \cdot 0.10} = 0.81$$

Este valor pone de manifiesto la inestabilidad del terraplén, lo que implica la existencia de deslizamientos activos, tal y como temían los técnicos.

Comparando este valor (0.81) con el obtenido en el apartado anterior (1.04), observamos una gran desviación de resultados; la conclusión práctica es que debe emplearse este último valor, al haber sido hallado por un método menos impreciso y más fiable.

**(c) Proponer soluciones viables al problema existente**

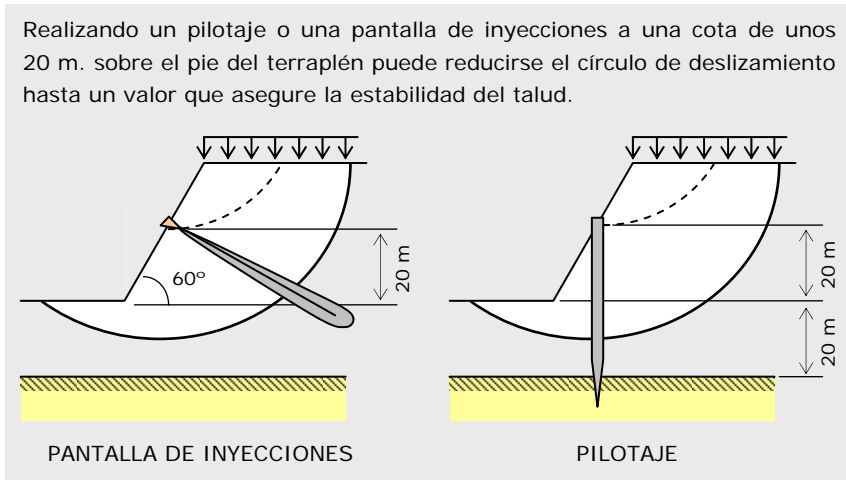
Dar soluciones económicamente ajustadas a este tipo de problemas no es fácil. La solución más inmediata consistiría en disminuir el ángulo del talud efectuando una excavación. Aplicando el ábaco de Taylor ( $F=1.50$ ):

$$N = \frac{7.4}{1.83 \cdot (50 + 0.5 / 1.83) \cdot 1.40} = 0.53 \rightarrow \beta = 40^\circ (\varphi = 19^\circ)$$

Haciendo un cálculo rápido, esta solución supondría la excavación de 768 m<sup>3</sup> de tierra por cada metro lineal de vía, lo que haría un total de casi 10 millones de m<sup>3</sup> a lo largo del tramo de 12 km. No es de extrañar que se descarte esta solución, al ser inviable económicamente y aberrante desde el punto de vista técnico.

Una solución más racional consistiría en reducir la altura de la cuña de deslizamiento mediante pilotes o inyecciones. La altura crítica vendrá dada también por el ábaco de Taylor:

$$H_c = \frac{c}{\gamma \cdot F \cdot N} = \frac{7.4}{1.83 \cdot 1.40 \cdot 0.10} = 28.88 \text{ m.}$$



### 1.3. Consolidación de laderas inestables

La solución más evidente de consolidar una ladera pasa por realizar un talud más tendido. Esto no siempre es posible, ya que pueden existir problemas de incompatibilidad de espacio con asentamientos o infraestructuras existentes. Además, esta solución acarrea un gran movimiento de tierras, resultando antieconómica.

Aparte de este, existen diversos métodos –muchos de ellos protegidos por patentes comerciales- empleados para conseguir una mejor respuesta del terreno a la acción de fuerzas desestabilizadoras, algunos de los cuales ya han sido introducidos en el ejercicio anterior. Los métodos clásicos de estabilización de laderas son:

- Armado del terreno: Esta técnica consiste en proporcionar resistencia al terreno empleando elementos ajenos al mismo. Dos claros ejemplos son el **micropilotaje**, que consiste en hincar pilotes de hormigón para recompactar y fijar el terreno, o la ejecución de **pantallas ancladas** al terreno mediante bulones metálicos, sujetos al mismo mediante inyecciones de cemento.
- Muros y revestimientos: Un **muro** puede ser la solución ideal para taludes que necesitan una pendiente suave, ya que evita el desmonte de gran cantidad de terreno. Por su parte, un **revestimiento** superficial con gunita –hormigón proyectado- creará una pantalla impermeable al agua y ayudará a evitar pequeños desprendimientos. Ambas técnicas pueden combinarse con un sistema de anclaje al terreno, aumentando en mucho su efectividad.
- Sistemas de drenaje: El agua es un gran enemigo para todo suelo sometido tensionalmente, ya que debilita su estructura y favorece su colapso. Por ello, un adecuado sistema de **drenaje** que aisle al terreno del agua infiltrada contribuirá a mejorar la estabilidad del talud.

## 2. TALUDES EN ROCA

A diferencia de los suelos, la estructura que presentan las rocas es complicada, ya que bajo su apariencia sólida y homogénea se esconden **anisotropías** originadas por grietas, planos de fractura o estratificación, diaclasas y plegamientos que hacen que su comportamiento mecánico no sea el esperado a primera vista.

Los taludes naturales o los excavados en roca están sujetos de forma permanente a procesos de inestabilidad, provocados por la acción de agentes erosivos –el agua en sus diversos estados es el principal- en el caso de los primeros, a los que se une la propia geometría del talud artificial en el segundo caso. Otro factor que también influye en la estabilidad es la sismicidad natural o provocada por las voladuras realizadas para excavar dicho talud.

Este tipo de taludes es característico de las zonas de **desmonte**, donde muchas veces es necesario *morder* el relieve para ajustar la traza de la carretera, con la consiguiente ruptura del equilibrio natural existente en sus taludes.

### 2.1. Mecanismos de rotura

Los tres principales mecanismos de rotura de un talud rocoso son los que a continuación se citan, y que pueden observarse en la figura de la página siguiente:

- (a) Rotura plana: Se produce a favor de una única familia de planos de rotura que buzcan en el mismo sentido que el talud, y cuya dirección es sensiblemente paralela a la del frente del talud. Se producen fundamentalmente debido a que el buzamiento de los planos es menor que el del talud –llegando a diferencias de hasta 20°-, con lo que el rozamiento movilizado no es suficiente para asegurar la estabilidad.
- (b) Cuña: Este tipo de roturas se dan en la intersección de dos familias de planos de discontinuidad de diferente orientación, formándose una línea de inmersión a favor del talud, aunque con una inclinación inferior al buzamiento de éste.
- (c) Vuelco: En este último caso el buzamiento de los planos de fracturación es contrario al del propio talud, lo que provoca una división del macizo rocoso en bloques independientes que van cayendo por acción de la gravedad.

### 2.2. Clasificaciones geomecánicas

Para abordar el estudio de la estabilidad de taludes en roca es ineludible acudir a los estudios que los profesores Richard Beniaowski y Manuel Romana –este último Catedrático de Geotecnia y Cimientos en la Universidad Politécnica de Valencia- han

realizado sobre la influencia de los diferentes parámetros geomecánicos en la estabilidad de macizos rocosos.

Fruto de estos estudios son los **índices RMR** (Rock Mass Rating) y **SMR** (Slope Mass Rating), que tratan de definir respectivamente la calidad de la roca y la de los taludes existentes.

## PRINCIPALES MECANISMOS DE ROTURA EN ROCAS

Aplicación a taludes excavados en obras de carreteras

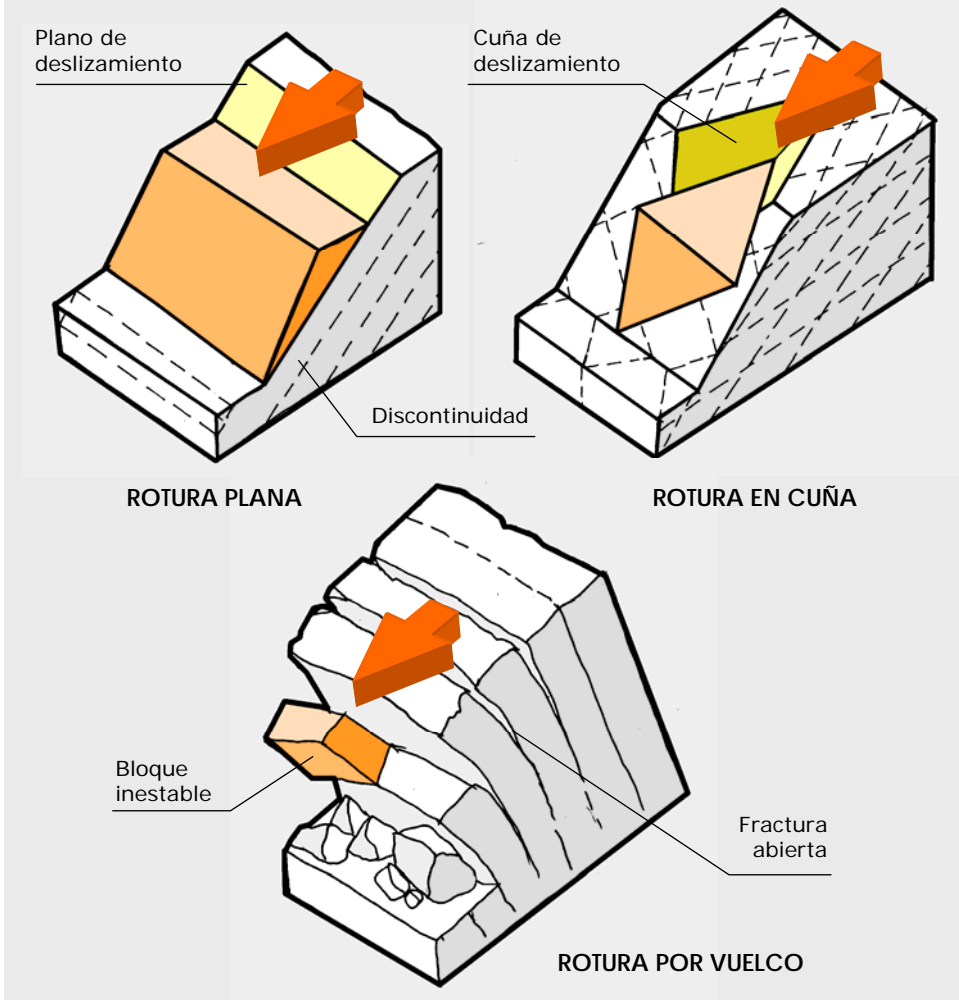


Fig. 17.4 – Mecanismos de rotura de un talud rocoso



## Determinación del índice RMR

El índice RMR (Bieniawski, 1979) define la calidad de un macizo rocoso valorando cuantitativa y cualitativamente una serie de parámetros:

- Resistencia de la roca sana, determinada mediante ensayos de carga puntual y compresión uniaxial.
- RQD (Rock Quality Designation), medido en sondeos o estimado. El RQD mide el grado de fisuración de una roca, y su expresión matemática es:

$$RQD = \frac{\text{Suma de tramos sin fisuras mayores de 10 cm}}{\text{Longitud total de la columna de roca}} \cdot 100$$

- Separación entre dos planos de discontinuidad –juntas, fisuras o diaclasas- consecutivos.
- Estado de las diaclasas, atendiendo especialmente a su abertura, bordes y rugosidad de la superficie.
- Existencia de flujo de agua intersticial a través de las juntas; el agua disminuye la resistencia mecánica de la roca.

Todos estos parámetros están tabulados, correspondiendo a cada rango de valores una puntuación o *rating*; la suma de todas las puntuaciones obtenidas en cada apartado determinará el índice RMR:

$$RMR = R_c + R_{RQD} + R_d + R_s + R_u$$

## Obtención del índice SMR

Este nuevo índice (Romana, 1985) introduce una serie de modificaciones en función de las características del talud, de forma que es posible determinar el grado de calidad y fiabilidad que ofrece un talud rocoso.

Su valor se calcula partiendo del índice RMR, al que se le resta un factor de ajuste –función de la orientación de las juntas- y se le suma otro coeficiente en función del método de excavación aplicado:

$$SMR = RMR - (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4$$

Debe hacerse una distinción entre valores del SMR y sus correspondientes factores ( $F_i$ ) para **rotura plana** (P) o **rotura con vuelco** (T).

El parámetro  $F_1$  depende del paralelismo entre el rumbo de las juntas y de la cara del talud; varía entre 1.00 (rumbos paralelos) y 0.15 (ángulo interrumbos mayor de 30°, donde la probabilidad de rotura es muy baja). Empíricamente se ajustan a la siguiente expresión, en la que  $\alpha_j$  y  $\alpha_s$  los rumbos de junta y talud respectivamente:

$$F_1 = (1 - \text{sen}(\alpha_j - \alpha_s))^2$$

Por otro lado, el valor de  $F_2$  depende del buzamiento de las juntas ( $\beta_j$ ) en la rotura plana (P), midiendo de alguna forma la probabilidad de la resistencia al esfuerzo cortante de dichas juntas; oscila entre 1.00 (buzamiento superior a  $45^\circ$ ) y 0.15 (buzamiento inferior a  $20^\circ$ ). En el caso de rotura con vuelco (T), el valor de  $F_2$  es 1.00. Aunque fue determinado empíricamente, existe una expresión matemática que permite su determinación:

$$F_2 = \text{tg}^2 \beta_j$$

El coeficiente  $F_3$  refleja la relación existente entre los buzamientos de los planos de discontinuidad ( $\beta_j$ ) y del talud ( $\beta_s$ ):

$$F_3 = \beta_j - \beta_s \text{ (rotura plana)}$$

$$F_3 = \beta_j + \beta_s \text{ (rotura con vuelco)}$$

Por último,  $F_4$  hace referencia a la influencia del método de excavación utilizado en la estabilidad del talud. Aquellos métodos que originen un mayor residuo o fisuren las capas superficiales del talud favorecerán el desprendimiento de fragmentos y bloques rocosos, precipitándose ladera abajo hacia la zona de explanación.

## T.51

## Factores de ajuste para el cálculo del índice SMR

F	VALORES		EVALUACIÓN GLOBAL				
			Muy Favorable	Favorable	Normal	Adverso	Muy Adverso
F <sub>1</sub>	P	$ \alpha_j - \alpha_s $	> 30°	30° a 20°	20° a 10°	10° a 5°	< 5°
	T	$ \alpha_j - \alpha_s - 180^\circ $					
			<b>0.15</b>	<b>0.40</b>	<b>0.70</b>	<b>0.85</b>	<b>1.00</b>
F <sub>2</sub>	P	$ \beta_j $	< 20°	20° a 30°	30° a 35°	35° a 45°	> 45°
	T	<b>VALOR F<sub>2</sub></b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>	<b>1.00</b>
			<b>0.15</b>	<b>0.40</b>	<b>0.70</b>	<b>0.85</b>	<b>1.00</b>
F <sub>3</sub>	P	$\beta_j - \beta_s$	> 10°	10° a 0°	0°	0° a -10°	< -10°
	T	$\beta_j + \beta_s$	< 110°	110° a 120°	> 120°	-	-
			<b>0</b>	<b>6</b>	<b>25</b>	<b>50</b>	<b>60</b>
F <sub>4</sub>	<b>MÉTODO DE EXCAVACIÓN DEL TALUD</b>						
	Talud natural	Precorte	Voladura suave	Voladura o Mecánico	Voladura deficiente		
	<b>+15</b>	<b>+10</b>	<b>+8</b>	<b>0</b>	<b>-8</b>		
LEYENDA: P corresponde al caso Rotura plana; T corresponde a Rotura por vuelco $\alpha_j$ es el rumbo o dirección de las juntas; $\alpha_s$ es la dirección del talud (slope) $\beta_j$ es el buzamiento de las juntas; $\beta_s$ es el buzamiento del talud							

Fuente: Manuel Romana (1.985)

**T.52** **Determinación del índice RMR**

PARÁMETRO		RANGO DE VALORES							
1	Resistencia de la roca sana (MPa)	Carga puntual	> 10	4 a 10	2 a 4	1 a 2	Preferible ver compr. Uniaxial		
		Compresión simple	> 250	100 a 250	50 a 100	25 a 50	5 a 25	1 a 5	< 1
	<b>VALORACIÓN (R<sub>c</sub>)</b>	<b>15</b>	<b>12</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>2</b>	<b>1</b>	<b>0</b>	
2	RQD (%) Rock Quality Designation		90 a 100	75 a 90	50 a 75	25 a 50	< 25		
	<b>VALORACIÓN (R<sub>RQD</sub>)</b>		<b>20</b>	<b>17</b>	<b>13</b>	<b>8</b>	<b>3</b>		
3	Separación entre diaclasas (m)		> 2.00	0.60 a 2.00	0.20 a 0.60	0.06 a 0.20	< 0.06		
	<b>VALORACIÓN (R<sub>d</sub>)</b>		<b>20</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	<b>8</b>	<b>5</b>		
4	Estado de las diaclasas		Muy rugosas Discontinuas Sin espacios Bordes sanos y duros	Ligeramente rugosas Aberturas de más de 1mm Bordes duros	Ligeramente rugosas Aberturas de más de 1mm Bordes blandos	Espejos de falla o Relleno < 5mm o Separación entre 1-5mm (Diaclasas continuas)	Relleno blando superior a 5mm o Abertura > 5mm (Diaclasas continuas)		
	<b>VALORACIÓN (R<sub>s</sub>)</b>		<b>30</b>	<b>25</b>	<b>20</b>	<b>10</b>	<b>0</b>		
5	Agua freática en juntas		Seco	Algo húmedo	Húmedo	Goteando	Fluyendo		
	<b>VALORACIÓN (R<sub>w</sub>)</b>		<b>15</b>	<b>10</b>	<b>7</b>	<b>4</b>	<b>0</b>		

Fuente: Z.T. Bieniawski (1.979)

**T.53** **Calidad de la roca en función de índice RMR**

CLASE	I	II	III	IV	V
RMR	100 ← 81	80 ← 61	60 ← 41	40 ← 21	< 20
Descripción	Muy buena	Buena	Normal	Mala	Muy mala
Cohesión (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Rozamiento interno	> 45°	35 – 45°	25 – 35°	15 – 25°	< 15°
Estabilidad	Desliza 15 m. en 20 años	Desliza 10 m. en 1 años	Desliza 5 m. en 1 semana	Desliza 2.5 m. en 10 horas	Desliza 1 m. en 15 minutos

Fuente: Z.T. Bieniawski (1.979)

## T.54

## Calidad del talud rocoso según el índice SMR

CLASE	I	II	III	IV	V
SMR	81 - 100	61 - 80	41 - 60	21 - 40	0 - 20
Descripción	Muy buena	Buena	Normal	Mala	Muy mala
Estabilidad	Totalmente estable	Estable	Parcialmente estable	Inestable	Totalmente inestable
Roturas	Grandes por planos continuos	Juntas o grandes cuñas	Sistemáticas	Ocasionales	Escasas o ninguna

Fuente: Manuel Romana (1.985)

### 2.3. Dispositivos de protección y seguridad

En cualquier tipo de ladera –especialmente en aquellas excavadas artificialmente– se corre el riesgo de que se produzcan **desprendimientos** superficiales de fragmentos rocosos que se hallan en equilibrio inestable. El detonante de estos desprendimientos tiene un origen muy variado, y va desde la propia erosión del material rocoso hasta pequeñas perturbaciones sísmicas, pasando por fenómenos de reptación del terreno provocados por la presencia de agua.

Existen diversas medidas de protección de carreteras contra este tipo de fenómenos gravitacionales; la implantación del sistema adecuado dependerá de las condiciones de entorno y de la calidad del propio talud. Destacamos las siguientes:

- Bermas y cunetones:** Los taludes de gran altura con desprendimientos ocasionales pueden escalonarse, construyendo para ello diversas bermas cuya misión es **amortiguar** la caída de las rocas procedentes de la coronación, reduciendo de esta forma su energía y velocidad, e impidiendo su penetración en la calzada. El dispositivo se completa con una amplia cuneta de recepción y almacenamiento en el pie del desmonte y una barrera de protección situada entre dicha cuneta y la carretera.
- Muros de contención:** Se construyen en el pie del desmonte siguiendo el eje de la vía a la que protegen. Suelen ser de hormigón armado, lo que los hace resistentes a cualquier impacto y permiten la acumulación de rocas en la cuneta de almacenamiento existente en su intradós.
- Mallas de triple torsión:** Este tipo de elementos cubren la totalidad de la superficie sospechosa de desprendimiento, impidiendo la salida de cualquier fragmento rocoso al exterior. La malla se sujeta firmemente en la coronación del terraplén mediante correas de anclaje, lastrándose en el pie del mismo

empleando barras de acero o gaviones, *jaulas* metálicas de forma cúbica rellenas de material pétreo. Asimismo es conveniente disponer puntos de anclaje cada 2 ó 3 m. a lo largo del talud para ceñir la malla al terreno, aunque no excesivamente para evitar bolsas de acumulación de fragmentos.

- (d) **Barreras dinámicas:** Surgen como evolución de las anteriores, y suponen un complemento de aquéllas a la hora de detener bloques de gran tamaño. El sistema se fundamenta en la absorción de impactos mediante la progresiva **disipación** de su energía cinética, convirtiéndola en trabajo de frenado. Para ello, se dispone una malla de cables de acero montada sobre postes metálicos articulados en su base, a los que van unidos cables de disipación de energía, que son los que efectúan la detención.

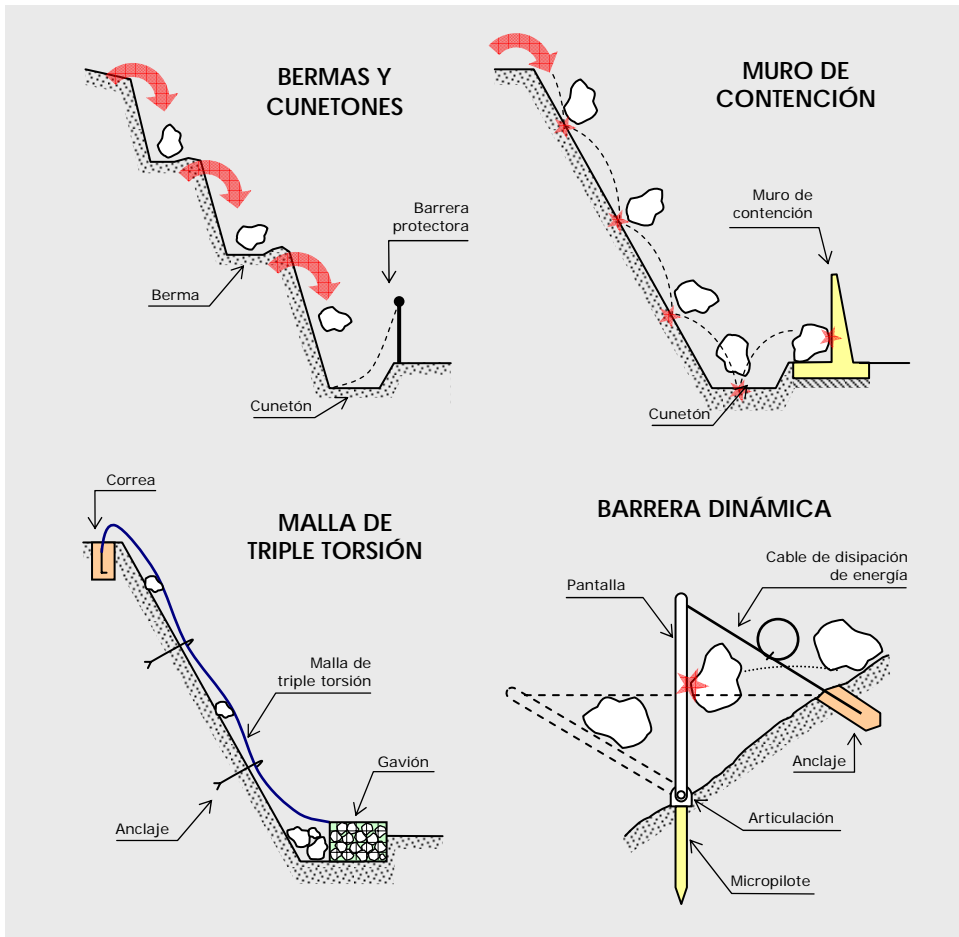


Fig. 17.5 – Sistemas de contención en laderas



Fig. 17.6 – Talud desnudo y detalle de una malla de triple torsión



Fig. 17.7 – Barrera dinámica para la contención de fragmentos rocosos

### 3. RECOMENDACIONES DE PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN

En este apartado, al igual que hicimos en el capítulo dedicado a los terraplenes, vamos a dar una serie de consejos básicos a seguir en el proyecto y construcción de cualquier desmonte.

#### 3.1. Elección de la inclinación del talud

En terrenos no rocosos, el talud máximo generalmente viene determinado por el ángulo de rozamiento interno del suelo. Son habituales en obras de carreteras taludes de 1:1 para suelos granulares, 3:2 para los intermedios y 2:1 o incluso más para suelos arcillosos, limosos o con características especiales.

Si el desmonte se efectúa en un macizo rocoso de buena calidad –poco fracturado y meteorizado- y los planos de discontinuidad tienen una orientación que favorezca su estabilidad, podría excavarse con talud vertical, aunque para evitar la molesta sensación de inestabilidad que causa a los conductores suelen emplearse taludes desde 1:4 hasta 1:10. No obstante, es recomendable proteger el talud para evitar desprendimientos fortuitos.

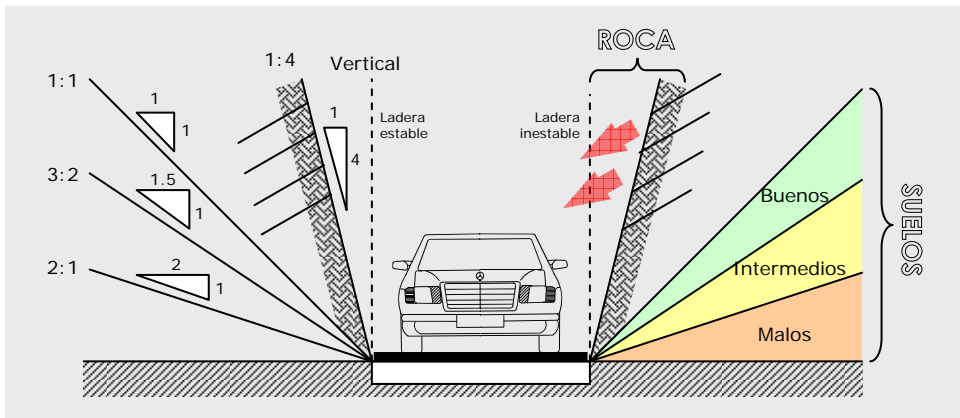


Fig. 17.8 – Taludes recomendables en zonas de desmonte

#### 3.2. Métodos de excavación

Existen diversos métodos para realizar la excavación de desmonte, dependiendo sobre todo de la naturaleza del terreno a excavar. Los terrenos sueltos y con granulometría fina tienen una mejor **excavabilidad** que aquéllos formados por materiales conglomerados o rocas.

Por lo general, un suelo puede ser excavado con relativa facilidad empleando medios mecánicos convencionales: excavadoras frontales, retroexcavadoras, bulldozers, traillas o palas cargadoras; el tipo de maquinaria suele elegirse en función de la distancia de transporte para obtener rendimientos óptimos. (Ver Figura 16.5)

En el caso de terrenos duros y macizos rocosos, suele ser necesario el uso de explosivos, aunque en ciertos casos puede emplearse el *ripper* o escarificador para fracturar el terreno y posteriormente recoger los fragmentos con una pala cargadora.

Existen diferentes procedimientos de voladura, aunque lo normal es disponer una matriz de barrenos paralela a la traza de la carretera. Los fragmentos resultantes de la deflagración se retiran con maquinaria apropiada, y los más grandes pueden volarse con pequeñas cargas de explosivo –técnica de **retacado**- o desmenuzarse con un martillo rompedor.

Los materiales sobrantes pueden (y deben) ser empleados en las zonas donde sea necesario efectuar rellenos de tierras, aunque deben cumplir los requisitos mínimos exigidos por el PG-3 para este tipo de obras, ya vistos en el capítulo anterior.



Fig. 17.9 – Diferentes fases de una voladura



### 3.3. Aseguramiento de la estabilidad en taludes rocosos

Un aspecto importante en el proyecto de desmontes es la elección del sistema de protección contra deslizamientos y desprendimientos más adecuado. Como siempre sucede, la misión del ingeniero es ajustarse a la solución más económica sin poner en juego la integridad de los usuarios, aunque es recomendable inclinarse a favor del lado de la seguridad y **sobreproteger** la zona contra este tipo de fenómenos gravitacionales.

Una de las aplicaciones prácticas de la clasificación SMR es la orientación sobre el tipo de tratamiento que debe darse al talud para asegurar su estabilidad y seguridad. A estos efectos, el profesor Romana elaboró una tabla que relaciona rangos de valores del SMR con la protección más idónea a emplear:

T.55 Tipo de tratamiento a emplear	
CLASE DE TRATAMIENTO	SMR
SIN PROTECCIÓN <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Ninguna</li> <li>▪ Saneamiento del talud</li> </ul>	> 65
PROTECCIÓN <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Zanjas en el pie del talud</li> <li>▪ Redes sobre la superficie del talud</li> <li>▪ Pantallas dinámicas de contención</li> </ul>	45 a 70
REFUERZO DEL TERRENO <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Bulones</li> <li>▪ Anclajes</li> <li>▪ Micropilotaje</li> </ul>	30 a 75
ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Gunitado superficial</li> <li>▪ Hormigón dental</li> <li>▪ Contrafuertes y/o vigas</li> <li>▪ Muros en el pie del talud</li> </ul>	20 a 60
DRENAJE <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Superficial</li> <li>▪ Profundo</li> </ul>	10 a 40
REEXCAVACIÓN <ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Tendido</li> <li>▪ Muros de contención</li> </ul>	10 a 30

Fuente: Manuel Romana (1.985)



# 18

## EL AGUA Y LA CARRETERA

Una curiosa forma de introducir este capítulo es hablar de la tormentosa **relación amor-odio** que el agua y la carretera han mantenido a lo largo de los tiempos; por un lado, el agua es un componente imprescindible en los procesos de compactación e incluso forma parte del hormigón empleado en pavimentos rígidos y obras de fábrica, así como en determinados compuestos bituminosos.

Pero por otro lado, el agua "incontrolada" procedente de las precipitaciones o del subsuelo puede llegar a ser muy perjudicial para la propia estructura del firme, mermando su resistencia, plastificando los suelos, erosionando taludes o disolviendo en su seno aquellas partículas más susceptibles. Además, su presencia en la superficie modifica drásticamente las condiciones de rodadura de los vehículos, restándoles adherencia con el firme y haciendo más propensos los accidentes al favorecer el fenómeno del *aquaplaning* o hidroplaneo.

Todo ello lleva al ingeniero de carreteras a tratar de diseñar **sistemas de drenaje** efectivos que evacuen y canalicen adecuadamente el agua, manteniéndola alejada de la zona de afección de la vía. Para ello se emplean diversos métodos hidrológicos de previsión de avenidas y cálculo de caudales máximos, sobre los cuales diseñar elementos que, en superficie o en profundidad, logren el objetivo deseado. La aparición de nuevas técnicas y materiales contribuye sin duda a mejorar este aspecto que redundará en la comodidad y seguridad de los usuarios de la carretera.

## 1. SISTEMAS DE DRENAJE

Se define **sistema de drenaje** de una vía como el dispositivo específicamente diseñado para la recepción, canalización y evacuación de las aguas que puedan afectar directamente a las características funcionales de cualquier elemento integrante de la carretera.

Dentro de esta amplia definición se distinguen diversos tipos de instalaciones encaminadas a cumplir tales fines, agrupadas en función del tipo de aguas que pretenden alejar o evacuar, o de la disposición geométrica con respecto al eje de la vía:

- **DRENAJE SUPERFICIAL:** Conjunto de obras destinadas a la recogida de las aguas pluviales o de deshielo, su canalización y evacuación a los cauces naturales, sistemas de alcantarillado o a la capa freática del terreno. Se divide en dos grupos:
  - **Drenaje longitudinal:** Canaliza las aguas caídas sobre la plataforma y taludes de la explanación de forma paralela a la calzada, restituyéndolas a sus cauces naturales. Para ello se emplean elementos como las cunetas, caces, colectores, sumideros, arquetas y bajantes.
  - **Drenaje transversal:** Permite el paso del agua a través de los cauces naturales bloqueados por la infraestructura viaria, de forma que no se produzcan destrozos en esta última. Comprende pequeñas y grandes obras de paso, como puentes o viaductos.



Fig. 18.1 – La cuneta es el elemento de drenaje longitudinal por excelencia

- **DRENAJE PROFUNDO:** Su misión es impedir el acceso del agua a capas superiores de la carretera –especialmente al firme–, por lo que debe controlar el nivel freático del terreno y los posibles acuíferos y corrientes subterráneas existentes. Emplea diversos tipos de drenes subterráneos, arquetas y tuberías de desagüe.

Es práctica habitual combinar ambos sistemas para conseguir una total y eficiente evacuación de las aguas, aunque en ocasiones –zonas muy secas o con suelos impermeables– sólo es necesario emplear dispositivos de drenaje superficial.

## 1.1. Criterios de diseño

A la hora de proyectar el drenaje de una carretera deben tenerse presentes una serie de **factores** que influyen directamente en el tipo de sistema más adecuado, así como en su posterior funcionalidad. Los más destacables son:

- (a) **Factores topográficos:** Dentro de este grupo se engloban circunstancias de tipo físico, tales como la ubicación de la carretera respecto del terreno natural contiguo –en desmonte, terraplén o a media ladera–, la tipología del relieve existente –llano, ondulado, accidentado– o la disposición de sus pendientes en referencia a la vía.
- (b) **Factores hidrológicos:** Hacen referencia al área de la cuenca de recepción y aporte de aguas superficiales que afecta directamente a la carretera, así como a la presencia, nivel y caudal de las aguas subterráneas que puedan infiltrarse en las capas inferiores del firme.
- (c) **Factores geotécnicos:** La naturaleza y características de los suelos existentes en la zona condiciona la facilidad con la que el agua puede llegar a la vía desde su punto de origen, así como la posibilidad de que ocasione corrimientos o una erosión excesiva del terreno. Las propiedades a considerar son aquellas que afectan a su permeabilidad, homogeneidad, estratificación o compacidad, influyendo también la existencia de vegetación.

Una vez sopesados estos factores se procede al diseño de la red de drenaje, que deberá cumplir los siguientes **objetivos**:

- Evacuar de manera eficaz y lo más rápidamente posible el agua caída sobre la superficie de rodadura y los taludes de la explanación contiguos a ella. Por supuesto, deberán evitar la inundación de los tramos más deprimidos de la vía.
- Alejar del firme el agua freática, así como los posibles acuíferos existentes, empleando para ello sistemas de drenaje profundo.
- Prestar especial atención a los cauces naturales, tales como barrancos o ramblas, disponiendo obras de fábrica que no disminuyan su sección crítica

para **periodos de retorno** razonables. Debe recordarse que las avenidas son la principal causa mundial de destrucción de puentes.

- No suponer un peligro añadido para la seguridad del conductor, empleando para ello taludes suaves y redondeando las aristas mediante acuerdos curvos, evitando así posibles accidentes adicionales.
- También debe cuidarse el aspecto ambiental, procurando que produzca el menor daño posible al entorno.

Todos los anteriores puntos están como siempre supeditados a la **economía** de la obra, por lo que la solución adoptada debe tener en cuenta dos condicionantes adicionales:

- El coste inicial de construcción e implantación del sistema de drenaje.
- Los costes de reparación y mantenimiento de la infraestructura de drenaje a lo largo de la vida útil de la carretera.

## 2. NOCIONES DE HIDROLOGÍA

La **Hidrología** es la ciencia que estudia el agua en general, sus propiedades mecánicas, físicas y químicas, así como las formas y regímenes que ésta presenta en la naturaleza. Sus principales aplicaciones en Ingeniería de Carreteras son las siguientes:

- Estimar el caudal máximo de agua –caudal de referencia- que deberá canalizar superficialmente la carretera, empleando para ello métodos de cálculo semiempíricos basados en la historia pluviométrica de la zona y las características hidricas del terreno.
- Dimensionar adecuadamente las estructuras de paso que restringen o dificultan el paso del agua por sus cauces habituales.
- Analizar la presencia y el régimen de circulación de las aguas subterráneas y disponer los medios para evitar su penetración en el firme.

### 2.1. Periodo de retorno

Se define el **periodo de retorno** (T) de un caudal como el intervalo medio de tiempo durante el cual existe la probabilidad de que se produzca una avenida con un caudal superior al prefijado. Por ejemplo, un caudal con un periodo de retorno de 30 tiene una probabilidad del 50% de que aparezca un caudal superior durante la vida útil de la carretera (20 años), mientras que otro con un periodo de 100 años presenta una probabilidad 3 veces inferior, y en general:

$$P = 100 - \left[ 100 - \left( \frac{100}{T} \right) \right]^C$$

siendo P la probabilidad de que se produzca un caudal superior al de referencia  
 T el periodo de retorno del caudal de referencia, expresado en años  
 C el periodo de servicio de la carretera, normalmente 20 años

La selección del **caudal de referencia** para el que debe proyectarse el sistema de drenaje superficial está relacionada directamente con la frecuencia de su aparición, que se puede definir por su periodo de retorno, ya que cuanto mayor sea éste, mayor será el caudal. En este sentido la Instrucción de Carreteras, en su norma 5.2-IC dedicada al drenaje, especifica los periodos de retorno mínimos en función de la IMD:

T.56

## Periodos de retorno mínimos

ELEMENTO DE DRENAJE	IMD de la vía afectada		
	Alta (> 2000)	Media (500 a 2000)	Baja (< 500)
Pasos inferiores con dificultades para desaguar por gravedad	50	25	*
Elementos de drenaje superficial de la plataforma y márgenes	25	10	*
Obras de drenaje transversal			
Puentes y viaductos	100	100	50
Obras pequeñas de paso	25	10	*
Vías urbanas	10	10	10
Imbornales, caces y sumideros	2 a 5	2 a 5	2 a 5

Fuente: Instrucción de Carreteras (5.1 y 5.2-IC)

En cualquier caso es recomendable emplear periodos de retorno más largos, ya que así pueden englobarse la reducción de la sección provocado por los escombros y aterramientos, e incluso el posible riesgo de obstrucción que corren los diferentes tipos de elementos de drenaje superficial.

En el caso de que existan serias probabilidades de que el efecto barrera ocasionado por la presencia vía ocasione **daños catastróficos**, tales como afección a estructuras portantes, anegación de terrenos de cultivo, núcleos de población o pérdida de vidas humanas, deberán considerarse periodos de retorno de hasta 500 años en el proyecto de los elementos de drenaje transversal.

## 2.2. Determinación del caudal de referencia

El primer paso que debe darse para proyectar un sistema de drenaje es estimar el máximo caudal que va a tener que desaguar. Para ello existen diversos procedimientos de cálculo que en función del periodo de retorno y de otras variables

estiman de manera suficientemente precisa el caudal de referencia para el dimensionamiento de los diferentes elementos de drenaje.

El método de estimación de caudales empleado va a depender principalmente de dos factores: el tamaño de la cuenca de aporte y la naturaleza topográfica y geológica del terreno. Entendemos por **cuenca** la zona cuyas aguas afluyen todas hacia un mismo lugar. Los más empleados son:

- (a) Realización de afloros: Con ellos se obtiene información directa acerca de los máximos caudales y avenidas registradas en la zona, por lo que suponen una base más que fiable para acometer el diseño del drenaje. Suelen emplearse en grandes cuencas, donde suelen existir ríos, presas y obras hidráulicas de importancia.
- (b) Método hidrometeorológico: Es un método racional basado en la aplicación de una intensidad media de precipitación –obtenida de los mapas pluviométricos- en toda la superficie de la cuenca, realizando una estimación de la **escorrentía** superficial. Da buenos resultados en cuencas pequeñas, es decir, en aquellas con un tiempo de concentración igual o inferior a 6 horas.
- (c) Modelos matemáticos: Relacionan el caudal máximo con el área de la cuenca, la intensidad de la precipitación, el coeficiente de escorrentía, la pendiente media, la existencia de vegetación o la permeabilidad del suelo. Destacan las fórmulas de Bürkli-Ziegler y la de Talbot, contempladas por la antigua Instrucción 5.1-IC.

### 2.3. El método hidrometeorológico

Este método, empleado actualmente por la Instrucción de Carreteras en cuencas de aporte pequeñas, determina el caudal de referencia Q en el punto en el que desagua una cuenca mediante la aplicación de una sencilla fórmula:

$$Q = \frac{I \cdot C \cdot A}{K}$$

donde Q es el caudal de referencia en unidades homogéneas

I es la intensidad media de precipitación correspondiente al periodo de retorno estipulado y a un intervalo igual al tiempo de concentración

C es el coeficiente de escorrentía de la cuenca o superficie drenada

A es la superficie de dicha cuenca receptora

K es un coeficiente de corrección que tiene en cuenta las puntas de precipitación, lo que supone un aumento del 20% en el valor de Q

Debe significarse que en caso de aportes o pérdidas importantes de agua en la cuenca, tales como surgencias o sumideros, el caudal de referencia debe calcularse

justificadamente, ya que la fórmula no se adapta a la realidad hidrológica de dicha cuenca. La siguiente tabla muestra los valores del coeficiente K en función de las unidades en que se expresen el caudal de referencia (Q) y la superficie de la cuenca (A):

Unidades de Q	Unidades de A		
	Km <sup>2</sup>	Ha	m <sup>2</sup>
m <sup>3</sup> /s	3	300	3.000.000
l/s	0,003	0,3	3.000

Fuente: Instrucción de Carreteras (5.2-IC)

### Intensidad media de precipitación

La intensidad media de precipitación (I) a emplear en la estimación de caudales de referencia se obtiene aplicando la mediante expresión:

$$\left(\frac{I}{I_d}\right) = \left(\frac{I_1}{I_d}\right)^{\frac{28^{0.1-t^{0.1}}}{28^{0.1}-1}}$$

siendo  $I_d$  la intensidad media diaria de la precipitación, correspondiente al periodo de retorno considerado, expresada en mm/h.

$I_1$  el valor de la intensidad horaria de precipitación correspondiente a dicho periodo de retorno, en mm/h.

$t$  es la duración del aguacero en horas. Se tomará el valor del **tiempo de concentración** (T), explicado en un apartado posterior

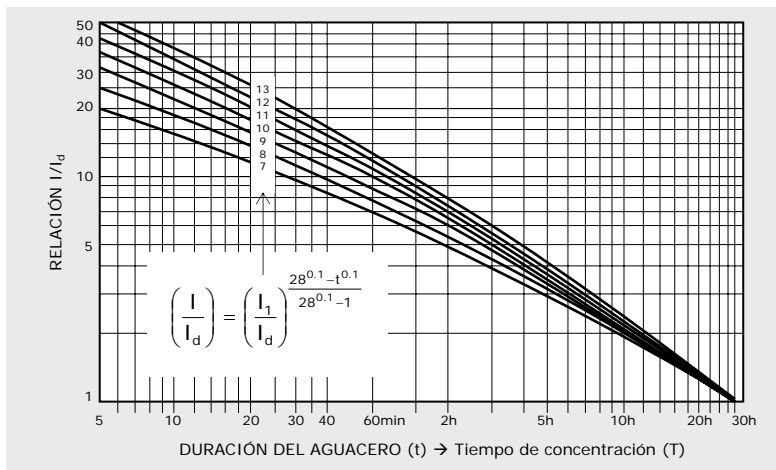


Fig. 18.2 – Determinación gráfica de la intensidad media de precipitación (5.2-IC)



El valor de  $I_d$  puede obtenerse fácilmente de los mapas contenidos en la publicación "Isolíneas de precipitaciones máximas previsibles en un día" de la Dirección General de Carreteras, o a partir de datos procedentes del Instituto Nacional de Meteorología. En este manual se facilitan tres de estos mapas a modo de orientación.

Por su parte, el valor conjunto de  $(I_1/I_d)$  se extrae del **mapa de isolíneas** adjunto, en función de la zona pluviométrica del país donde se encuentre emplazada la carretera en cuestión.

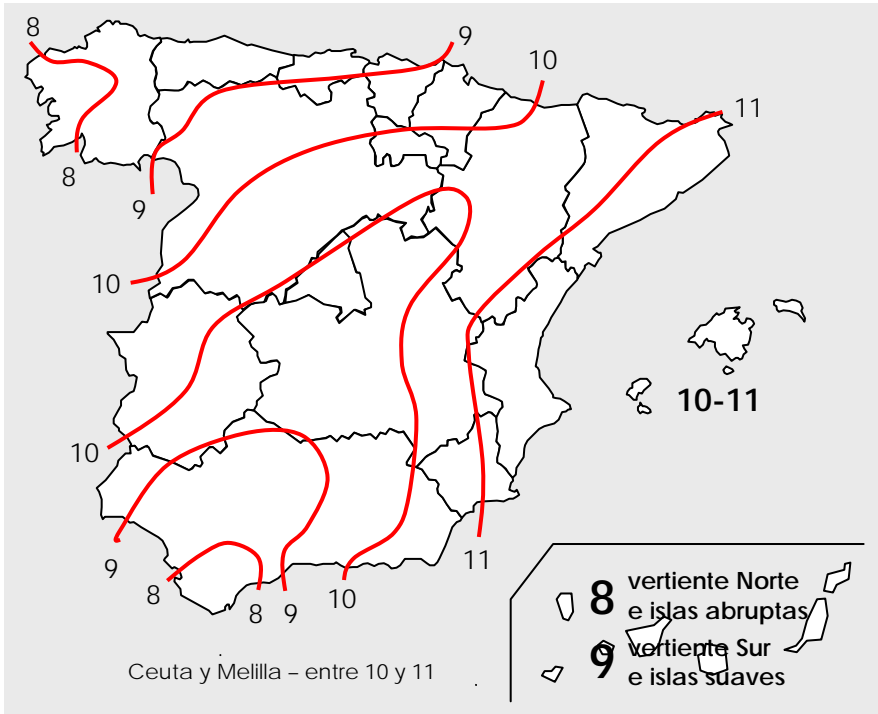


Fig. 18.3 – Mapa de isolíneas ( $I_1/I_d$ ) en España (Norma 5.2-IC)

### Tiempo de concentración

Otro concepto importante es el de **tiempo de concentración** ( $T$ ), definido como el necesario para que el agua precipitada en el punto más alejado de la sección de desagüe de una cuenca –en nuestro caso, el sistema de drenaje- llegue a dicha sección. Existen dos métodos de cálculo, dependiendo de si la cuenca presenta una canalización por cauces definidos o, por el contrario, el flujo de agua es difuso.

En el caso de flujo canalizado –el más habitual- puede aplicarse directamente la siguiente expresión sancionada por la experiencia:

$$T = 0.3 \cdot \left( \frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76}$$

donde T es el tiempo de concentración en horas

L es la longitud del cauce principal en km.

J es la pendiente media de dicho cauce en m/m

En el caso de que el flujo sea difuso y su tiempo de recorrido apreciable –como es el caso de los márgenes de la plataforma y las laderas que vierten a la carretera- debe aplicarse el siguiente ábaco:

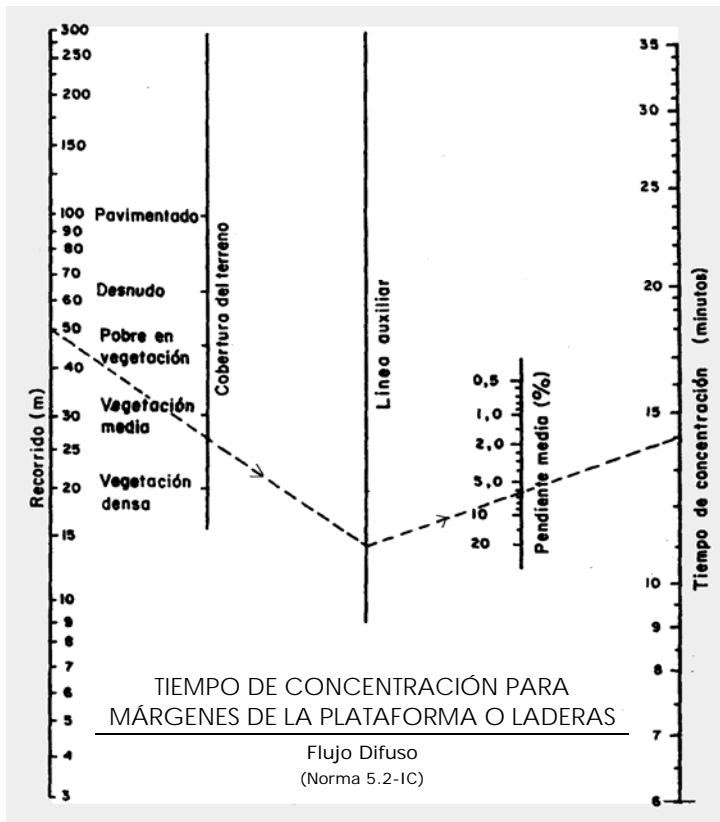


Fig. 18.4 – Tiempos de concentración para flujo difuso de largo recorrido

Si el tiempo de recorrido del agua (cuidado, no el tiempo de concentración) sobre la superficie fuera menor de 30 minutos, podrá considerarse que el tiempo de concentración es de 5 minutos. Este valor podrá aumentar a 10 minutos en el caso de aumentar el recorrido del agua por la plataforma a 150 minutos.





### Determinación del coeficiente de escorrentía

El **coeficiente de escorrentía** se define como la parte de lluvia precipitada que ni se evapora ni se infiltra en el terreno, es decir, corre por la superficie siguiendo la línea de máxima pendiente. Para su cálculo se emplea la siguiente expresión:

$$C = \frac{[(P_d / P_0) - 1] \cdot [(P_d / P_0) + 23]}{[(P_d / P_0) + 11]^2}$$

donde  $P_d$  es la precipitación diaria correspondiente al periodo de retorno  
 $P_0$  es el valor de intensidad que marca el umbral de escorrentía

En el caso de tratarse de una **cuenca heterogénea** con diferentes tipos de terreno, pendientes muy diferenciadas o diversos usos del suelo se calcularán por separado los coeficientes de escorrentía de las subzonas homogéneas ( $c_i$ ); el valor global se determinará ponderándolas según el área de cada una de ellas ( $A_i$ ):

$$C = \frac{\sum c_i \cdot A_i}{\sum A_i}$$

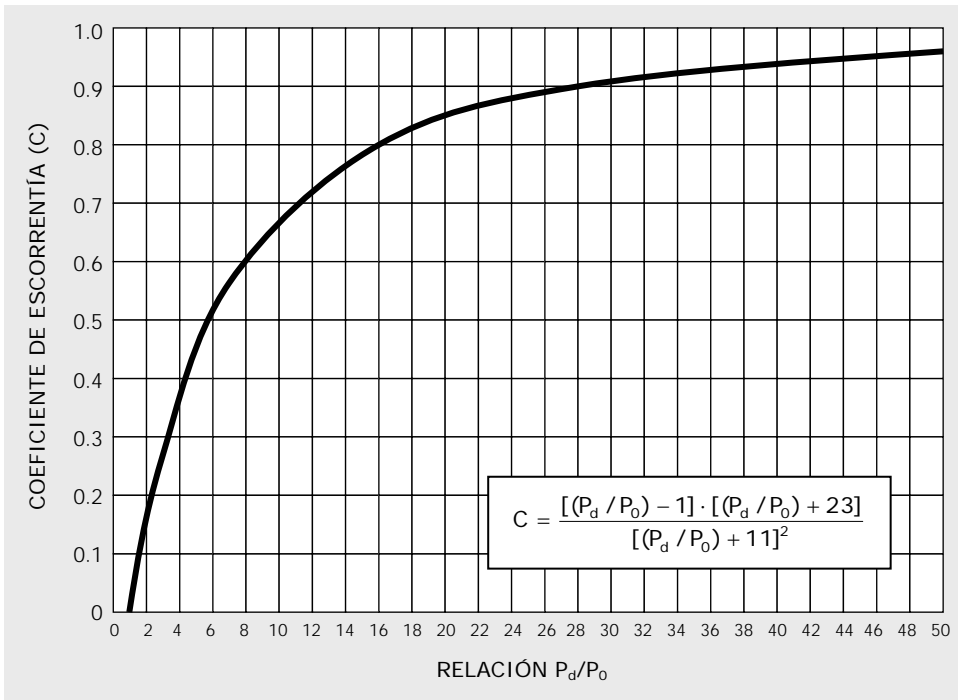


Fig. 18.7 – Determinación gráfica del coeficiente de escorrentía

La obtención del valor de  $P_d$  se realiza análogamente al de la intensidad media diaria ( $I_d$ ), recurriendo al empleo de mapas pluviométricos de la zona. Existe una relación, lógica por otra parte, entre ambos parámetros ( $I_d = P_d/24$ ).

En cuanto al valor de la precipitación a partir del cual comienza a producirse el fenómeno de escorrentía superficial, denominado **umbral de escorrentía** ( $P_0$ ), la Instrucción dispone una serie de tablas que determinan su valor en función del uso del suelo, la pendiente media, las características hidrológicas de la zona o el tipo de suelo.

Los valores obtenidos en dicha tabla deberán ser multiplicados por un **coeficiente corrector** que pretende reflejar la variación regional de la humedad habitual en el suelo al comienzo de aguaceros significativos, incluyendo además una mayoración –del orden del 100%– para evitar sobrevaloraciones del caudal ocasionadas por el carácter estadístico del método. Dicho coeficiente puede obtenerse en este mapa:

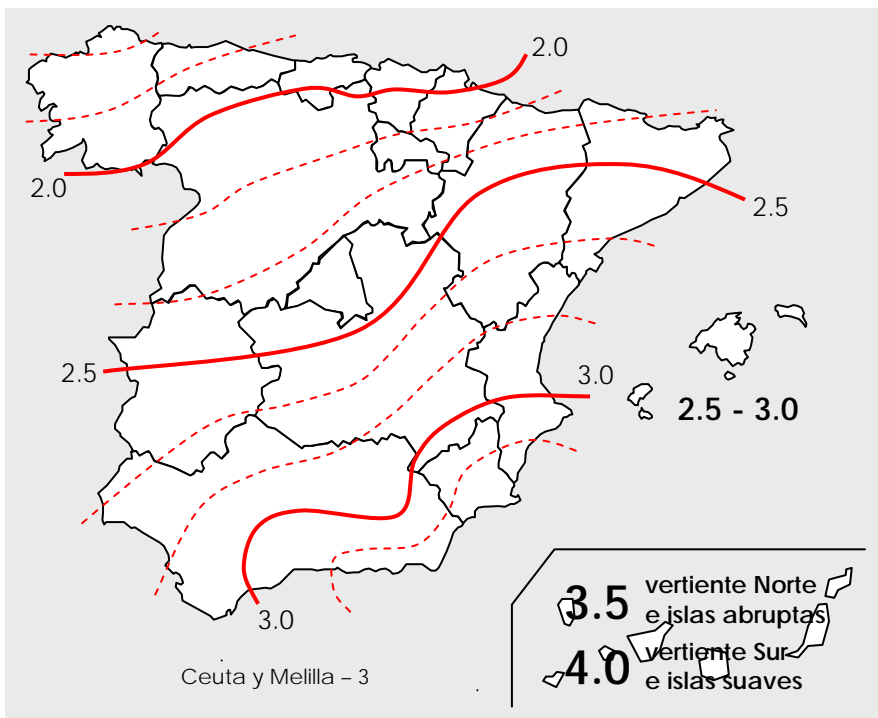


Fig. 18.8 – Coeficiente corrector del umbral de escorrentía ( $P_0$ )

De todas formas, si no se requiere una gran precisión podrá evitarse el empleo de este coeficiente mayorador y tomarse simplídicamente un valor de  $P_0$  más conservador e igual a 20 mm., salvo en cuencas con rocas o suelos arcillosos, en las que se puede reducir a 10 mm.

## T.58

Estimación del umbral de escorrentía en suelos ( $P_0$ )

Uso de la tierra	Pendiente (%)	Características Hidrológicas	GRUPO DE SUELO				
			A	B	C	D	
Barbecho	$\geq 3$	R	15	8	6	4	
		N	17	11	8	6	
	< 3	R/N	20	14	8	6	
Cultivos en hilera	$\geq 3$	R	23	13	8	6	
		N	25	16	11	8	
	< 3	R/N	28	19	14	11	
Cereales de invierno	$\geq 3$	R	29	17	10	8	
		N	32	19	12	10	
	< 3	R/N	34	21	14	14	
Rotación de cultivos pobres	$\geq 3$	R	26	15	9	6	
		N	28	17	11	8	
	< 3	R/N	30	19	13	10	
Rotación de cultivos densos	$\geq 3$	R	37	20	12	9	
		N	42	23	14	11	
	< 3	R/N	47	25	16	13	
Praderas	$\geq 3$	Pobre	24	14	8	6	
		Media	53	23	14	9	
		Buena	*	33	18	13	
		Muy buena	*	41	22	15	
	< 3	Pobre	58	25	12	7	
		Media	*	35	17	10	
		Buena	*	*	22	14	
		Muy buena	*	*	25	16	
Plantaciones regulares de aprovechamiento forestal	$\geq 3$	Pobre	62	26	15	10	
		Media	*	34	19	14	
		Buena	*	42	22	15	
	< 3	Pobre	*	34	19	14	
		Media	*	42	22	15	
		Buena	*	50	25	16	
	Masas forestales (bosques, monte bajo)	-	Muy clara	40	17	8	5
			Clara	60	24	14	10
Media			*	34	22	16	
Espesa			*	47	31	23	
Muy espesa			*	65	43	33	
NOTAS: N denota cultivo según las curvas de nivel R denota cultivo según la línea de máxima pendiente * significa que esa parte de la cuenca debe considerarse inexistente a efectos de cálculo de caudales de avenida Las zonas abancaladas se incluirán entre las de pendiente menor que el 3%							

Fuente: Instrucción de Carreteras (5.2-IC)

El grupo en el que se engloba el suelo se obtiene a partir de su composición porcentual en peso, aplicando el siguiente diagrama triangular:

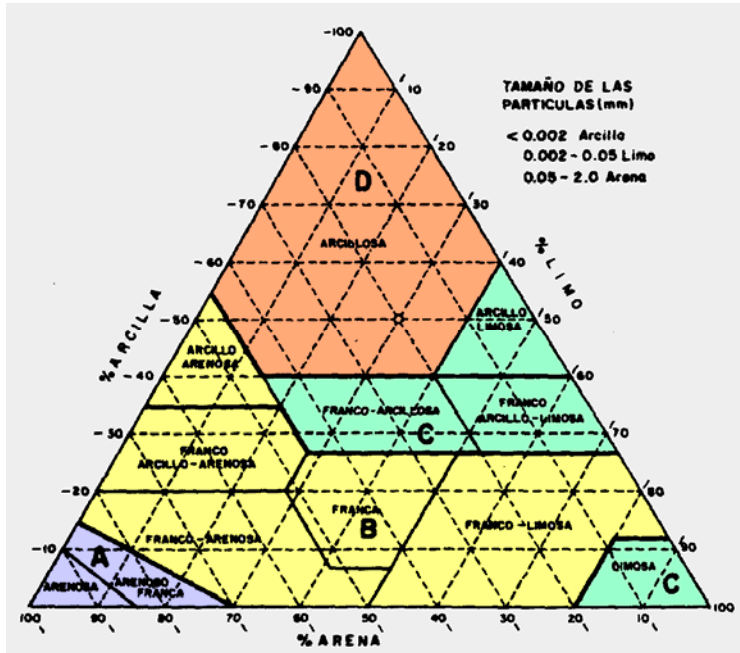


Fig. 18.9 – Diagrama triangular para la determinación del grupo de suelo

Además de calcular la escorrentía del terreno existente en la cuenca, también debe hallarse la correspondiente a los taludes y elementos superficiales del firme que vierten aguas sobre el sistema de drenaje, empleando los siguientes valores:

**T.59 Estimación del umbral de escorrentía en firmes (P<sub>0</sub>)**

Material	Pendiente (%)	Umbral de escorrentía (mm)
Rocas permeables	≥ 3	3
	< 3	5
Rocas impermeables	≥ 3	2
	< 3	4
Firmes granulares sin pavimento		2
Adoquinados		1.5
Pavimentos bituminosos o de hormigón		1

Fuente: Instrucción de Carreteras (5.2-IC)



Los núcleos urbanos, edificaciones rurales y demás construcciones antrópicas no tienen por qué tenerse en cuenta en caso de representar un porcentaje mínimo del área total de la cuenca. En caso de tener que considerarlos se deberán diferenciar las proporciones de los distintos tipos de suelo, atribuyendo a cada uno el correspondiente valor de  $P_0$ .

También deberán preverse las modificaciones futuras previsibles en la cuenca, tales como nuevas urbanizaciones, repoblaciones, cambios de cultivos o supresión de barbechos, al menos durante el periodo de proyecto de la carretera.

Otro procedimiento especialmente interesante para hallar  $P_0$  consiste en **recopilar información** en la propia zona afectada, averiguando los niveles de agua en el cauce al paso de las avenidas habituales y el número de años que éste permanece seco; estos datos suelen ser conocidos por los lugareños, al menos de forma aproximada. Con ellos no resulta complicado obtener un resultado suficientemente satisfactorio del valor del umbral de escorrentía ( $P_0$ ).

### Medida del área de la cuenca de aporte

Para hallar el área de la cuenca receptora deberá realizarse previamente en un plano o mapa de la zona a la escala adecuada una división clinométrica del terreno circundante a la vía, localizando tanto las **divisorias**, líneas que separan las vertientes de agua y definen el perímetro de la cuenca, como las **vaguadas** o zonas que recogen el agua procedente de dos laderas vertientes y constituyen los cauces definidos por los que ésta discurre.

Una vez definida el área de la cuenca se procede a su medición. Para ello existen múltiples técnicas e instrumentos, entre los que destacan la triangulación, el reticulado, el planímetro o el omnipresente tratamiento digital mediante soporte informático.

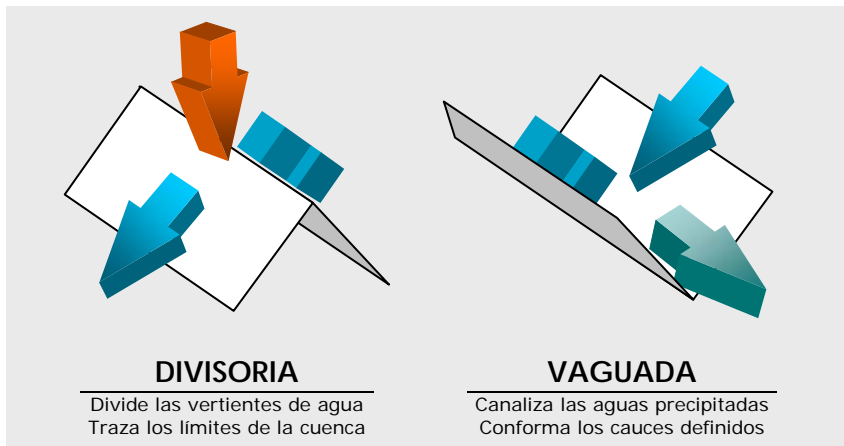


Fig. 18.10 – Representación esquemática de divisorias y vaguadas

Como parte de los estudios previos de la nueva carretera que enlazará el municipio de Piedrahita con la ciudad de Ávila se ha realizado un estudio hidrológico con el objeto de determinar el caudal de referencia para las cunetas. Se dispone de los siguientes datos:

- IMD estimada: 750 veh/h
- Superficie de la cuenca de aporte: 3.505 Ha.
- Tipo de suelo: Areno-arcilloso, pradera de mediana calidad drenante.
- Pendiente media del terreno: 2.81%
- Existencia de vaguadas en un radio de 300 m.

En función de los datos suministrados, se pide:

**(a) Determinar el periodo de retorno**

Al tener la carretera una IMD estimada de 750 v/h, entraremos en la **Tabla T.56** donde encontramos que para elementos de drenaje superficial de la plataforma y márgenes y la IMD correspondiente, el periodo mínimo de retorno a considerar son 10 años.

**(b) Hallar la intensidad media de precipitación**

En este caso debemos calcular previamente el **tiempo de concentración**, para lo cual consideramos que el flujo será canalizado al definir el enunciado un cauce específico, por lo que emplearemos la expresión:

$$T = 0.3 \cdot \left( \frac{L}{J^{0.25}} \right)^{0.76} = 0.3 \cdot \left( \frac{0.300}{0.0281^{0.25}} \right)^{0.76} = 0.236 \text{ h.} = 14.2 \text{ min.}$$

Para determinar la precipitación media horaria empleamos el mapa pluviométrico para un periodo de retorno de 10 años (Fig. 18.5), obteniendo una intensidad aproximada de 90 mm/día, equivalentes a 3.75 mm/h.

Debemos también hallar la relación ( $I_1/I_d$ ) consultando para ello el mapa de isolíneas (Fig. 18.3), hallando un valor aproximado de 10. Con todos estos datos, sólo falta sustituir los valores en la siguiente fórmula o entrar con ellos en su correspondiente diagrama adjunto:

$$I = I_d \cdot \left( \frac{I_1}{I_d} \right)^{\frac{28^{0.1} - t^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} = 3.75 \cdot 10^{\frac{28^{0.1} - 0.236^{0.1}}{28^{0.1} - 1}} = 65.63 \text{ mm/h}$$

La intensidad media de precipitación es por tanto de 65.63 mm/h.

**(c) Determinar el coeficiente de escorrentía**

Para determinar el coeficiente de escorrentía necesitamos obtener el umbral de precipitación ( $P_0$ ) a partir del cual ésta se produce. En este caso. Para ello recurrimos a la **Tabla T.58** con los datos del terreno:

- Suelo arenarcilloso → Tipo B
- Pradera ( $i < 3\%$ ) de mediana calidad →  $P_0 = 35$  mm.

A este valor de  $P_0$  debe aplicársele el coeficiente de mayoración por localización geográfica, que en el caso de Ávila viene a ser de 2.35, por lo que el valor definitivo de  $P_0$  será de:

$$P_0 = 35 \cdot 2.35 = 82.25 \text{ mm.}$$

Si recordamos, el valor medio diario de la precipitación ya lo habíamos hallado, resultando ser de  $P_d = 90$  mm.

El coeficiente de escorrentía será, por consiguiente:

$$C = \frac{[(90 / 82.25) - 1] \cdot [(90 / 82.25) + 23]}{[(90 / 82.25) + 11]^2} = 0.016$$

**(d) Determinar el caudal de referencia**

Una vez conocidos la intensidad media ( $I$ ) y el coeficiente de escorrentía ( $C$ ), únicamente resta aplicar la expresión del Método Hidrometeorológico aplicando el área de la cuenca ( $A$ ) y el coeficiente  $K$ :

$$Q = \frac{I \cdot C \cdot A}{K} = \frac{65.63 \cdot 0.016 \cdot 3505}{300} = 12,268 \text{ m}^3/\text{s}$$

Dicho caudal sería el recogido por la última sección de la cuneta si no de dispusieran puntos de desagüe intermedios.

### 3. DRENAJE LONGITUDINAL

Como hemos comentado en la introducción, el drenaje longitudinal deberá proyectarse como una red o conjunto de redes que recoja el agua de escorrentía superficial procedente de la plataforma de la carretera y de los márgenes que viertan hacia ella y la conduzca hasta un punto de desagüe, restituyéndolas a su cauce natural. Es decir, actúa a modo de *by-pass*, ofreciendo al agua un **camino alternativo** para que no interfiera con la carretera. El sistema de drenaje longitudinal lo integran 3 tipos de dispositivos funcionales:

- Elementos de canalización: recogen las aguas pluviales.
- Elementos de desagüe: alivian el caudal de los anteriores, facilitando la salida de las aguas.
- Elementos de evacuación: conducen las aguas hasta su evacuación en un cauce natural.

### 3.1. Elementos de canalización

En este apartado se describe la tipología y dimensionamiento de los diferentes elementos que se encargan de la canalización de las aguas en un drenaje longitudinal.

#### Cunetas

La **cuneta** se define como el elemento longitudinal situado en el extremo de la calzada y que discurre paralelo a la misma, cuyas principales misiones son:

- Recibir y canalizar las aguas pluviales procedentes de la propia calzada y de la escorrentía superficial de los desmontes adyacentes.
- En determinados casos, recoger las aguas infiltradas en el firme y terreno adyacente.
- Servir como zona de almacenaje de nieve, caso de estar en zona fría.
- Ayudar a controlar el nivel freático del terreno.

También es importante que la geometría de las cunetas no suponga un peligro añadido para los vehículos que eventualmente se salgan de la calzada. En este sentido, la Instrucción recomienda adoptar taludes inferiores a  $1/6$ , redondeando las aristas mediante acuerdos curvos de 10 m. de radio mínimo. Como económicamente este tipo de cunetas no es siempre justificable podrán emplearse otras más estrictas, aunque deberán estar separadas de la calzada mediante barreras de seguridad.

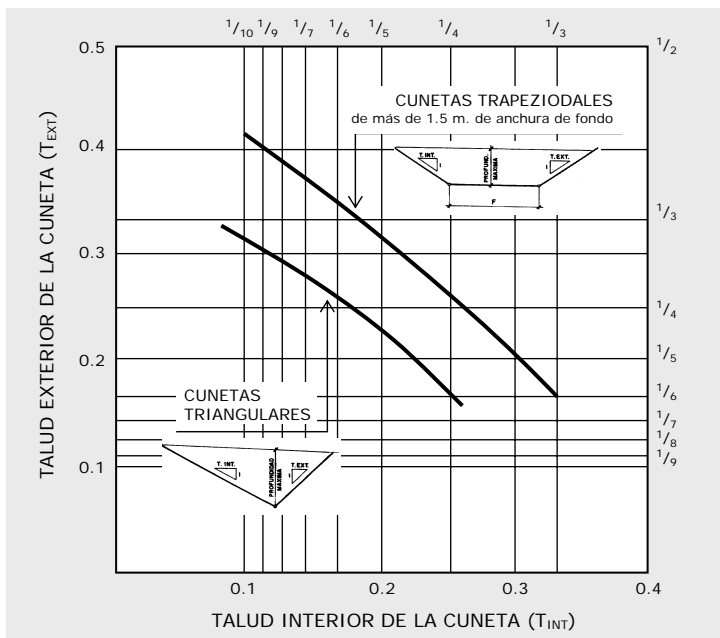


Fig. 18. 11 – Taludes máximos en cunetas

Las cunetas pueden construirse de diferentes materiales en función de la velocidad de circulación del agua en su seno, magnitud que depende directamente de la inclinación longitudinal de la cuneta, que suele coincidir con la adoptada para la vía. Una velocidad superior a la tolerable por el material causaría arrastres y erosiones del mismo, reduciendo la funcionalidad de la cuneta. Si fuera necesario, ésta puede **revestirse** con un material hidráulicamente más competente –generalmente hormigón-, especialmente en las siguientes situaciones:

- En zonas de elevada pendiente, donde la velocidad de agua que circula por gravedad es alta. En zonas húmedas y de lluvias suaves, se considera que una cuneta no se erosiona si su pendiente no supera el 4%. En lugares secos, con lluvias fuertes y esporádicas, este valor se reduce al 3%.
- Donde la velocidad del agua sea muy baja y se produzca sedimentación de materiales. Este fenómeno ocurre en pendientes inferiores al 1%.
- En zonas donde se desee evitar infiltraciones, tales como explanadas susceptibles al agua, cunetas de guarda, protección de acuíferos, etc.
- Donde la conservación resulte difícil o costosa, como ocurre en las vías urbanas.

Si la pendiente longitudinal supera el 7% será necesario adoptar precauciones especiales contra la erosión, como la disposición de escalones de disipación de energía o el revestimiento de la cuneta con paramentos irregulares, evitando los posibles fenómenos de resalto.

El **dimensionamiento** de este tipo de elementos se realiza mediante la fórmula de Manning-Strickler, cuya expresión matemática es:

$$Q = V \cdot S = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2}$$

donde Q es el caudal desaguado por la cuneta en m<sup>3</sup>/s

V es la velocidad media de la corriente en m/s

K es el coeficiente de rugosidad de Manning (ver **Tabla T.60**)

S es la sección mojada en m<sup>2</sup>, variable con el calado (h)

R es el radio hidráulico en m. [sección mojada (S)/perímetro mojado (P)]

J es la pendiente de la línea de energía, que en régimen uniforme coincide con la pendiente longitudinal de la cuneta, en m/m

Para pendientes longitudinales (J) superiores al 0.5%, podrá admitirse que la sección más desfavorable de la cuneta –aquella con mayor calado- es la de aguas abajo. Para pendientes inferiores a dicho valor se admite que la altura de la lámina de agua va incrementándose aguas arriba, con un crecimiento suave atenuado por una eventual reducción progresiva del caudal aportado.

En estas últimas condiciones (J < 0.005) , los mayores calados se darán en la sección inicial (aguas arriba) y su estimación se hará sumando al calado (h) en la

sección final (aguas abajo) calculado mediante la fórmula anterior con un valor de  $J=0.005$  (pendiente del 0.5%) un incremento ( $\Delta h$ ) igual a:

$$\Delta h = \alpha \cdot L \cdot (J - 0.005)$$

donde  $L$  es la longitud del tramo de cuneta en m

$\alpha$  es un coeficiente cuyo valor es:

0.5 en los casos ordinarios de incorporación progresiva del caudal

1.0 si la totalidad del caudal entra por el extremo de aguas arriba

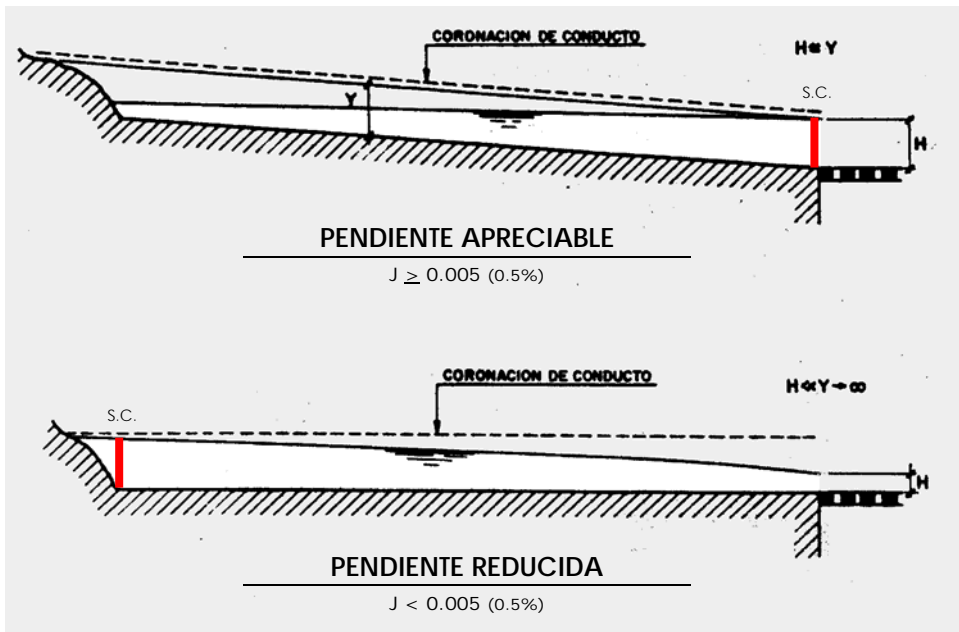


Fig. 18.12 – Secciones críticas de cálculo en elementos lineales de desagüe

Es importante que la cuneta se halle lo suficientemente alejada del firme como para que su sección llena no produzca su inundación superficial o produzca infiltraciones en las capas del firme. En este sentido, es recomendable dejar un **resguardo** de al menos 50 cm. entre la superficie de rodadura y el máximo nivel de la lámina libre, así como impermeabilizar la cuneta para evitar filtraciones, o distanciarla de las capas resistentes del firme si éstas no están protegidas.

## Caces

Un **caz** es una franja estrecha situada longitudinalmente en los bordes de la calzada y cuyo cometido es recoger conducir las aguas superficiales y de escorrentía hasta un elemento de desagüe. Dado su reducido tamaño, se emplean únicamente para evacuar

pequeños caudales, como los recogidos únicamente en la superficie de la calzada, o en zonas donde el espacio es limitado, como travesías y núcleos urbanos.

Al ser un elemento de drenaje longitudinal, su dimensionamiento se realiza de manera análoga al ya descrito para cunetas. Existen diversas publicaciones –entre ellas la propia Instrucción- que incluyen ábacos que facilitan y simplifican su cálculo. La tipología de caces existentes se recoge en la Fig. 18.12.

Dada su reducida sección hidráulica, los caces desaguan con cierta frecuencia a un colector mediante unos elementos de conexión denominados **sumideros** o **bajantes**. Éstos suelen disponerse en general cada 25 ó 50 m., presentando diversas tipologías que veremos seguidamente.

T.60		Coeficiente de rugosidad K	
Material	Características	K (m <sup>1/3</sup> /s)	
Tierra desnuda	Superficie uniforme	40-50	
	Superficie irregular	30-50	
Tierra genérica	Ligera vegetación	25-30	
	Vegetación espesa	20-25	
Roca	Superficie uniforme	30-35	
	Superficie irregular	20-30	
Encachado		35-50	
Revestimiento bituminoso		65-75	
Hormigón proyectado		45-60	
Tubo corrugado	Sin revestir	30-40	
	Revestido	35-50	
Tubo de fibrocemento	Sin juntas	100	
	Con juntas	85	
Tubo o cuneta de hormigón		60-75	

Fuente: Instrucción de Carreteras (5.2-IC)

### 3.2. Elementos de desagüe

A fin de disminuir en la medida de lo posible los caudales a evacuar, se disponen una serie de puntos de desagüe a lo largo del elemento de drenaje longitudinal –normalmente cunetas- de forma que las aguas se reintegren paulatinamente al medio natural causando el menor daño posible.

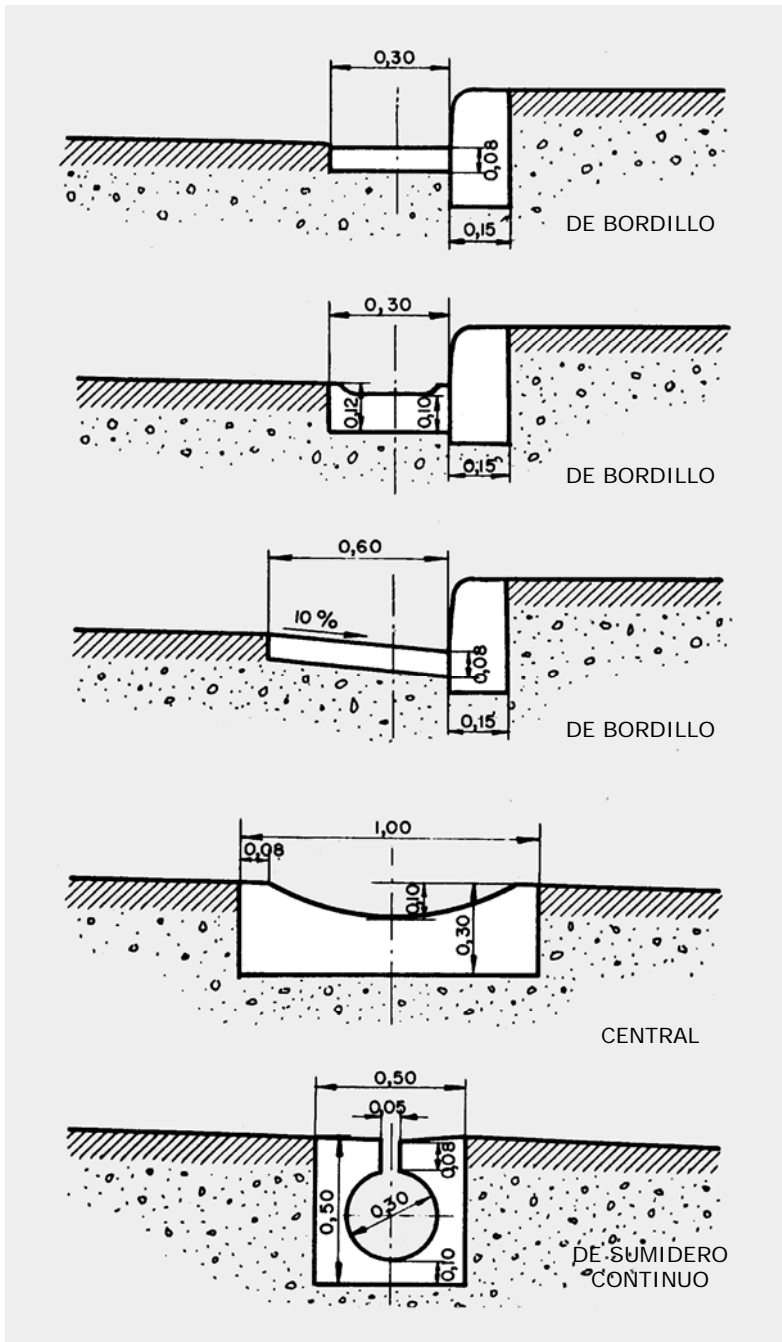


Fig. 18.12 – Tipología de caces (5.1-IC)



Las zonas idóneas para efectuar el proceso de evacuación son, en función de la zona donde esté emplazada la vía, las detalladas en el siguiente esquema:

Entorno	Elementos
<b>ZONA URBANA</b> NÚCLEOS DE POBLACIÓN	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Empleo de sumideros e imbornales en los márgenes de las aceras, conectados con el alcantarillado de la propia calle</li> <li>- En grandes ciudades, colectores que desagüen a la red local de alcantarillado</li> <li>- Sistemas separativos de aguas blancas y negras</li> </ul>
<b>ZONA SEMIURBANA</b> ACCESOS A CIUDADES	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Empleo del alcantarillado, si éste existe</li> <li>- Caso de no existir, puede desaguarse en cauces naturales cercanos, comprobando previamente su capacidad</li> <li>- Cauces naturales acondicionados artificialmente con colectores de gran diámetro</li> </ul>
<b>ZONA RURAL</b> VÍAS INTERURBANAS FUERA DE POBLADO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Empleo de los cauces naturales por los que iría el agua si no existiera la carretera</li> <li>- Cauces acondicionados para evitar fenómenos de erosión excesiva o soterramientos, disponiendo dispositivos disipadores de energía</li> <li>- También suelen emplearse las obras de fábrica que cruzan la carretera: caños, pontones, tajeas...</li> <li>- Si existen, puede desaguarse en corrientes cercanas de agua: ríos, lagos, acuíferos, etc.</li> </ul>

La distancia a la que deben situarse estos puntos de desagüe depende de varios factores, entre ellos el caudal transportado o el la sección del elemento de canalización longitudinal empleado. Lo normal es disponer puntos de desagüe cada 100 o 150 m., aunque debe estudiarse cada caso.

Los principales elementos de desagüe superficial empleados en carreteras son los **sumideros** e **imbornales**. Estos elementos permiten el desagüe de los dispositivos superficiales de drenaje –caces o cunetas-, bien directamente al exterior (imbornales) o por medio de un colector (sumideros). De esta forma, las aguas vuelven a reintegrarse al cauce natural, o son desviadas a sistemas subterráneos de recogida, como la red de alcantarillado en los núcleos de población.

En la elección del tipo y diseño de estos elementos deberán tenerse en cuenta, aun por encima de las consideraciones hidráulicas, factores de seguridad en la circulación y el posible peligro de su obstrucción por acumulación de sedimentos térreos

o escombros procedentes de la plataforma y márgenes, lo que haría totalmente inútil su presencia.

## Tipología

Los **sumideros** presentan diferentes tipologías, a saber:

- **Continuos:** El desagüe se realiza de forma ininterrumpida a lo largo de toda la longitud de la vía.
- **Aislados:** La evacuación de las aguas se localiza en determinados puntos, distinguiéndose tres clases de sumideros, en función de su orientación:
  - **Horizontales:** El desagüe se realiza por su fondo.
  - **Laterales:** El desagüe se realiza por su pared lateral vertical o cajero.
  - **Mixtos:** Combina los dos tipos anteriores.

Los sumideros aislados situados en puntos bajos serán generalmente de tipo horizontal, a que poseen mayor capacidad de desagüe que los laterales, aunque pueden obstruirse más fácilmente. Por ello, para evitar la formación de balsas debe disponerse otro sumidero a 5 cm. de altura de aquél o reemplazarse el conjunto por un sumidero mixto.

Asimismo, los emplazados en rasantes inclinadas también suelen ser de tipo horizontal, interceptando en el fondo a la cuneta o caz, y con sus barras preferentemente orientadas en la dirección de la corriente. Su capacidad de desagüe aumenta con su longitud y con el calado de la corriente aunque disminuye con la velocidad de la misma, que depende directamente de la pendiente longitudinal.

Cada sumidero aislado deberá estar conectado a una arqueta, para así enlazar con el sistema de evacuación formado por los colectores.

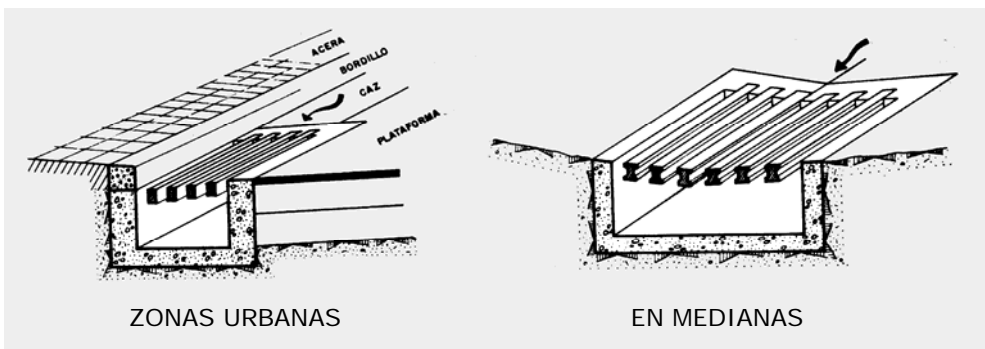


Fig. 18.13 – Tipos de sumideros horizontales empleados en carreteras (5.1-IC)

## Dimensionamiento

Para su **dimensionamiento**, debe hacerse una distinción entre los sumideros horizontales y los laterales, empleándose distintos métodos de cálculo para determinar su sección:

- (a) Sumideros laterales: En este tipo de sumideros se puede aumentar su capacidad de desagüe aumentando su profundidad o su longitud (L), que en ningún caso deberá ser inferior a:

$$L \geq T \cdot \sqrt{p/2}$$

siendo T la anchura del elemento de recogida de aguas (caz o cuneta) en m  
p la pendiente longitudinal del sumidero en tanto por cien (%)

El máximo caudal que es capaz de desaguar se calcula aplicando dos fórmulas diferentes, según sea la relación entre el calado de la corriente (H) y la altura de la abertura (D):

- Si  $H < 1.4 \cdot D \rightarrow$  Fórmula del vertedero  $\rightarrow Q = \frac{L \cdot \sqrt{H^3}}{60}$
- Si  $H \geq 1.4 \cdot D \rightarrow$  Fórmula del orificio  $\rightarrow Q = 300 \cdot S \cdot \sqrt{H - (D/2)}$

donde Q es el caudal desaguado en l/s

H es la profundidad o calado del agua en cm

L es la anchura libre del sumidero en cm

D es la altura de la abertura medida en su centro, en cm

S es el área del sumidero en m<sup>2</sup>

- (b) Sumideros horizontales: Para que sean capaces de interceptar todo el caudal que pase sobre él, será necesario que la longitud libre (L) de las barras no sea inferior a la indicada por la siguiente fórmula:

- Barras paralelas a la corriente  $\rightarrow L = 9 \cdot V \cdot \sqrt{H+d} \leq 30 \text{ cm.}$
- Barras paralelas a la corriente  $\rightarrow L = 15 \cdot V \cdot \sqrt{H+d}$

siendo h el calado del agua sobre las barras en cm

d el diámetro o canto de una barra en cm

V la velocidad del agua circulante por la sección de desagüe en m/s

Para calcular su capacidad de desagüe se emplean las mismas fórmulas empleadas para sumideros laterales, en función de la profundidad del agua:

- Si  $h < 12 \text{ cm.} \rightarrow$  Fórmula del vertedero  $\rightarrow Q = \frac{L \cdot \sqrt{H^3}}{60}$   
(se tomará la el perímetro exterior de la rejilla como anchura libre)
- Si  $h > 40 \text{ cm.} \rightarrow$  Fórmula del orificio  $\rightarrow Q = 300 \cdot S \cdot \sqrt{H - (D/2)}$

- Si  $12 \geq h \leq 40$  cm. → Interpolación lineal entre ambas fórmulas

- (c) Sumideros mixtos: Este tipo de elementos computarán a efectos hidráulicos únicamente su parte horizontal, calculándose de igual forma que los sumideros horizontales.

La eficacia de un sumidero se ve mermada con la pendiente longitudinal (J) del caz o cuneta, por lo que debe aplicarse un coeficiente de reducción ( $\gamma$ ) de valor:

$$\gamma = \frac{1}{1 + 15 \cdot J}$$

La capacidad de desagüe de cada sumidero deberá ser tal que pueda absorber al menos el 70% del caudal de referencia que circule por la cuneta o el caz, sin que la profundidad o anchura de la corriente rebese su límite admisible (considerando un resguardo del 15%), a fin de permitir que, cuando un sumidero esté obstruido, el agua que no penetre en él pueda absorberse sin problemas en los siguientes aguas abajo.

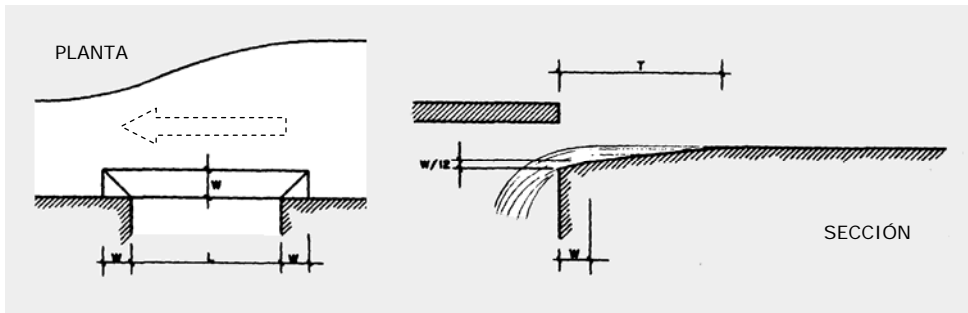


Fig. 18.14 – Elementos de un sumidero lateral

### 3.3. Elementos de evacuación

Este grupo lo componen aquellos elementos destinados a conducir las aguas desde el punto de desagüe hasta la zona donde serán definitivamente evacuados, bien sea reintegrándose en cauce natural o penetrando en un cauce artificial o en una red de alcantarillado.

Básicamente se diferencian tres tipos de elementos, cuyas funciones son consecutivas y complementarias: bajantes, arquetas y colectores.

Las **bajantes** son elementos encargados de canalizar las aguas desde el correspondiente elemento de desagüe –sumidero o imbornal- hasta el sistema de canalización definitivo. Suelen construirse con piezas prefabricadas cerámicas o de hormigón en forma de artesa, solapándose unas con otras. También se emplean tubos de pequeños diámetros o, si el terreno lo permite, se excavan en él pequeños canales.

Las **arquetas**, por su parte, son obras de fábrica que se encargan de recibir a las bajantes y enlazarlas con el colector general. Además, facilitan la inspección y conservación de los dispositivos enterrados de desagüe, permitiendo su fácil limpieza y mantenimiento. Suelen colocarse regularmente a distancias no superiores a 50 m., así como en puntos críticos tales como confluencias de tubos, sumideros, drenes subterráneos, etc. No se permitirá el uso de arquetas ciegas o no registrables.

Los **colectores** suelen ser grandes tubos a donde van a parar las aguas recogidas por todos los sumideros y canalizadas por las bajantes. Suelen estar hechos de materiales resistentes y durables –hormigón, fibrocemento o acero- y se les exigen ciertas características que aseguren su resistencia a las presiones de trabajo y a las cargas exteriores, así como una relativa estanqueidad. Su cálculo se efectuará aplicando las expresiones para tuberías en carga, fácilmente encontrables en cualquier manual de hidráulica.

**E.18 Dimensionamiento de elementos de drenaje**

**Un tramo periurbano de la carretera CN-332 dispone de unas cunetas triangulares, con las siguientes características:**

- Taludes interior y exterior iguales a 1/3
- Pendiente longitudinal del 2.5%
- Fabricadas de hormigón en masa

**(a) Sabiendo que el caudal de referencia es de 180 l/s, se pide determinar sus dimensiones, tomando un resguardo del 15%.**

Para ello, emplearemos la fórmula de Manning-Strickler, obteniendo el coeficiente K (elegiremos el más desfavorable) de la **Tabla T.60**:

$$Q = 0.180 \text{ m}^3/\text{s} = K \cdot S \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} = 60 \cdot 0.025^{1/2} \cdot S \cdot R^{2/3} \quad (1)$$

Tanto la sección (S) como el perímetro mojado (P) –que define el radio hidráulico- pueden ponerse en función del calado (H) de la corriente:

$$\left. \begin{matrix} S = 3 \cdot H^2 \\ P = 4 \cdot H \end{matrix} \right\} R = \frac{3H}{4} \rightarrow \text{Sustituyendo en (1) y despejando H} \rightarrow H = 16.1 \text{ cm}$$

Al tener una pendiente superior al 0.5%, no hace falta efectuar corrección alguna. Como debe tener un resguardo del 15% sobre la cota de rasante de la vía, la altura y anchura finales serán de:

$$\begin{aligned} H_R &= (1+0.15) \cdot H = 18.5 \text{ cm} \\ A &= 2 \cdot 3H = 2 \cdot 55.5 = 111 \text{ cm} \end{aligned}$$

**(b) Dimensionar el correspondiente sumidero horizontal que evacue dicho caudal**

De los dos tipos de sumideros horizontales, escogeremos el de barras paralelas a la corriente, por ser el de uso más extendido. Por tanto, su longitud mínima, suponiendo barras de 2 cm. será de:

$$L = 9 \cdot V \cdot \sqrt{H+d} = 9 \cdot 2.31 \cdot \sqrt{16.1+2} = 88.4 > 30 \rightarrow 30 \text{ cm.}$$

La velocidad (V) se obtiene dividiendo el caudal de referencia (Q) por la sección mojada (S), dando un valor de 2.31 m/s.

El caudal debe modificarse por doble motivo:

- Debido a que sólo debe desaguar el 70% del caudal de referencia
- Debido a la pendiente longitudinal  $\rightarrow \gamma = \frac{1}{1+15 \cdot J} = \frac{1}{1+15 \cdot 0.025} = 0.73$

Por ello, el caudal de referencia será el siguiente:

$$Q = \frac{0.70 \cdot Q_0}{\gamma} = \frac{0.70 \cdot 180}{0.73} = 172.6 \text{ l/s}$$

Como el calado supera los 12 cm., emplearemos la fórmula del vertedero para calcular su sección, teniendo en cuenta

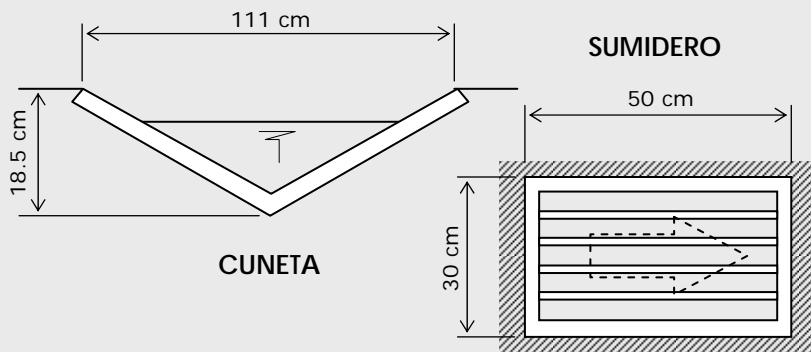
$$L = \frac{0.7 \cdot Q \cdot 60}{\sqrt{H^3}} = \frac{172.6 \cdot 60}{\sqrt{16.1^3}} = 160 \text{ cm}$$

Como en este caso L es el perímetro de la sección, las dimensiones del sumidero serán:

$$L = 30 \text{ cm.}$$

$$W = [160 - (2 \cdot 30)] / 2 = 50 \text{ cm.}$$

Por tanto dispondremos sumideros horizontales de sección rectangular de 50 x 30 cm. con barras de 2 cm. de canto .



## 4. DRENAJE TRANSVERSAL

La presencia de una carretera **interrumpe la continuidad** de la red de drenaje natural del terreno –laderas, vaguadas, cauces, arroyos, ríos-, por lo que debe procurarse un sistema que restituya dicha continuidad, permitiendo su paso bajo la carretera en condiciones tales que perturben lo menos posible la circulación de agua a través de la citada red.

Además, las obras de drenaje transversal también se aprovechan para desaguar el caudal recogido por la plataforma y sus márgenes, y canalizado a través de las cunetas.

En cuanto hace referencia a su **tipología**, pueden distinguirse dos grandes grupos de obras de drenaje transversal:

- (a) Pequeñas obras de paso: Este tipo de obras son de reducido tamaño, no superando luces de más de 10 m. Algunas de ellas se recogen en la “Colección de pequeñas obras de paso”, Norma 4.2-IC. Se dividen en:
  - Caños: Tubos de sección circular contruidos para desaguar pequeños caudales de agua.
  - Tajeas: Aquellas obras que, sin ser caños, tienen luces que no exceden de un metro.
  - Alcantarillas: Obras de luces superiores a 1 m. e inferiores a 3 m.
  - Pontones: Comprenden luces de entre 3 y 10 metros.
  - Pozos: Arquetas de fábrica, adosadas a los caños o tajeas situadas en perfiles a media ladera, que recogen las aguas de las cunetas que han de desaguar por ellos.
- (b) Grandes obras de paso: Se trata de aquellas realizadas para salvar grandes luces y desniveles, principalmente puentes y viaductos. Este tipo de obras están relacionadas con cauces y caudales más importantes, por lo que su sección no resulta determinante para el desagüe del cauce. Sin embargo, plantea problemas de elevación de la lámina de agua sobre la vía o de erosiones en los apoyos de las pilas.

### 4.1. Criterios de proyecto

Al proyectar obras de drenaje transversal deberán tenerse en cuenta los criterios de diseño ya expuestos al principio del tema, así como los siguientes puntos, muchos de ellos referidos a pequeñas obras de paso:

- Deben perturbar lo menos posible la circulación del agua por el cauce natural, sin provocar excesivas sobreelevaciones del nivel de agua –que pueden

provocar aterramientos aguas arriba- ni aumentos de velocidad, causantes de erosiones aguas abajo.

- Debe considerarse la posibilidad de distribuir la anchura del cauce entre varios vanos o conductos. En este sentido, suele ser preferible una única obra antes que varias más pequeñas, ya que existe un mayor riesgo de obstrucción, al ser las luces más pequeñas.
- Las obras pequeñas de paso deben proyectarse tratando de seguir el cauce natural del agua, salvo que la longitud del conducto resultase excesiva, en cuyo caso podrá modificarse ligeramente, sin producir cambios bruscos que afectarían al rendimiento de la propia obra de desagüe.
- Las embocaduras deben dimensionarse de forma que no favorezcan la formación de turbulencias o provoquen aterramientos, permitiendo que el agua entre en el conducto de la forma más limpia posible. En la siguiente figura se recogen diversos tipos de embocaduras empleadas en drenaje transversal.

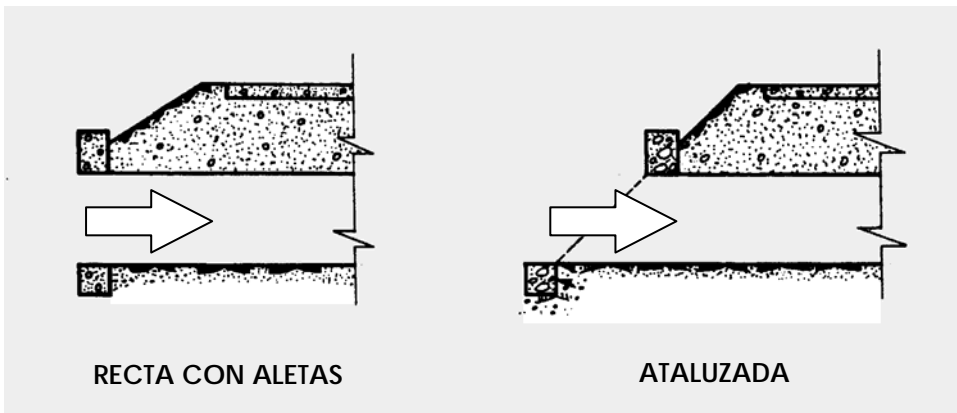


Fig. 18.15 – Embocaduras empleadas en terraplenes

- La **mínima dimensión** de la sección de una pequeña obra de drenaje transversal no deberá ser inferior a la recogida en la siguiente tabla, en función de su longitud:

T.61	Dimensiones mínimas de las obras de paso					
Longitud (m) .....	3	4	5	10	15	
Mínima dimensión (m) ....	0.6	0.8	1.0	1.2	1.5	1.8

Fuente: Instrucción de Carreteras (5.2-IC)



- Tampoco conviene dimensionar estrictamente los diámetros de los tubos; es preferible **sobredimensionarlos** para así prever posibles reducciones de sección ocasionadas por aterramientos o acumulación de escombros. En este sentido, se considera que la anchura efectiva de un conducto circular es igual al 60% de su diámetro nominal.

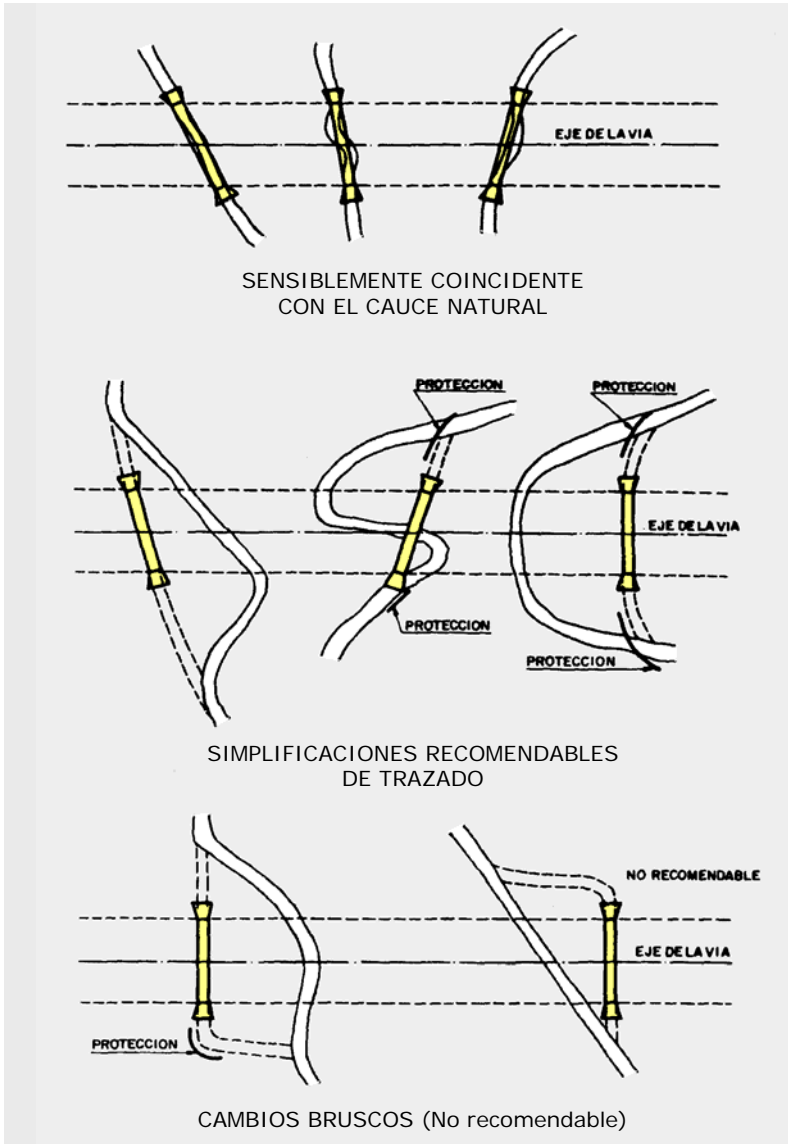


Fig. 18.16 – Plantas de pequeñas obras de drenaje transversal (5.2-1C)

## 5. DRENAJE PROFUNDO

El drenaje subterráneo tiene como principal misión controlar y limitar la humedad de la explanada, así como de las diversas capas que integran el firme de una carretera. Para ello deberá cumplir las siguientes funciones:

- Interceptar y desviar corrientes subterráneas antes de que lleguen al lecho de la carretera.
- En caso de que el nivel freático sea alto, debe mantenerlo a una distancia considerable del firme.
- Sanear las capas de firme, evacuando el agua que pudiera infiltrarse en ellas.

### 5.1. Drenes subterráneos

Un **dren subterráneo** está formado por una zanja de profundidad variable, en el fondo de la cual se ubicará un tubo con orificios perforados, juntas abiertas o material poroso para permitir el paso del agua a su través; dicho tubo se rodeará de material permeable con propiedades filtrantes, compactado adecuadamente. El dren se aislará de las aguas superficiales cubriéndolo en su parte superior con una capa de material impermeable.

#### Tubos

Los tubos pueden proyectarse de cualquier material, siempre y cuando reúna las condiciones hidráulicas y mecánicas especificadas en proyecto. De cara a hacerlos permeables al agua es recomendable emplear los fabricados con materiales porosos, o disponer juntas abiertas de 1 ó 2 cm. Si se le practican orificios, éstos tendrán un diámetro de entre 8 y 10 cm. e irán preferentemente en la mitad inferior del tubo.

Los **diámetros** empleados en los tubos oscilan desde los 10 hasta los 30 cm., aunque en casos extremos pueden emplearse de hasta 50 cm. en función del caudal de referencia. La velocidad del agua en este tipo de conducciones fluctúa entre los 0.7 y los 4 m/s, debiéndose disponer pendientes longitudinales no inferiores al 0.5%, siendo en cualquier caso justificables pendientes menores, aunque nunca por debajo del 0.2%.

#### Material filtro

El material filtro tiene la misión de canalizar adecuadamente las aguas hacia el tubo, impidiendo su posible contaminación, producida por las partículas de suelo adyacentes al dren. Para cumplir estas funciones, el material filtro debe cumplir unas condiciones granulométricas muy estrictas, ya que de ellas depende su buen funcionamiento.

## Arquetas y registros

Este tipo de elementos permiten controlar el buen funcionamiento del drenaje, y sirven además para evacuar el agua recogida por éste a un colector principal, a una cuneta o a un cauce natural.

Las arquetas se colocan a intervalos regulares de entre 30 y 100 m., dependiendo de la pendiente longitudinal del terreno, la capacidad de desagüe del sistema y el máximo caudal de referencia. Con independencia de lo anterior, también deberán colocarse arquetas o registros en todos los cambios de alineación de la tubería de drenaje.

## 5.2. Obras de drenaje

Dentro de las obras de drenaje transversal pueden destacarse dos tipos en función del cometido que desempeñan: **drenes de intercepción** y **drenes de control del nivel freático**.

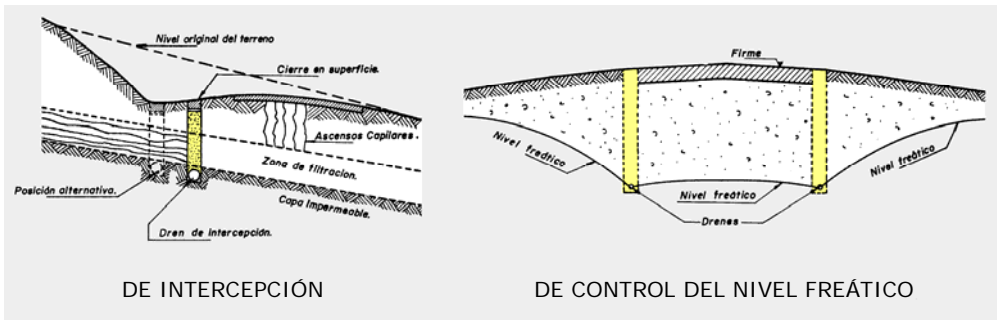


Fig. 18.17 – Drenes subterráneos

### Drenes de intercepción

Su objetivo es impedir que las corrientes subterráneas alcancen las inmediaciones de la carretera, desviando su trayectoria. Existen dos tipos de drenes de intercepción:

- (a) Longitudinales: Interceptan la corriente de forma oblicua y la conducen de forma paralela a la vía. Se emplean en zonas de escasa pendiente longitudinal, especialmente en los valles en trinchera o secciones a media ladera. El caudal a desaguar puede determinarse aforando la corriente subterránea.
- (b) Transversales: Este tipo de drenes cruza transversalmente la vía, proporcionando una vía definida de escape a la corriente subterránea. Se

emplean en carreteras con pendientes elevadas, donde los anteriores no son capaces de interceptar todo el agua de filtración.

La distancia de separación entre drenes oscila entre 20 y 25 m., siendo muy utilizada la variedad en **espina de pez**, donde los drenes forman un ángulo de  $60^\circ$  con la calzada. Este tipo de drenes se recomienda en zonas de paso de desmonta a terraplén, con independencia de la pendiente longitudinal.

## Drenes de control del nivel freático

Este tipo de drenes longitudinales no tienen otro cometido más que mantener a suficiente profundidad el nivel freático del terreno, de manera que no afecte a las características de la explanada y las capas que conforman el firme.

El nivel freático debe mantenerse entre 1 y 1.50 m. por debajo del nivel de la explanada, según la naturaleza del suelo. Para ello, el fondo de las zanjas drenantes deberá situarse a una profundidad comprendida entre los 1.20 y 1.80 m. bajo el nivel de la calzada.

Los drenes se dispondrán como mínimo a una distancia de 0.50 m. del borde exterior de la calzada, y en secciones en desmonte lo harán entre dicho límite y la cuneta de pie de desmonte.

## 6. SECCIONES TIPO DE OBRAS DE DRENAJE

A continuación se muestran una serie de secciones tipo que hacen referencia a distintos elementos de la vía, así como a distintas situaciones de drenaje.

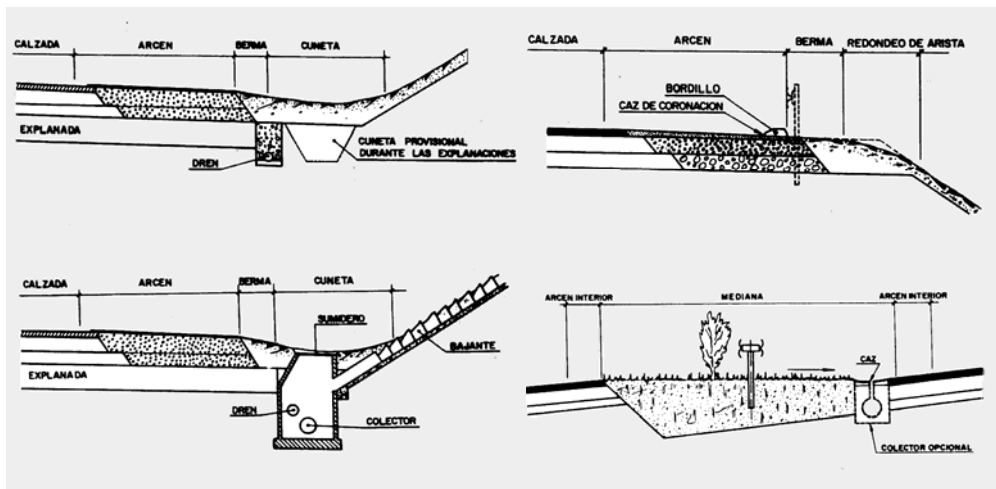


Fig. 18.18 – Drenes empleados en desmontes (izquierda) y en terraplenes y medianas (derecha)

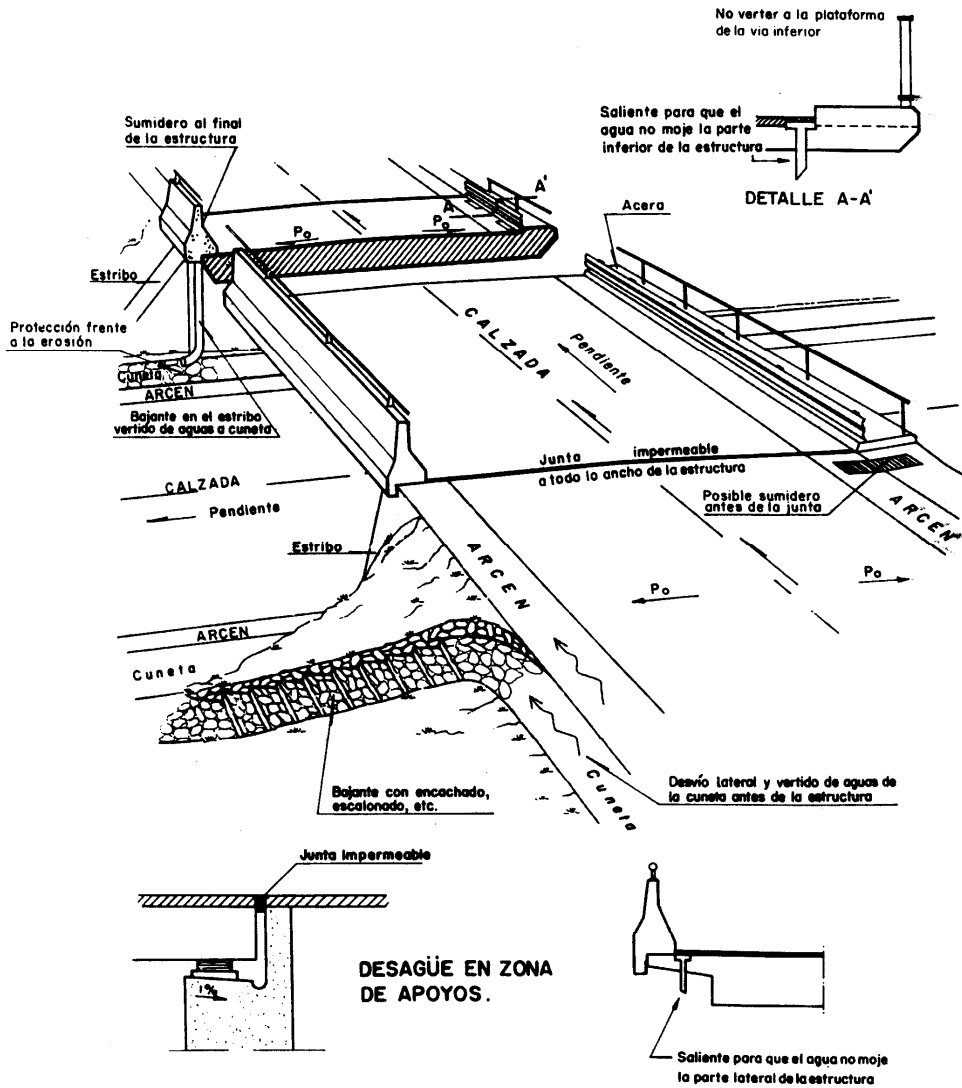


Fig. 18.19 – Drenaje en obras de paso



# 19

## FIRMES

Comúnmente se define el **firme** de cualquier tipo de infraestructura viaria –caminos, carreteras, aeropuertos, etc.- como un conjunto de capas superpuestas horizontalmente, formadas por diversos materiales sueltos o tratados con una sustancia aglomerante, cuya misión es transmitir adecuadamente las cargas generadas por el tráfico, de forma que las capas subyacentes no se deformen de forma inadmisibile, al menos durante cierto período de tiempo –período de proyecto- y bajo cualquier condición meteorológica.

Aparte de poseer unas notables características resistentes, el firme debe ser capaz de aportar otra serie de propiedades que garanticen la seguridad y comodidad de los usuarios de forma duradera. En este sentido, la terminación superficial del firme –materializada en la capa de rodadura- juega un papel fundamental.

La actual concepción del firme como estructura multicapa unida al desarrollo de nuevos materiales, deriva en la generación de infinidad de secciones diseñadas específicamente para determinadas situaciones de carga. No obstante, puede hacerse una síntesis de todas ellas en dos grandes grupos atendiendo a la forma de resistir los esfuerzos, así como por los materiales y capas que las componen; éstos son los **firmes flexibles**, formados por capas bituminosas y granulares, y los **firmes rígidos**, compuestos por pavimentos de hormigón. Otros subgrupos especialmente importantes son los firmes semirrígidos, los drenantes y los mixtos.

## 1. FUNCIONES DEL FIRME

La aparición del firme como elemento básico de una carretera se justifica plenamente con la evolución que el transporte terrestre ha tenido a lo largo de la historia, especialmente en este último siglo, donde el automóvil ha sufrido grandes cambios que han supuesto un considerable aumento en sus prestaciones.

El incremento en la velocidad de circulación, sumado a la cada vez mayor proliferación de vehículos pesados deja obsoletas a las explanadas, incapaces de resistir la acción directa de fuertes cargas verticales y tangenciales y muy susceptibles a la acción de los agentes meteorológicos. Este hecho ha obligado a idear nuevos materiales acordes con la situación, dispuestos de forma que soporten y repartan las solicitaciones generadas por el tráfico sin degradarse en exceso.

Todo ello lleva a concluir que las principales **funciones** de los firmes que actualmente se emplean en la construcción de carreteras son las siguientes:

- (a) Resistir las solicitaciones del tráfico previsto durante el período de proyecto del firme, así como servir de colchón de amortiguamiento de las cargas verticales para las capas inferiores, de forma que a la explanada llegue una pequeña parte de aquéllas, compatible con su capacidad portante.
- (b) Proporcionar una superficie de rodadura segura y cómoda, cuyas características se mantengan uniformes durante el periodo de funcionamiento de la vía, produciéndose a lo largo de éste deformaciones admisibles y deterioros que puedan ser objeto de actuaciones eventuales de conservación y mantenimiento, por otra parte lógicas en cualquier tipo de infraestructura.
- (c) Resguardar la explanada de la intemperie, especialmente de las precipitaciones y del agua en cualquiera de sus formas, ya que en determinados suelos produce una merma considerable en sus características resistentes, pudiendo además provocar lavados de parte del material e incluso fenómenos de deslizamiento.

Como conclusión, puede decirse que la función final de un firme no es otra que la de **soportar la acción de los vehículos** que circulan sobre él, proporcionando en todo instante una **superficie de rodadura cómoda, segura y duradera**. La calidad del firme es parte importante aunque no única para que estas funciones se lleven a cabo felizmente; su infraestructura –obras de tierra y drenaje- también debe ser la apropiada.

## 2. CARACTERÍSTICAS FUNCIONALES

Las anteriores funciones exigidas al firme hacen que éste deba cumplir una serie de requisitos para realizar adecuadamente su cometido.

Las características funcionales de un firme se dividen en dos grandes grupos: **superficiales** y **estructurales**, que a continuación se analizan con mayor profundidad.

## 2.1. Características superficiales

Hacen referencia a diversas propiedades que debe presentar la superficie del firme –también conocida como capa de rodadura- y que están relacionadas con la **seguridad** y la **comodidad** experimentada por el usuario. Las más importantes son:

- (a) **Resistencia al deslizamiento:** Muy importante para asegurar el contacto en todo momento entre vehículo y carretera, sobre todo en los tramos complicados. Esta propiedad está íntimamente ligada con la textura superficial del firme y el tipo de árido empleado en su construcción.
- (b) **Regularidad superficial:** Afecta sobre todo a la comodidad del usuario, y viene determinada por el grado de alabeo tanto longitudinal como transversal del pavimento. En este sentido, las deformaciones con pequeñas longitudes de onda son las que mayor sensación de incomodidad producen, conllevando en ocasiones cierto peligro.
- (c) **Drenaje superficial:** La rápida evacuación de las aguas pluviales caídas directamente sobre el firme hacia los laterales es otro factor a considerar de cara a la seguridad de los usuarios; un correcto drenaje superficial evita salpicaduras, pérdidas de agarre, fenómenos de *aquaplaning*. En este sentido influyen tanto la disposición de una pendiente transversal suficiente como un correcto acabado superficial que proporcione una textura adecuada para el drenaje.
- (d) **Reflexión lumínica:** El brillo del firme, producido por la reflexión de fuentes luminosas –el sol durante el día o los faros y luminarias por la noche- es otra propiedad a considerar, para evitar molestos y peligrosos fenómenos de reducción de visibilidad y deslumbramiento, especialmente durante la noche.
- (e) **Ruido de rodadura:** La generación de ruido ocasionada por el contacto entre neumático y pavimento es una de las principales fuentes de contaminación acústica en núcleos de población. Además, los ocupantes del vehículo también sufren de forma continuada sus efectos nocivos.

## 2.2. Características estructurales

Se hallan relacionadas directamente con las **propiedades resistentes** –físicas y mecánicas- de los materiales que constituyen el firme y con el **espesor** de las capas que lo conforman.



Los materiales pétreos que componen cada capa deben ser cuidadosamente seleccionados, de forma que se garantice una calidad suficiente para que el firme sea **resistente y durable**. En este sentido, es importante que los áridos presenten una adecuada composición granulométrica, una forma regular con bordes angulosos y un bajo contenido en finos. La normativa española, más concretamente el PG-3, especifica con mayor detalle los requisitos que debe cumplir cada material en función de la capa donde se emplee.

El espesor de las capas también define la forma de **transmisión** y el grado de **amortiguamiento** de las tensiones transmitidas por los vehículos; lógicamente, una mayor grosor contribuirá a mejorar las propiedades resistentes de una determinada capa. Además, la diferente deformabilidad de las éstas da lugar a discontinuidades tensionales en sus límites, originando esfuerzos rasantes en dichas zonas de contacto. Por ello, el diseño de cada capa debe ser **armónico** con el de las limitrofes, de forma que las tensiones se disipen gradualmente, consiguiendo un buen comportamiento estructural del conjunto.

### Dimensionamiento del firme

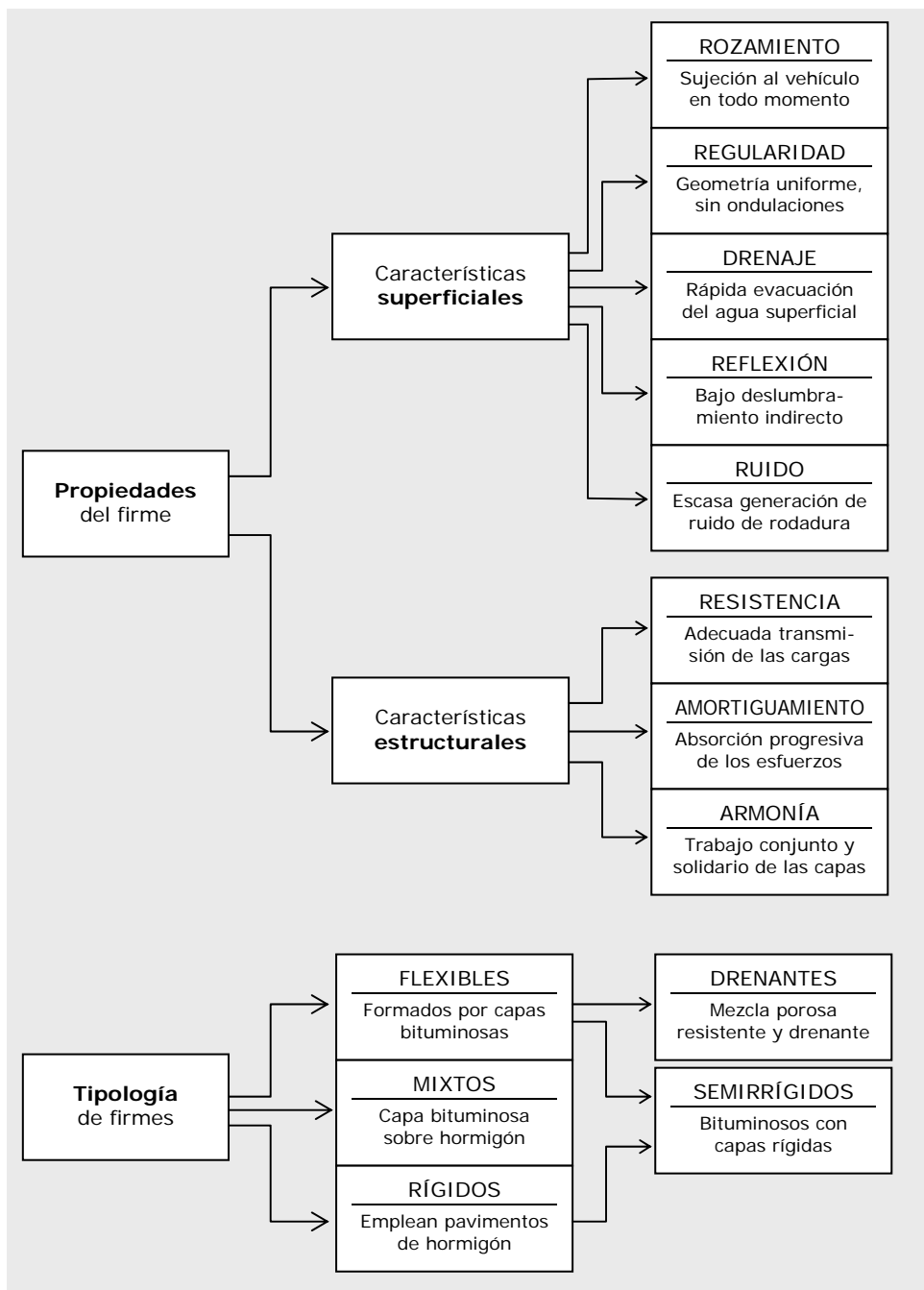
Para determinar el número, composición y espesor de las capas que constituirán un determinado afirmado existen diversos métodos de **análisis tensional** que dan una idea de los efectos producidos por las cargas de tráfico. Si se conocen las leyes de fatiga de los materiales, puede estimarse el número de procesos de carga/descarga que es capaz de soportar cada capa y por tanto, su durabilidad y la del firme en su conjunto. Estimada la intensidad de tráfico prevista en dicha vía, puede calcularse su vida útil aplicando el resultado anterior.

Puede decirse que un firme bien proyectado es aquél en el que todas sus capas trabajan a la máxima tensión admisible y presentan un coeficiente de seguridad a la rotura similar, de forma que teóricamente todas ellas colapsarían a la vez ante una sollicitación excesiva.

Una afirmación que puede extraerse del anterior párrafo es que la calidad de un firme no depende de su espesor, tal y como se creía antiguamente, sino de la **homogeneidad tensional**, es decir, de unas condiciones de trabajo similares en cada capa del firme.

## 3. MATERIALES EMPLEADOS EN LA CONSTRUCCIÓN DE FIRMES

La continua evolución de la ciencia y la técnica de los materiales ha hecho que en la actualidad dispongamos de un amplio abanico de materiales específicos para la construcción de firmes.



Las **materias primas** empleadas en la confección de las diferentes capas de un afirmado son las que se citan a continuación:

- Suelos granulares seleccionados: Empleados para confeccionar la explanada mejorada e incluso ciertas capas del firme, ayudados por algún tipo de conglomerante.
- Materiales pétreos: Los áridos –tanto naturales como de machaqueo- son parte indispensable del firme, ya que forman su esqueleto resistente y confieren al mismo sus características superficiales y estructurales más importantes.
- Ligantes bituminosos: Este grupo lo conforman aquellos materiales obtenidos de la destilación del petróleo y que desempeñan un papel aglomerante. De entre ellos cabe destacar los betunes asfálticos, emulsiones bituminosas, betunes fluidificados o las emulsiones.
- Conglomerantes hidráulicos: Empleados en la confección de capas granulares estabilizadas o de capas de rodadura en pavimentos rígidos (de hormigón). Los más empleados en carreteras son el cemento y la cal aérea, aunque también se usan otros de origen industrial: escorias granuladas, cenizas volantes, etc.
- Agua: Imprescindible para la humectación y compactación de las capas granulares, confección de riegos y mezclas bituminosas o la fabricación del hormigón empleado en los pavimentos y bases de los firmes rígidos.
- Materiales auxiliares: Dentro de este grupo se incluyen las armaduras de acero empleadas en el armado de firmes rígidos, aireantes, colorantes y plastificantes para hormigones, activantes para las mezclas bituminosas, geotextiles, etc.

Todos estos materiales se combinan entre sí para formar diferentes **mezclas y compuestos**, que son los que realmente configuran el firme. Los más empleados son:

- Capas granulares: Formadas únicamente por áridos de granulometría continua –zahorras naturales y artificiales- o de granulometría discontinua y uniforme, como es el caso del macadam.
- Estabilizaciones: En este grupo de compuestos se engloban los suelos estabilizados con conglomerantes –cemento o cal- o productos bituminosos. Algunos de los más populares son la gravacemento, gravaescoria, gravaemulsión, etc.
- Mezclas bituminosas: Compuestas por áridos embebidos en un ligante bituminoso. Reciben diferentes denominaciones en función de su apariencia, constitución y puesta en obra. Se emplean en las capas superficiales de los firmes flexibles.
- Hormigones: Forman el pavimento de los firmes rígidos, adoptando diversas configuraciones –en masa, armado, compactado, pretensado- y las bases de

dichos firmes, donde se emplea hormigón magro, que es más económico aunque de peor calidad.

- Tratamientos superficiales y riegos: En este grupo se engloban diferentes compuestos cuya misión es mejorar determinadas características del firme o restaurar aquéllas que se han perdido con el paso del tiempo. Destacan los *slurrys*, los riegos de imprimación, adherencia y curado y las lechadas bituminosas.

Las especificaciones relativas a la composición, medición, puesta en obra y control de calidad de estos compuestos se hallan recogidas en las distintas **unidades de obra** contempladas por el Pliego de Prescripciones Técnicas Generales para Obras de Carreteras y Puentes (PG-3), denominado oficialmente PG-4 desde 1.988, año en que fue parcialmente modificado.

#### 4. CONSTITUCIÓN DEL FIRME

Como ya se ha dicho, el firme es una **estructura multicapa** constituida por un conjunto estratificado de capas sensiblemente horizontales que reposan una sobre otra, pudiendo existir entre ellas distintos tipos de tratamientos que mejoren su adherencia.

Tradicionalmente se distinguen cuatro zonas dentro del firme, en función del cometido que desempeñan. Cada una de estas zonas puede estar compuesta por una o más capas:

- (a) Pavimento: Es la parte superior del firme, encargada de resistir directamente las solicitaciones originadas por el tráfico. Además, actúa como medio de contacto con el vehículo, por lo que es el responsable de las características superficiales del firme. Estructuralmente, absorbe los esfuerzos horizontales y parte de los verticales.
- (b) Capas de base y sub-base: Situada justo debajo del pavimento, tiene una función eminentemente resistente, amortiguando gran parte de las cargas verticales. Pueden estar formadas por zhorras naturales o artificiales, o por materiales granulares tratados con algún tipo de conglomerante.
- (c) Capas especiales: Se emplean en circunstancias especiales, como en terrenos heladizos (capa anti-hielo) o en suelos de mala calidad (capa anticontaminante).
- (d) Explanada mejorada: Es la capa más superficial de la obra de tierra que soporta el firme, estando convenientemente preparada para su recepción.

En el caso de firmes con mezclas bituminosas, existen además una serie de "capas de espesor cero", constituidas por **riegos asfálticos** aplicados durante la construcción del firme en la superficie de determinadas capas para mejorar sus características de adherencia con la capa superior.

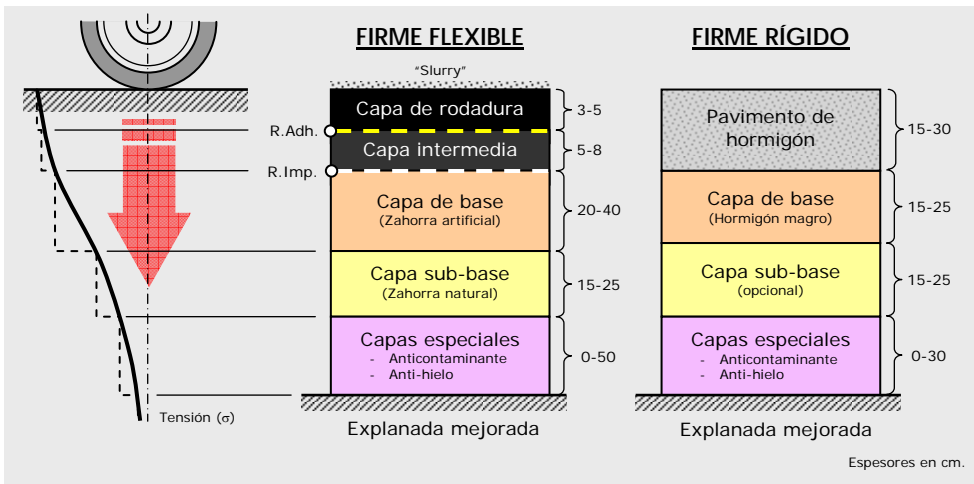


Fig. 19.1 – Capas genéricas de un firme

A continuación estudiaremos con más detalle las capas que conforman un firme convencional por orden creciente de profundidad, definiendo la función típica de cada una de ellas.

### 4.1. Capa de rodadura

Esta capa conforma la parte más superficial del pavimento, por lo que está sometida a la intemperie y en contacto directo con los neumáticos; por ello, es la que está sometida a un mayor número de exigencias, debiendo ser resistente, impermeable, antideslizante y duradera:

- Debe ser **resistente**, ya que debe resistir fuertes presiones verticales de contacto ejercidas por los neumáticos (hasta 15 kg/cm<sup>2</sup>, considerando impactos) y absorber la práctica totalidad de los esfuerzos tangenciales provocados por el frenado, la aceleración centrífuga o la propia rodadura de los vehículos.
- También debe ser **impermeable**, evitando el paso del agua a capas más profundas y susceptibles a la presencia del líquido elemento. Además, debe poseer una textura superficial que facilite la evacuación de las aguas pluviales.
- Otro requisito que debe cumplir es el de ser **antideslizante**, ofreciendo un coeficiente de resistencia al deslizamiento entre neumático y carretera –tanto longitudinal como transversal- suficiente para garantizar la seguridad de los usuarios, especialmente en condiciones meteorológicas adversas. Una textura superficial áspera con áridos angulosos favorecerá este aspecto.

- Por último, debe ser **duradera**, es decir, que sus propiedades perduren a lo largo del tiempo, degradándose lo menos posible. Suele exigirse al firme una durabilidad correspondiente al periodo de proyecto estipulado, normalmente entre 15 y 25 años.

Para mejorar las cualidades adherentes de esta capa, puede aplicarse sobre ellas un riego de **slurry** de varios milímetros de espesor, compuesto por un mortero de arena silícea y betún asfáltico que aumenta el rozamiento, sobre todo en carreteras deterioradas por el uso, con áridos excesivamente pulidos.



Fig. 19.2 – Extensión de una capa de *slurry* sobre un firme en servicio

## 4.2. Capa intermedia o binder

Se halla inmediatamente debajo de la capa de rodadura, sirviendo de intermediaria entre dicha capa y las situadas a mayor profundidad. Su función principal es constituir una **superficie de apoyo** bien nivelada y uniforme sobre la que se pueda extender la capa de rodadura con un espesor constante; también colabora con ésta en la transmisión de los esfuerzos verticales del tráfico convenientemente atenuados a capas inferiores, y acabando de absorber los horizontales, de forma que no alcancen las capas granulares.

Todo ello permite reducir la calidad de los materiales empleados en esta capa, reduciendo la cantidad de conglomerante y la calidad superficial del árido, lo que abarata

su coste. Funcionalmente, la capa intermedia debe ser únicamente **resistente y duradera**, y de características similares a la de rodadura para evitar saltos tensionales excesivos.

Para mejorar la adherencia entre las capas bituminosas –*binder* y de rodadura– es práctica habitual el efectuar un **riego de adherencia** constituido por betunes fluidificados para mejorar la trabazón entre las partículas y tratar de reducir la superficie de discontinuidad creada entre ambas capas.

La capa intermedia es típica de firmes flexibles o bituminosos; de hecho, en firmes rígidos no existe esta distinción entre capas de rodadura e intermedia, disponiéndose un único pavimento de hormigón, de entre 20 y 25 cm. de espesor.

### 4.3. Capa de base

Constituye el principal elemento portante de la estructura del firme, debiendo repartir y absorber la práctica totalidad de las cargas verticales que –aunque atenuadas– penetren a su seno. En firmes rígidos y semirrígidos, esta función de reparto de cargas está distribuida entre el pavimento y la propia capa de base, al tener características resistentes similares. La capa base presenta, por tanto, una función eminentemente **resistente**, debiendo ser además **compacta y duradera** para que sus características mecánicas sean lo más homogéneas posibles durante todo el periodo de proyecto.

Existen diferentes tipos de bases, que emplean uno u otro tipo de material en función de la calidad exigida por las solicitaciones del tráfico:

- **Bases granulares:** Formadas por materiales granulares sin ningún tipo de aglomerante. En función de su granulometría, pueden ser continuas (zahorras) o discontinuas (macadam).
- **Bases granulares estabilizadas:** Al material pétreo se le añade una sustancia aglomerante –normalmente cal o cemento– para mejorar sus cualidades resistentes y aumentar su rigidez. Las más empleadas son las bases de gravacemento, aunque también existen otras, como el suelocemento, gravaemulsión, gravaescoria, gravacemiza, etc.
- **Bases bituminosas:** Compuestas a base de mezclas bituminosas en caliente o en frío, con dosificaciones más pobres que las empleadas en las capas que conforman pavimento. Aun así, son bases de muy buena calidad.
- **Bases especiales:** Integradas por materiales obtenidos de procesos industriales, tales como escorias de alto horno, áridos mejorados, bauxitas calcinadas, detritus industriales, etc.

En firmes bituminosos suele darse un **riego de imprimación** entre esta capa y el pavimento, con el fin de procurar un mayor agarre entre las capas granulares y las bituminosas, mejorando así la transmisión de cargas.



Fig. 19.3 – Aspecto de la capa de base puesta en obra

#### 4.4. Capa sub-base

Realmente se trata de una base de peor calidad, dado que no tiene que resistir cargas excesivas del tráfico, al llegarle muy atenuadas por efecto de las capas superiores; se limita a proporcionar una buena capa de asiento a la base, de forma que se facilite su puesta en obra y compactación.

En cambio, sí que posee una importante función **drenante**, alejando el agua de las capas superiores del firme, para lo cual es imprescindible que los materiales empleados –generalmente zahorras naturales- carezcan de finos de origen arcilloso, dado su carácter impermeable. Además, debe de hallarse en contacto con el sistema de drenaje de la vía, para evacuar el agua infiltrada en su interior; para facilitar la rápida evacuación del agua, se dota a la sub-base de una pendiente del 4%.

En cuanto a los materiales que conforman esta capa, deben poseer una buena granulometría, escasa plasticidad y suficiente dureza para asegurar su **durabilidad**.

#### 4.5. Explanada mejorada

En muchos casos, esta capa no se considera como perteneciente al firme, sino a la explanación u obra de tierra. Sin embargo, su función es muy importante respecto de aquél, ya que le dota de una base uniforme y de buena capacidad portante. Los



materiales que se emplean en su confección son suelos seleccionados, a ser posible procedentes de la propia excavación o de los alrededores de la obra.

Al conseguir un cimiento de características uniformes, los espesores de las capas superiores pueden ser constantes, lo que es muy conveniente desde el punto de vista constructivo, económico y de proyecto. La situación contraria implicaría constantes cambios en los espesores del firme, según las características locales de la explanada natural.

Actualmente se tiende a cuidar la terminación de la explanada natural, por lo que esta capa se halla en desuso.

## 4.6. Capas especiales

Dentro de este grupo de capas se engloban aquéllas que, aunque no son imprescindibles en la constitución del firme, pueden ser necesarias en determinadas circunstancias climáticas o geológicas. Destacan las siguientes:

- (a) Capas anticontaminantes: Cuando la explanada natural está formada por suelos de mala calidad, con un alto componente arcilloso u orgánico, se recurre al empleo de este tipo de capas que actúan a modo de filtro, impidiendo el paso de estos materiales a capas superiores. Se componen de materiales granulares, arenas sobre todo, capaces de retener los finos y permitir el paso del agua a la sub-base.
- (b) Membranas y geotextiles: Este tipo de elementos han ido sustituyendo a las capas anticontaminantes ya que son más ligeros y efectivos, consiguiendo aislar rigurosamente la explanada de las capas del firme.
- (c) Capas anti-hielo: Se emplean en zonas de bajas temperaturas, donde el suelo está sujeto a un continuo proceso de congelación y descongelación. Estas capas suelen tener un espesor considerable –entre 40 y 60 cm-, empleándose para su construcción materiales granulares insensibles a la helada.
- (d) Capas estabilizadas: En zonas de frecuentes lluvias puede ser necesario estabilizar con betún o cemento los últimos centímetros de la coronación de la explanación, para protegerla del agua y permitir el paso de la maquinaria de obra.

## 5. TIPOS DE FIRMES

Actualmente, la técnica de construcción de carreteras cuenta con una gran variedad de firmes que se adaptan a las diferentes exigencias del entorno. No obstante, y atendiendo la composición de sus capas y, por tanto, a la forma que tienen de resistir

y transmitir los esfuerzos, pueden distinguirse dos tipos de firmes: los **flexibles** o bituminosos y los **rígidos** o de hormigón. También merecen una mención especial los firmes semirrígidos, los drenantes y los mixtos.

## 5.1. Firmes flexibles

Este tipo de firmes se caracterizan por estar constituidos por una serie de capas cuyos materiales presentan una resistencia a la deformación decreciente con la profundidad; este hecho obedece al mantenimiento de la proporcionalidad entre tensión y deformación en cada punto del firme, intentando conseguir un trabajo conjunto de la totalidad de las capas.

Las capas más superficiales están formadas por mezclas bituminosas, compuestas por áridos y ligantes hidrocarbonados convenientemente dosificados, lo que otorga al firme el carácter flexible que le da nombre. Estas capas se apoyan sobre capas granulares formadas por zahorras de origen natural o artificial, de menor capacidad portante, encargadas de repartir adecuadamente las tensiones verticales.

### Firmes semirrígidos

El aumento de las intensidades y las cargas de tráfico dio lugar a los **firmes semirrígidos**, que presentan sus capas inferiores estabilizadas con cemento o mayores espesores de las capas bituminosas. Este hecho dota al firme de una mayor rigidez y de un comportamiento estructural muy distinto, ya que la capacidad portante de las capas aumenta con la profundidad.

A pesar de esta notable diferencia, los firmes semirrígidos suelen incluirse dentro del grupo de los firmes flexibles debido a la análoga composición de sus capas superiores, formadas por mezclas bituminosas.

### Firmes drenantes

Este tipo de firmes ha surgido con la aparición de los nuevos betunes modificados con polímeros (BMP), de los que hablaremos en un capítulo posterior. La innovación que presentan con respecto a los firmes tradicionales es la doble función **drenante** y **resistente** de la capa de rodadura; de este modo, el agua caída sobre el firme se filtra directamente, evacuándose por gravedad a través de la red porosa.

Además de mejorar las condiciones de resistencia al deslizamiento en firme mojado se potencian otras características secundarias, tales como la producción de ruido o la generación de charcos y salpicaduras.

En zonas secas, presentan el inconveniente de que la red porosa puede llegar a obtenerse por falta de precipitaciones que vayan lavando las partículas en suspensión.

## 5.2. Firmes rígidos

Los **firmes rígidos** constan de un pavimento formado por una losa de hormigón, apoyada sobre diversas capas, algunas de ellas estabilizadas. Se distinguen diversos tipos en función de la clase de pavimento empleado:

- (a) Pavimento de hormigón en masa vibrado: Es el más empleado, dada su gran versatilidad. Está dividido en losas mediante juntas para evitar la aparición de fisuras debido a la retracción del hormigón. Las juntas transversales se disponen a distancias aleatorias comprendidas dentro de un rango de valores (4-7 m) para evitar fenómenos de resonancia.

También pueden emplearse pasadores de acero para asegurar la transmisión de cargas entre losas. En el caso de no hacerlo, deben inclinarse las juntas.

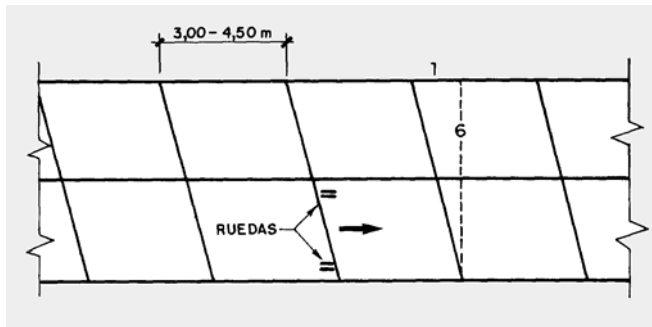


Fig. 19.4 – Pavimento de hormigón en masa con juntas transversales inclinadas

- (b) Pavimento continuo de hormigón armado: Muy resistente, aunque también excesivamente caro, por lo que sólo es idóneo para tráfico pesado. Emplea una cuantía geométrica longitudinal del 0.6%, suprimiéndose las juntas transversales e incluyendo en ocasiones fibras de acero distribuidas aleatoriamente para reforzar su estructura. Plantea pocos problemas de conservación y mantenimiento; este tipo de pavimentos se emplea sobre todo en Estados Unidos, y no tanto en nuestro país.
- (c) Pavimento de hormigón compactado: Su puesta en obra se realiza mediante extendedoras y compactadoras dada su baja relación agua/cemento –entre 0.35 y 0.40-, por lo que el cemento suele contener un alto porcentaje de cenizas volantes para facilitar su trabajabilidad. Suelen acabarse con una capa de rodadura bituminosa, por lo que se les considera firmes mixtos. Tienen la ventaja de poder abrirse al tráfico rápidamente.
- (d) Pavimentos de hormigón pretensado: La introducción de tendones de acero que sometan a compresión a la losa permite reducir considerablemente su espesor y aumentar su longitud. Este tipo de firmes son capaces de soportar

grandes solicitaciones, aunque de momento su empleo se restringe a pistas de aeropuertos casi exclusivamente.

- (e) Pavimentos prefabricados de hormigón: Dentro de este grupo se incluyen las placas de hormigón armado, de 1.50 a 3 m. de lado y de 12 a 16 cm. de espesor, empleadas en pavimentos industriales.

También se engloban los adoquines de hormigón, empleados sobre todo en zonas urbanas, portuarias e industriales, dada su facilidad de puesta en obra y su alta resistencia al tráfico pesado. Éstos se apoyan sobre una capa de nivelación de arena, que además cumple una función drenante, asentada sobre una capa base de hormigón magro o zahorra en función del tipo de tráfico previsto.

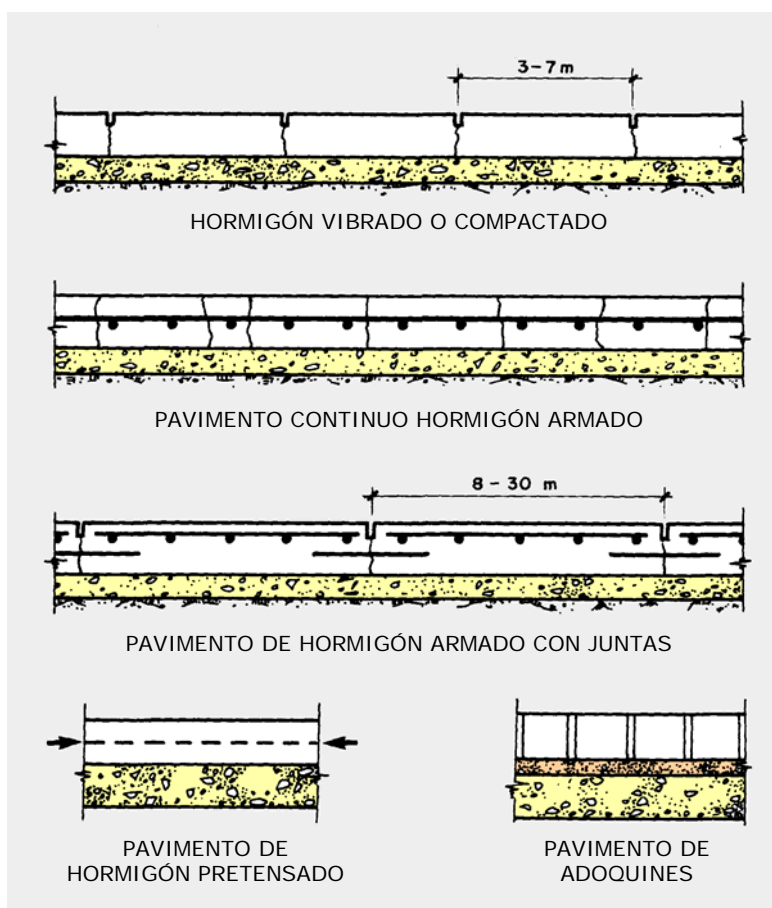


Fig. 19.5 – Pavimentos empleados en firmes rígidos

La **nomenclatura** de los hormigones empleados en la confección del pavimento hace referencia a su resistencia a flexotracción a los 28 días. Así, en firmes para tráfico pesado se emplean hormigones HP-45 ó HP-40, mientras que para tráfico ligero se usan los HP-40 ó HP-35. El espesor de la losa oscila entre los 20 y 28 cm. en los pavimentos de hormigón en masa.

### Capas inferiores

Debido a su gran rigidez, el pavimento de hormigón no requiere capas con una elevada capacidad de soporte. Ahora bien, es necesario disponer diversas capas entre la explanada y el pavimento para evitar el descalce de este último y asegurar un apoyo continuo, siendo estable ante los agentes atmosféricos.

En este tipo de firmes suelen emplearse **capas de base** formadas por hormigón magro o gravacemento, de un espesor mínimo constructivo (15-20 cm). Eventualmente, puede ser necesaria una **capa subbase** de zahorra natural o suelocemento en explanadas plásticas (IP>10), para evitar fenómenos de entumecimiento y facilitar la compactación de la base en tiempo lluvioso.

Otro fenómeno reseñable es el **pumping** o **bombeo de finos**, caracterizado por un proceso continuado de disolución, erosión y expulsión de las partículas finas de las capas inferiores al paso de los vehículos, provocando un descalce de la losa y su correspondiente colapso. Para evitarlo, deben construirse bases de hormigón magro o gravacemento, insensibles al agua.

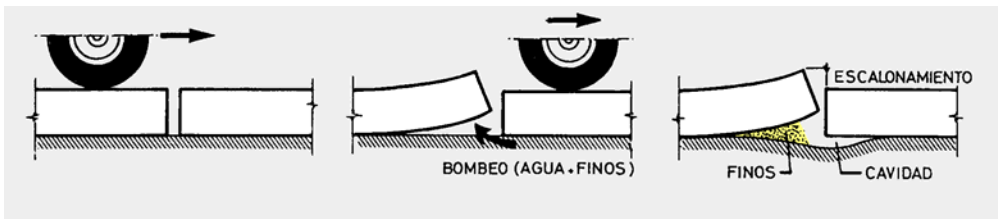


Fig. 19.6 – Fenómeno del pumping o bombeo de finos

### 5.3. Firmes mixtos

Este tipo de firmes viene a ser un **híbrido** entre los dos grandes grupos ya comentados anteriormente. Su pavimento está formado por una capa de hormigón de baja calidad recubierta por un pavimento bituminoso, que es el que asumirá las características de rodadura.

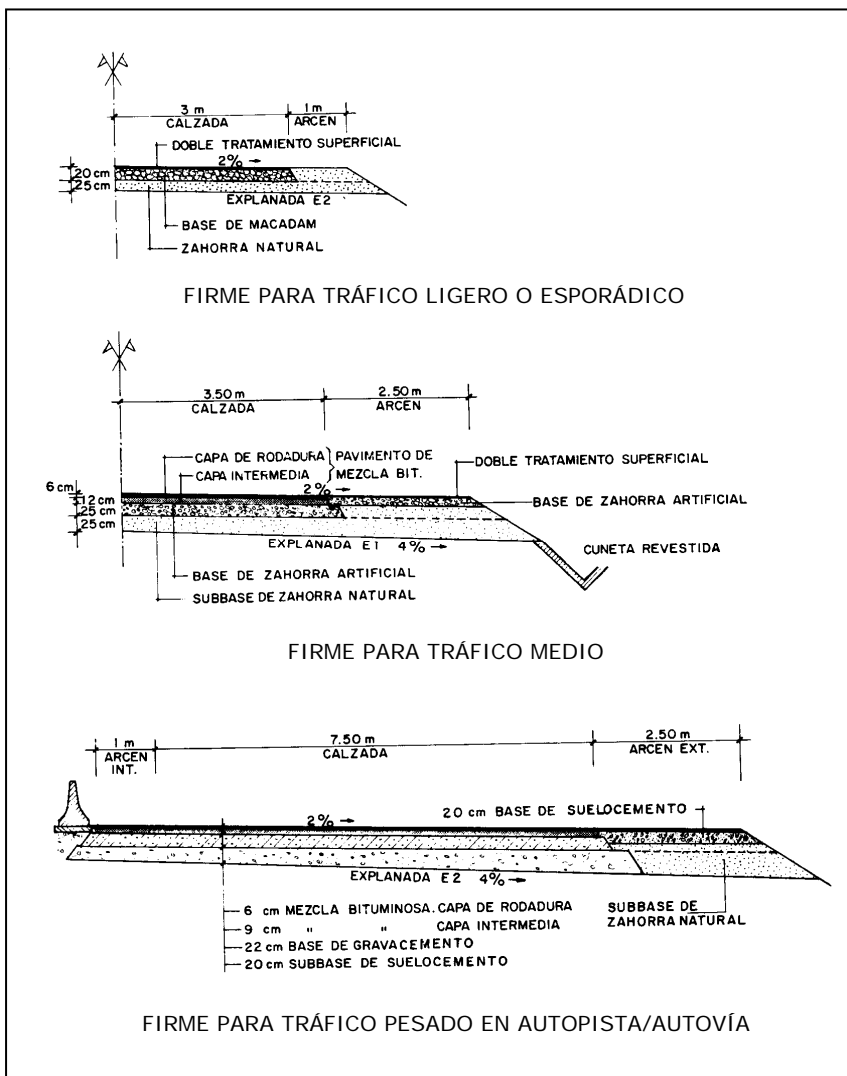
Se emplean sobre todo en zonas urbanas, y se justifican por la presencia de redes de servicios bajo la calzada, que deben protegerse de la acción del tráfico pero que con frecuencia deben ser objeto de operaciones de reparación y mantenimiento.

## 6. SECCIONES TIPO

A continuación se muestran una serie de secciones-tipo de diversos tipos de firmes flexibles y bituminosos, en función de la categoría de la vía y del tipo de tráfico soportado:

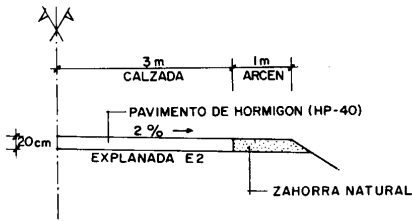
S.33

### Secciones tipo de firmes flexibles

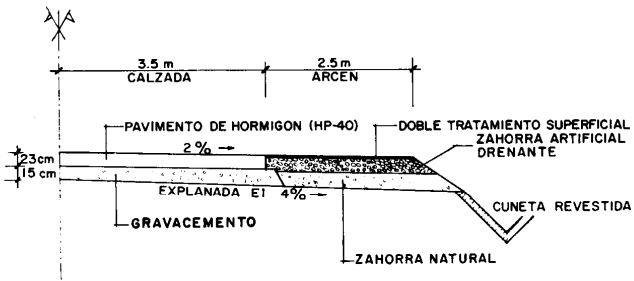


Fuente: Norma 6.1 y 6.2-IC

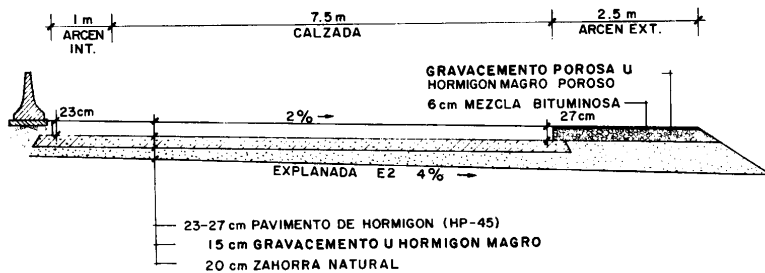
**S.34 Secciones tipo de firmes rígidos**



FIRME PARA TRÁFICO LIGERO O ESPORÁDICO



FIRME PARA TRÁFICO MEDIO



FIRME PARA TRÁFICO PESADO EN AUTOPISTA/AUTOVÍA

Fuente: Norma 6.1 y 6.2-IC



# 20

## MATERIALES PÉTREOS

Los materiales pétreos o **áridos** se definen como un conjunto de partículas minerales de distintos tamaños y formas y que proceden de la fragmentación natural o artificial de las rocas. Este tipo de materiales constituyen un elevado porcentaje en la constitución de las distintas capas de un firme, normalmente superior al 90% en peso; puede decirse, por tanto, que forman el **esqueleto resistente** del firme.

Aunque los áridos suelen considerarse como partículas discretas y de naturaleza inerte, hay que tener en cuenta que pueden reaccionar en contacto con el agua y sus productos en disolución, o con los ligantes hidrocarbonados y conglomerantes empleados para solidarizar y homogeneizar cada una de las capas del firme.

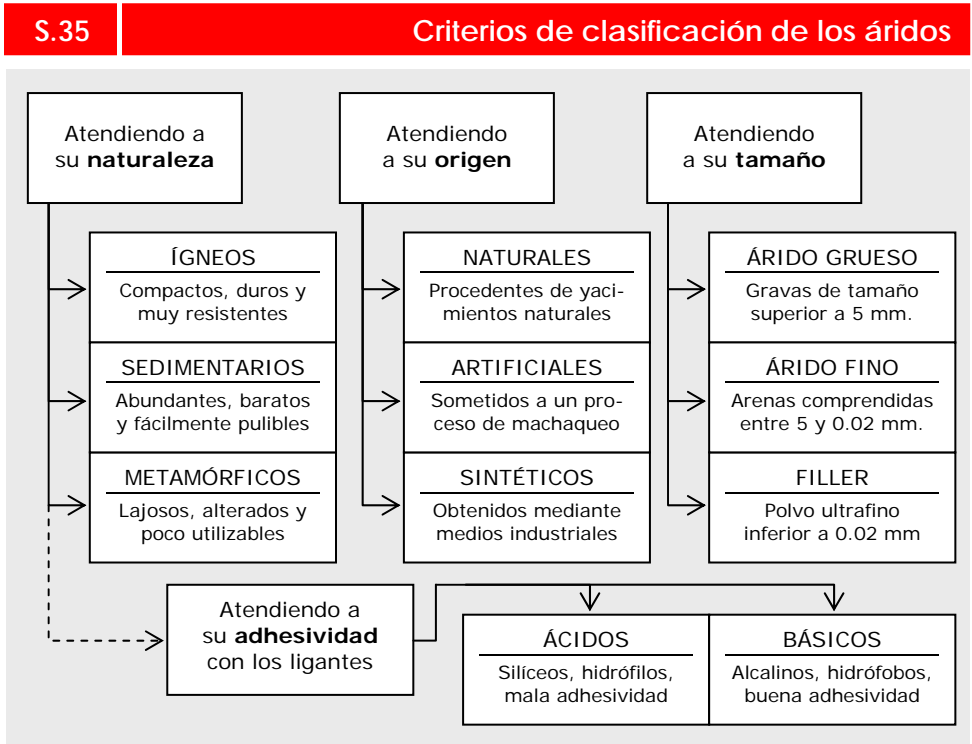
Un aspecto importante a la hora de seleccionar áridos para su uso en carreteras es procurar que éstos procedan de **zonas cercanas** a la obra ya que, dado el gran volumen que suele emplearse, una distancia de transporte relativamente grande puede disparar notablemente su precio. En obras de cierta envergadura suelen instalarse canteras y plantas de tratamiento de áridos para su empleo exclusivo en firmes.

Asimismo, para determinar la validez de este tipo de elementos se establecen diferentes procedimientos normalizados de ensayo, cuyo fin es cuantificar cada una de las propiedades exigibles a un árido, dependiendo de la capa del firme de la que forme parte. Estos ensayos deben realizarse sobre **muestras representativas** para garantizar su calidad.



# 1. CLASIFICACIÓN DE LOS MATERIALES PÉTREOS

Pueden establecerse diferentes criterios de clasificación de los materiales pétreos atendiendo a distintos aspectos, como son su composición mineralógica, su procedencia o el tamaño de sus partículas. El siguiente esquema resume dichos criterios:



## 1.1. Criterio de naturaleza mineral

Es de sobra conocida la gran variedad de rocas existentes, divididas en tres grandes grupos genéticos: **rocas ígneas**, **sedimentarias** y **metamórficas**. A su vez, dentro de éstos existen subgrupos, familias y series minerales que agrupan materiales de composición afín.

La idoneidad de un determinado árido depende principalmente de una serie de factores relacionados con las características intrínsecas de la propia roca, aunque pueden influir de manera notable aspectos como su correcta fabricación, transporte y puesta en obra.

De cara al análisis para su empleo en carreteras, resulta práctico establecer **grupos** que reúnan materiales de parecida composición mineralógica y estructura

interna, lo que asegura una cierta homogeneidad en el comportamiento de los áridos dentro de un mismo grupo.

El siguiente esquema resume los principales grupos de áridos empleados en carreteras, sus características genéricas y las rocas más representativas de cada grupo:

## S.36

## Grupos de áridos empleados en carreteras

CLASE/Grupo		Propiedades	Ejemplos	
ÍGNEAS	Básicas	BASALTOS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Rocas máficas (oscuras)</li> <li>- Alta resistencia mecánica</li> <li>- Bajo desgaste al pulido</li> <li>- Buena adhesividad</li> </ul>	Basalto, andesita, diabasa, ofita, lamprófito y traquita
		GABROS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Buen comportamiento mecánico en carreteras</li> <li>- Durables y resistentes</li> <li>- Relativa escasez, zonificadas</li> </ul>	Gabro, diorita, gneis básico, peridotita y sienita
	Ácidas	GRANITOS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Abundantes en la Península</li> <li>- Pueden presentarse alteradas</li> <li>- Rocas abrasivas, poco pulibles</li> <li>- Escasa adhesividad a los ligantes</li> <li>- Presentan cierta fragilidad</li> </ul>	Granito, cuarzdiorita, gneis, aplita granodiorita y pegmatita
		PÓRFIDOS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Textura adecuada para firmes</li> <li>- Bajo desgaste al pulimento</li> <li>- Problemas de adhesividad</li> </ul>	Pórfidos, dacita y riolita
SEDIMENTARIAS	Básicas	CALIZAS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muy abundantes en España</li> <li>- Muy susceptibles al pulido</li> <li>- Buena adhesividad</li> <li>- Fácil extracción y tratamiento</li> </ul>	Caliza, dolomía y mármoles
		ARENISCAS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muy resistentes al pulimento</li> <li>- Presentan un elevado desgaste</li> <li>- Buena adherencia a ligantes</li> <li>- Muy escasos en la Península</li> </ul>	Arenisca, arcosa, molasa, grauvaca, tobas y conglomerados
	Ácidas	PEDERNAL	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muy duras y quebradizas</li> <li>- Buena resistencia al desgaste</li> <li>- Dan áridos lajosos y cortantes</li> <li>- Muy susceptibles al pulimento</li> </ul>	Pedernal, sílex, cornubianita y ftanita
		CUARCITAS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Muy duras y resistentes</li> <li>- Difícil extracción y machaqueo</li> <li>- Pueden presentar alteraciones</li> <li>- Escasísima adhesividad</li> </ul>	Cuarcita, cuarzoarenita y cuarzo
METAM	ESQUISTOS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Formas lajosos y alteradas</li> <li>- Elevado peso específico</li> <li>- Válidos si no contienen mica</li> </ul>	Esquistos, filitas y pizarras	
INDUST	MATERIALES ARTIFICIALES	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tratados industrialmente</li> <li>- Características específicas que complementan al árido natural</li> <li>- Potencian ciertas propiedades</li> </ul>	Escorias de alto horno, firmes reciclados y cenizas volantes	

## 1.2. Criterio de procedencia

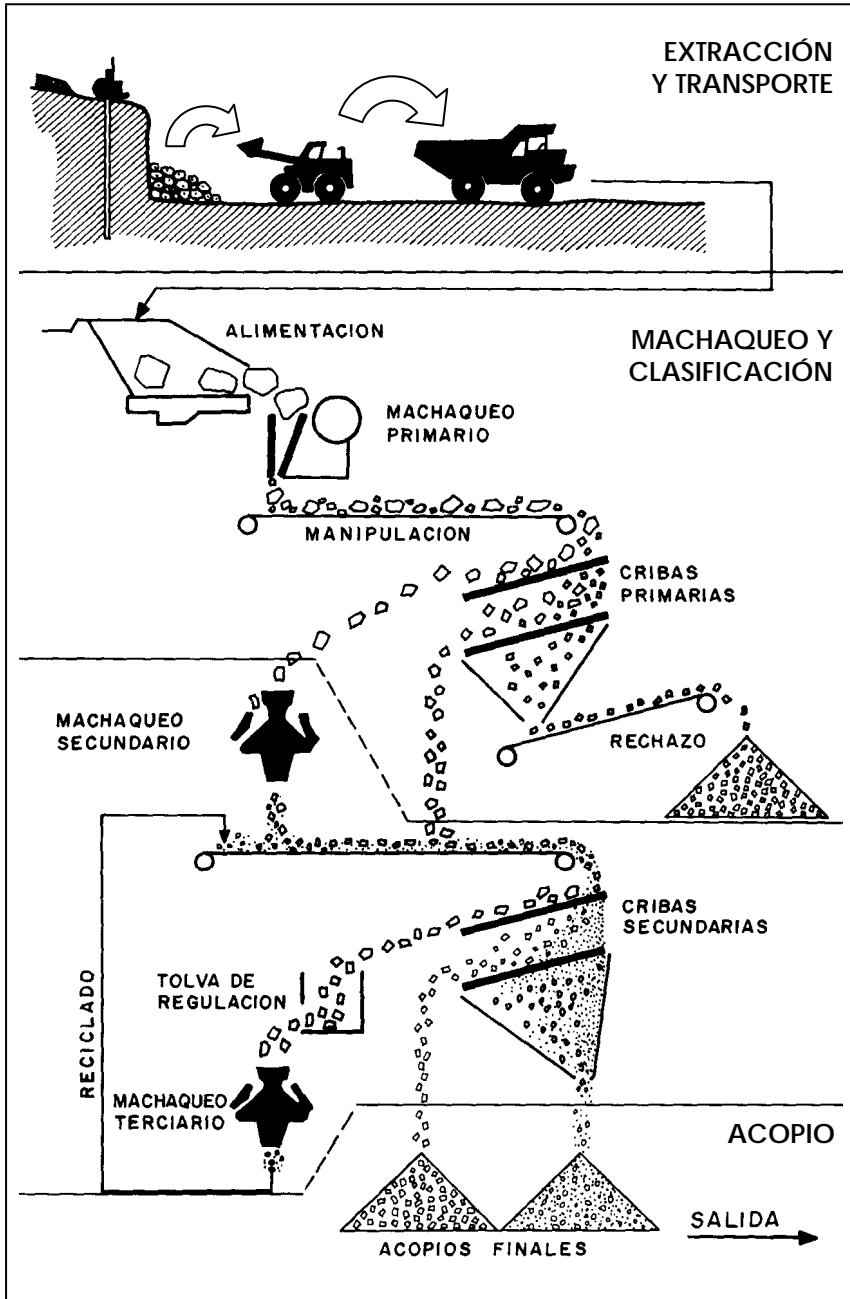
Existen diferentes formas de obtener materias primas para la construcción de carreteras, pudiendo establecerse una clasificación de los áridos en función de su lugar de procedencia:

- (a) Áridos naturales: Dentro de este grupo se engloban aquellos áridos que se encuentran ya machacados, pudiendo ser directamente empleados tal y como se encuentran en la naturaleza; únicamente es necesario someterlos a un proceso de selección, refinado y clasificación por tamaños. Se hallan en graveras, canteras y otro tipo de yacimientos al aire libre, por lo que su extracción es relativamente sencilla.
- (b) Áridos artificiales o de machaqueo: Obtenidos a partir de la disgregación de un macizo rocoso, empleando generalmente procedimientos de voladura con explosivos. Necesitan un mayor tratamiento que los anteriores, por lo que es necesario procesarlos en plantas de machaqueo; en ellas, el material es limpiado, machacado, clasificado y almacenado en acopios.
- (c) Productos sintéticos industriales: Este grupo lo componen materiales de diversa índole, como productos de desecho o subproductos de procesos industriales, materiales calcinados, procedentes de la demolición y reciclado de firmes existentes o áridos manufacturados con características mejoradas.

## 1.3. Criterio de granulometría

Los productos obtenidos a lo largo del proceso de extracción y tratamiento de áridos son separados y **clasificados por tamaños** para su posterior dosificación, mezcla y empleo en las diferentes capas del firme. Se distinguen tres grandes grupos de áridos en función de su granulometría y propiedades generales:

- (a) Áridos gruesos: Están compuestos fundamentalmente por gravas. Este tipo de áridos presentan tamaños comprendidos entre 60 y 5 mm. y conforman el esqueleto mineral en cualquier tipo de zahorra o mezcla bituminosa.
- (b) Áridos finos: Se corresponden con las arenas, por lo que se excluyen aquellas partículas que no atraviesen el tamiz de 5 mm. de la serie UNE. Generalmente se emplean como **recebo** del árido grueso, de forma que ocupen los huecos existentes, para hacer la mezcla más compacta.
- (c) Filler o rellenedor: Se define como la fracción mineral que pasa por el tamiz 0.080 UNE; esta especie de polvillo fino se obtiene como un producto residual procedente del lavado de los áridos machacados. Dada su gran superficie específica, desempeña un papel fundamental en las mezclas bituminosas, mejorando en ciertos casos sus propiedades reológicas.



## 2. PROPIEDADES Y CARACTERIZACIÓN DE LOS ÁRIDOS

La **aptitud** de un árido como material de construcción depende de las propiedades físicas y químicas de sus partículas, por lo que es necesario establecer procedimientos normalizados de ensayo para su determinación. Además, según sea la capa del firme a la que vaya destinado, se le exigirán ciertas propiedades y características que aseguren su correcto comportamiento.

Para asegurar que las muestras ensayadas sean representativas del conjunto del lote, es necesario establecer un procedimiento de **toma de muestras**, recogido en la Norma NLT-148. El número y la forma de selección de las muestras varía en función del tipo de material tratado, empleándose generalmente **cuarteadores** para erradicar las posibles heterogeneidades; de esta forma se asegura cierta fiabilidad en los resultados obtenidos.

A continuación estudiaremos las propiedades más reseñables de los áridos desde el punto de vista de su empleo en afirmados, así como los procedimientos de ensayo requeridos para su determinación. Casi todos ellos están referidos al árido grueso, por lo que se dedica un apartado especial a los finos y el *filler*.

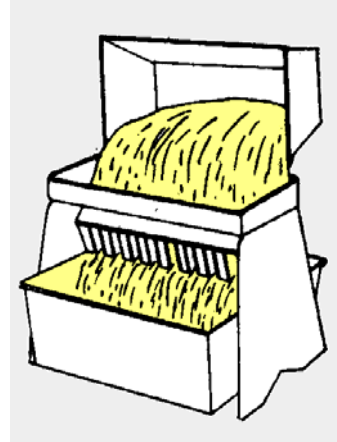


Fig. 20.1 - Cuarteador

### 2.1. Propiedades de conjunto: granulometría

El **análisis granulométrico** (NLT-150) tiene por objeto determinar la distribución de tamaños de las partículas existente en una muestra seca de árido. Para ello se emplea una serie normalizada de tamices, ordenados de mayor a menor luz de malla, a través de los cuales se hace pasar el material. Para determinar la fracción ultrafina (*filler*) se emplea un procedimiento específico (NLT-151) y un tamiz 0.080 UNE.

Es importante conocer esta distribución, ya que influye de forma decisiva en la resistencia mecánica de la capa del firme que contenga dicho árido. La normativa española, en base a la experiencia adquirida a lo largo de los años, recoge diversos **husos granulométricos** para los diversos tipos de zahorras que pueden emplearse en carreteras, debiendo ajustarse a ellos la curva granulométrica del árido ensayado.

Al igual que ocurría con los suelos, pueden distinguirse dos tipos de curvas granulométricas:

- (a) Granulometría discontinua: La curva presenta picos y tramos planos, que indican que varios tamices sucesivos no retienen material, lo que indica que

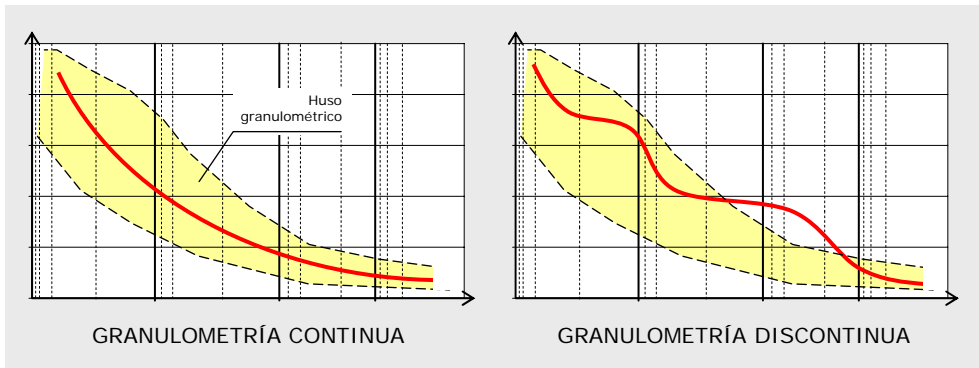


Fig. 20.2 – Curvas granulométricas

la variación de tamaños es escasa. Dentro de este caso destaca el Macadam, formado por áridos de machaqueo de tamaño uniforme.

- (b) Granulometría continua: La práctica totalidad de los tamices retienen materia, por lo que existe una variación escalonada de tamaños de grano y la curva adopta una disposición suave y continua. Las zahorras naturales y artificiales se engloban dentro de este grupo.

## 2.2. Forma y tamaño de los áridos

La **forma** de un árido da una idea de la aptitud de su esqueleto mineral y, por tanto, de su resistencia mecánica. Para determinar la geometría de un árido son necesarias una serie de definiciones previas:

- El tamaño medio de una fracción de árido es la semisuma de las aperturas de los tamices que definen dicha fracción mineral, es decir, por los que pasa y no pasa el árido:

$$T.M. = \frac{D_{PASA} + D_{NOPASA}}{2}$$

- La longitud (L) de un árido es la mayor de sus dimensiones.
- El espesor (e) o grosor de un árido coincide con la menor dimensión del mismo.

Según su forma, pueden distinguirse principalmente cuatro tipos de áridos: redondeados, cúbicos, lajas y agujas. Generalmente los primeros son de origen puramente natural, procedentes de depósitos fluviales o eólicos, mientras que los segundos se obtienen mediante procesos de machaqueo. Los dos últimos –lajas y agujas– son los que presentan un mayor riesgo de rotura en presencia de carga, por lo que debe limitarse su proporción en el árido.

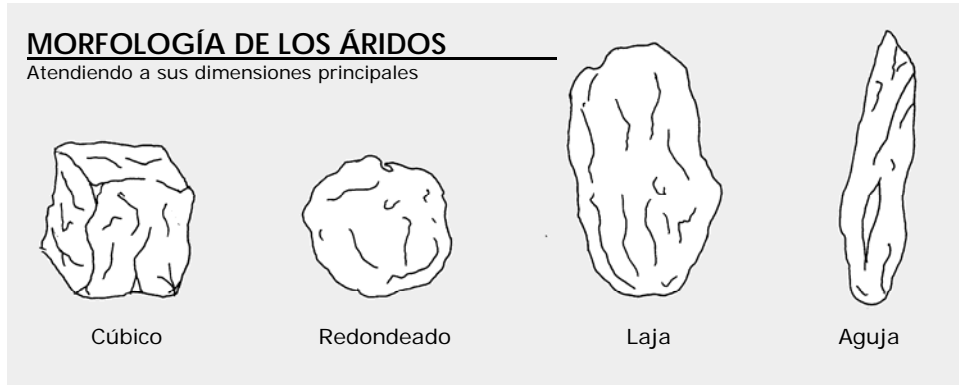


Fig. 20.3 – Formas características de los áridos

Se define como **laja** a todo aquel árido cuyo espesor sea inferior a 3/5 del tamaño medio de la fracción mineral correspondiente. De igual modo, **aguja** es cualquier árido cuya longitud sea superior en 9/5 al tamaño medio del árido.

$$\text{LAJA} \rightarrow e < \frac{3}{5} \cdot \text{T.M.} ; \text{AGUJA} \rightarrow L > \frac{9}{5} \cdot \text{T.M.}$$

### Índice de lajas y agujas

Para determinar la proporción de estos elementos en la totalidad de la muestra de árido, se definen los **índices de lajosidad** (lajas) y **apuntamiento** (agujas) como el porcentaje en peso de lajas o agujas respectivamente, sobre el total de la muestra:

$$I_L = \frac{\text{Peso de las lajas}}{\text{Peso de la muestra total}} \cdot 100 ; I_a = \frac{\text{Peso de las agujas}}{\text{Peso de la muestra total}} \cdot 100$$

Ambos índices se obtienen como medida directa de las dimensiones de las partículas que componen la muestra; en el procedimiento normalizado (NLT-354), cada fracción tamizada se hace pasar por dos calibres: uno formado por barras metálicas que retendrá las agujas, y otro que dejará pasar por la ranura únicamente aquellas partículas que sean lajas.

### Angulosidad

Otro aspecto morfológico que también influye en la resistencia de un árido es su **angulosidad**: si posee caras fracturadas con aristas vivas y una superficie rugosa presentará un mayor rozamiento interno, lo que hará al material más resistente mecánicamente. La angulosidad se evalúa midiendo el porcentaje de partículas con dos o más caras de fractura. (NLT-358)

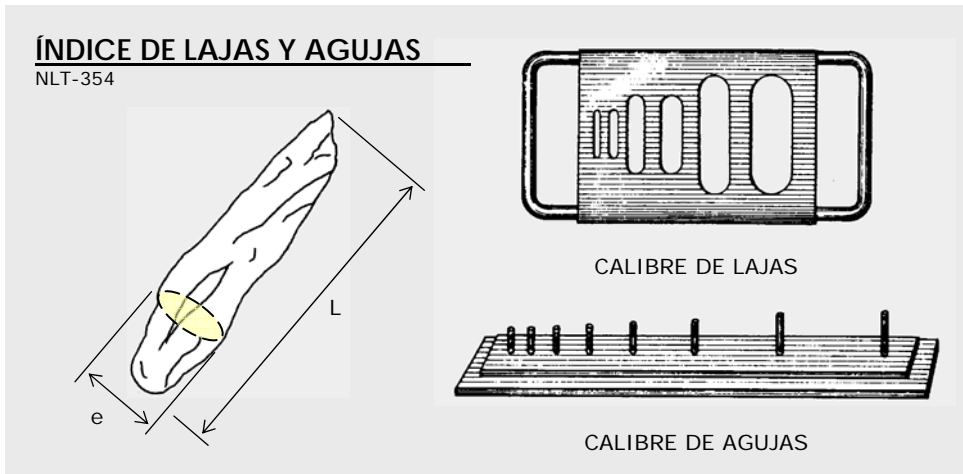


Fig. 20.4 – Determinación del índice de lajas y agujas

En este sentido, los áridos cúbicos obtenidos mediante machaqueo son los más apropiados, ya que unen a su forma regular una alta angulosidad y rugosidad textural.

### Tamaño máximo

En cuanto al **tamaño máximo** de los áridos, hay que apuntar que generalmente viene limitado por factores relativos al espesor de la capa extendida, trabajabilidad del material, segregación, etc. También es importante restringir el contenido en partículas finas, dada la influencia que tienen en la plasticidad.

### 2.3. Resistencia mecánica al desgaste

Un aspecto fundamental a la hora de evaluar la validez de un árido para su empleo en firmes es determinar su comportamiento mecánico en las condiciones reales de funcionamiento de la vía. Para evaluar dicho comportamiento, así como la degradación de sus propiedades mecánicas a lo largo del tiempo, existen una serie de ensayos que, si bien logran determinar las propiedades mecánicas de dicho árido de forma aislada, no consiguen caracterizar el estado tensional del árido en el conjunto del firme.

Los ensayos más empleados en carreteras son el de **desgaste de Los Ángeles** –llamado así porque fue en esta ciudad Californiana donde empezó a utilizarse– y el ensayo de **friabilidad**, aunque existen otros, tales como el Deval francés, que apenas son empleados en nuestro país.



## Ensayo de desgaste de Los Ángeles

Este ensayo (NLT-149) trata de medir la pérdida de masa que sufre un árido al someterlo a un proceso continuado de desgaste. Se fundamenta en someter una determinada cantidad de muestra –previamente lavada y convenientemente separada en siete granulometrías distintas- a la acción de la máquina de Los Ángeles, compuesta por un cilindro hueco de acero (tambor) atravesado longitudinalmente por un eje en su parte central que posibilita su giro.

En ella se introduce tanto la muestra de árido como una **carga abrasiva**, compuesta por un número variable de esferas de acero macizo en función de la granulometría ensayada. Una vez dentro, se hace girar el tambor con una velocidad angular constante, dando entre 500 y 1000 vueltas, según la granulometría del árido.

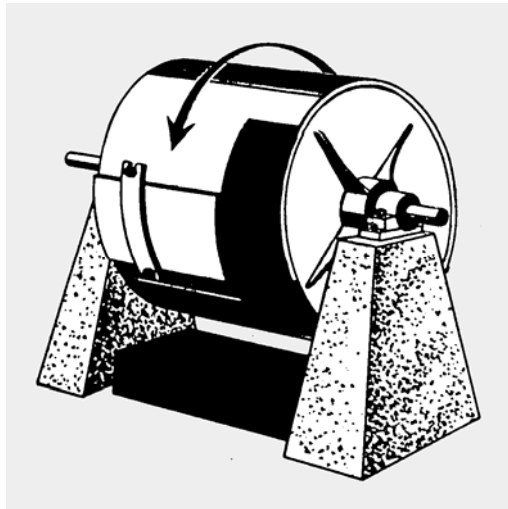


Fig. 20.5 – Máquina de Los Ángeles

Una vez acabado este proceso, se separa la fracción retenida por el tamiz 1,6 UNE para lavarla y desecarla en estufa antes de efectuar su pesada. El **coeficiente de desgaste** de Los Ángeles vendrá dado por la relación entre la masa perdida –diferencia entre inicial y final- y el peso inicial de la muestra de árido, expresada en tanto por cien:

$$L.A. = \frac{\text{Peso inicial} - \text{Peso final}}{\text{Peso inicial}} \cdot 100$$

Un índice superior a 50 indica la mala calidad y escasa resistencia al desgaste de un árido, lo que le hace inservible para su uso en carreteras. En cambio, un valor inferior a 20 da idea de la excelente calidad y bajo desgaste del árido, pudiendo emplearse en firmes, especialmente en la capa de rodadura.

## Ensayo de friabilidad

La **friabilidad** es la resistencia que presenta un árido a su degradación y rotura de sus vértices y aristas por efecto de una presión exterior.

El ensayo de friabilidad (NLT-351) se basa en la simulación de las condiciones tensionales a las que se halla sometido un árido en el firme. Para ello, se introduce una muestra de árido previamente tratada y compactada en un molde metálico y es apisonada gradualmente aplicando una carga mediante un pistón al que se acopla un plato rígido para distribuirla uniformemente.

La velocidad de aplicación de la carga deberá ser tal que ésta alcance su valor máximo en un tiempo inferior a 10 minutos, manteniendo dicho valor durante 2 minutos más. Tanto la carga aplicada como el tamaño del molde varían en función de la granulometría empleada en el ensayo.

Una vez concluida esta fase, se procede a tamizar los finos producidos durante el apisonado, empleando tamices de 5, 2.5 ó 1.6 mm. en función de la granulometría ensayada. El **coeficiente de friabilidad** se calcula como la relación entre el peso de los finos obtenidos y el peso inicial de la muestra:

$$C.F. = \frac{\text{Peso del material fino}}{\text{Peso inicial}} \cdot 100$$

El inconveniente de emplear este índice es la alta dispersión de resultados que da para una misma muestra de árido, por lo que son necesarias muchas determinaciones para hallar un valor suficientemente representativo. Todo ello hace que no se emplee actualmente, por lo que el ensayo de Los Ángeles se ha impuesto como estándar.

## 2.4. Resistencia al pulido

La resistencia al pulimento de las partículas de un árido, o lo que es lo mismo, su resistencia a perder aspereza en su textura superficial, influye notablemente en la resistencia al deslizamiento cuando dicho árido se emplea en la capa de rodadura.

Para medir la degradación de los áridos como consecuencia de la continuada fricción ocasionada por el paso de vehículos se han ideado diversos procedimientos de ensayo, entre los que destacan el **péndulo de fricción** y el **ensayo de pulimento acelerado**.

### Péndulo de fricción

Mediante este ensayo (NLT-175) se determina el coeficiente de rozamiento inicial que presenta un árido. Para ello se emplea el péndulo de fricción del TRRL británico (Skid Resistance Tester), que es el mismo que se utiliza para medir el CRD en

pavimentos (ver Capítulo 3); éste se deja caer desde cierta altura, rozando la muestra de árido previamente tratada y recorriendo una cierta distancia  $\delta$  de frenado. En función de dicha distancia se obtiene el coeficiente de rozamiento inicial del árido.

### Ensayo de pulimento acelerado

Este ensayo (NLT-174) trata de reflejar el proceso de **pulido progresivo** al que se ve sometido un árido en la capa de rodadura del firme. Para ello, se confeccionan cuatro probetas rectangulares constituidas por entre 40 y 60 partículas de árido embebidas en mortero hidráulico y colocadas una a una por su cara más adecuada, de forma que la superficie a pulimentar sea lo más plana posible.

Las probetas se colocan radialmente en la rueda de ensayo, que posteriormente se acoplará a la máquina de pulimento acelerado. En dicha máquina también se halla montada una rueda neumática, que pretende simular el efecto del paso de vehículos.

Para conseguir el efecto de degradación a largo plazo, se emplean productos **abrasivos** combinados con agua. Así, se somete a las muestras a dos ciclos consecutivos de 3 horas de duración: en el primer ciclo la muestra se somete a un régimen de arena silícea normalizada y agua, mientras que en el segundo se introduce una mezcla de polvo de esmeril y agua.

Una vez concluido el proceso de pulimento, se determina el **coeficiente de pulimento acelerado** con el péndulo de fricción del TRRL. Los estudios realizados dan validez a este ensayo, comprobándose que el coeficiente de rozamiento del árido se estabiliza en un periodo comprendido entre 3 y 6 meses después de la puesta en funcionamiento de la carretera.

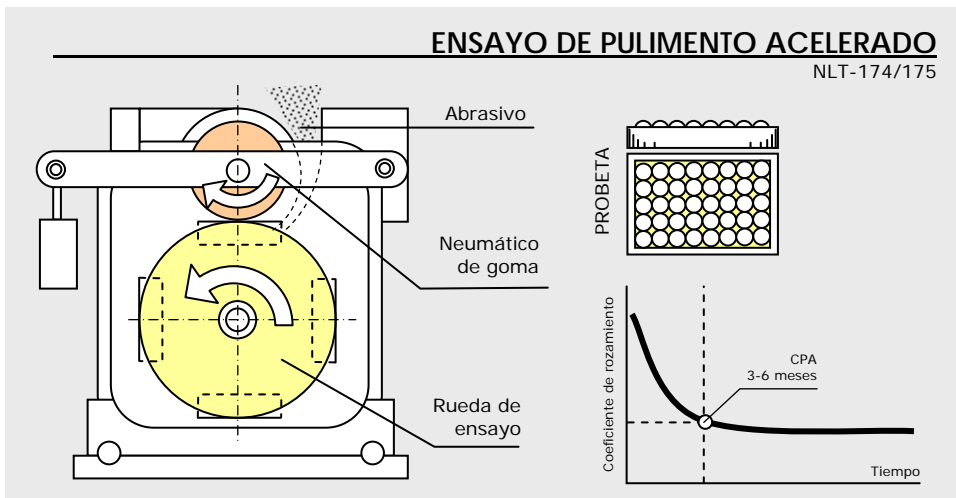


Fig. 20.6 – Ensayo de pulimento acelerado

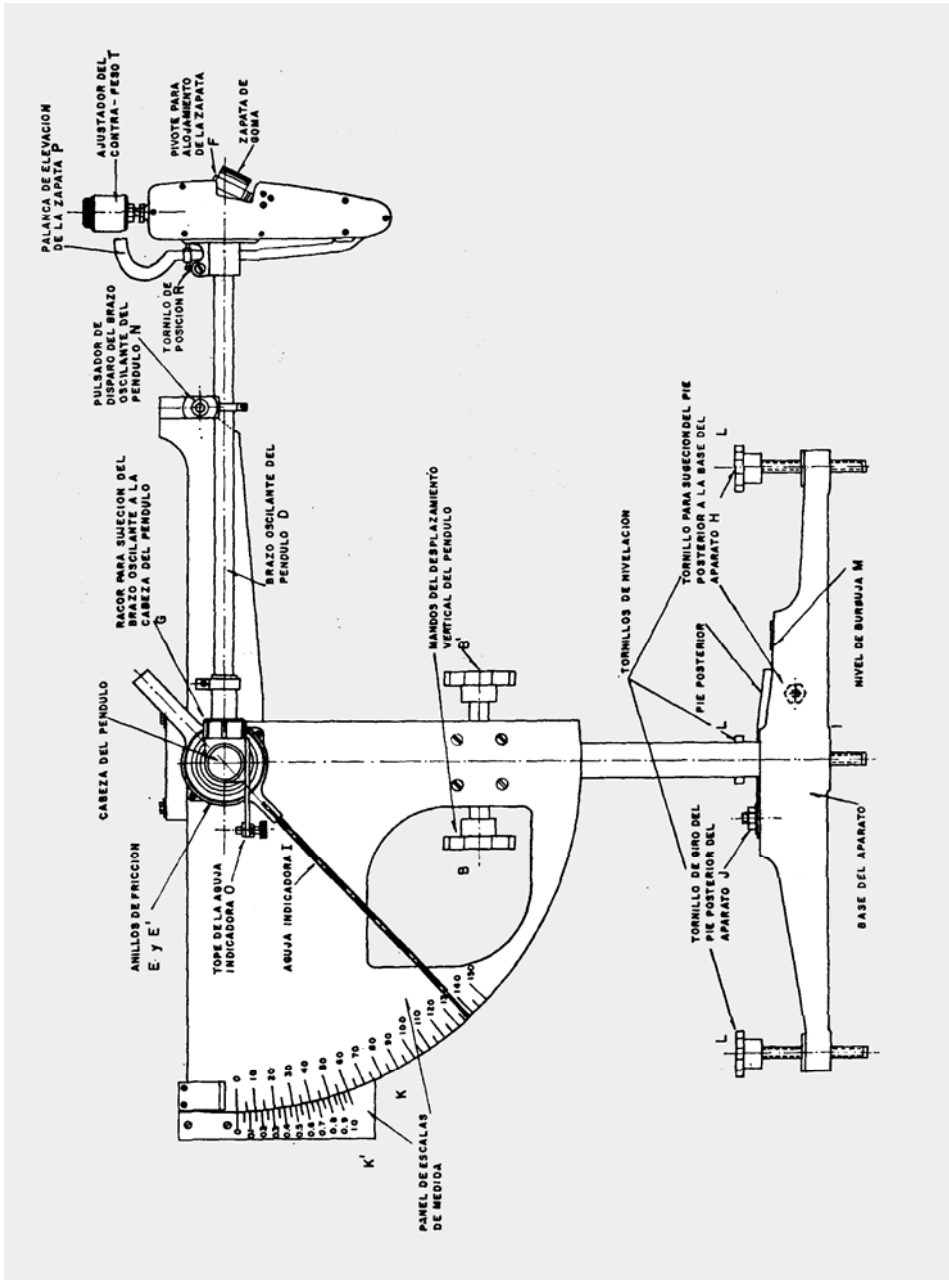


Fig. 20.7 – Péndulo de fricción del TRRL (NLT-175)

## 2.5. Durabilidad

La vida media de una carretera ronda los 20 años, por lo que es necesario que los materiales que integran cada una de sus capas resistan la acción erosiva de elementos como el agua o los agentes atmosféricos.

En este sentido, son importantes los ensayos que determinan la **porosidad** y **absorción de agua** de un árido; un mayor número de huecos favorece la penetración del agua, que deposita en los poros las sales disueltas en su seno, provocando la rotura del árido por un proceso de crecimiento cristalino (hialoclastia).

La crioclastia es otro fenómeno similar, aunque más propio de climas fríos, donde el firme está sometido constantemente a procesos de hielo/deshielo, lo que provoca un cambio de volumen en el agua intersticial, que acaba debilitando y rompiendo los áridos.

Los ensayos más comúnmente empleados para determinar la durabilidad de un árido son los mencionados a continuación:

- (a) Densidad relativa y absorción: Encaminado a determinar la densidad del árido, su porosidad –tanto cuantitativa como cualitativamente– y su capacidad de absorción de agua. (NLT-153 a 157)
- (b) Ensayo de heladicidad: En este ensayo, el árido se lava, se seca y se pesa, para posteriormente introducirse durante 48 h. en agua, de forma que quede totalmente saturado. Posteriormente, se somete a 10 ó 12 ciclos de congelación/descongelación, que harán que parte de la masa se disgregue. La relación hielo/deshielo se halla pesando secando la muestra final desecada y determinando la diferencia entre sus pesos inicial ( $P_i$ ) y final ( $P_f$ ):

$$H/D = \frac{P_i - P_f}{P_i} \cdot 100$$

- (c) Acción de sulfatos: Sustituye al ensayo de heladicidad por ser más rápido y sencillo de realizar; esto es debido a que los sulfatos cristalizan más rápidamente, produciendo el mismo efecto en menos tiempo. Este ensayo mide la resistencia a la desintegración de los áridos bajo la acción de una solución saturada en sulfato sódico o magnésico durante un tiempo de 16 a 18 horas. El índice final se calcula de manera análoga al anterior ensayo:

$$H/D = \frac{P_i - P_f}{P_i} \cdot 100$$

## 2.6. Afinidad entre árido y betún

Entre los fenómenos fisicoquímicos que se dan en la superficie de los áridos, el que más interés tiene desde nuestro punto de vista es la **adhesividad** entre el ligante bituminoso y el árido en cuestión.

La afinidad de los ligantes con la superficie de los áridos es un complejo fenómeno en el que intervienen gran cantidad de factores físicos y químicos, destacando la presencia de agua, ya que polariza la superficie de los áridos, dividiéndolos en dos grupos: ácidos y básicos.

La **acidez** de un árido esté directamente relacionada con su contenido en sílice y determina la afinidad de éste por el agua (hidrofilia), lo que hace que su adhesividad natural sea deficiente y se recurra al empleo de productos tensoactivos para mejorarla. Por el contrario, los áridos básicos –entre ellos los calizos- son poco hidrófilos y presentan una excelente afinidad con los ligantes hidrocarbonados.

Para determinar estas características existen diversos ensayos, de entre los cuales abordaremos los más empleados en este país:

- (a) Ensayo de inmersión-compresión (NLT-162): Es uno de los más empleados en España, y mide el efecto del agua sobre la cohesión de mezclas bituminosas compactadas. Para llevarlo a cabo se confeccionan dos probetas de árido seco y betún, una de las cuales se deja fraguar sumergida en agua. Posteriormente se rompen a compresión ambas probetas, comparándose las resistencias en cada una de ellas.
- (b) Ensayo de la envuelta (NLT-145): Se introducen en un cazo una muestra del árido y la correspondiente emulsión bituminosa, removiéndose vigorosamente para conseguir una mezcla íntima. Posteriormente se observa visualmente la impregnación, comprobándose que al menos el 95% de los áridos están totalmente recubiertos de betún. Es un ensayo muy subjetivo.

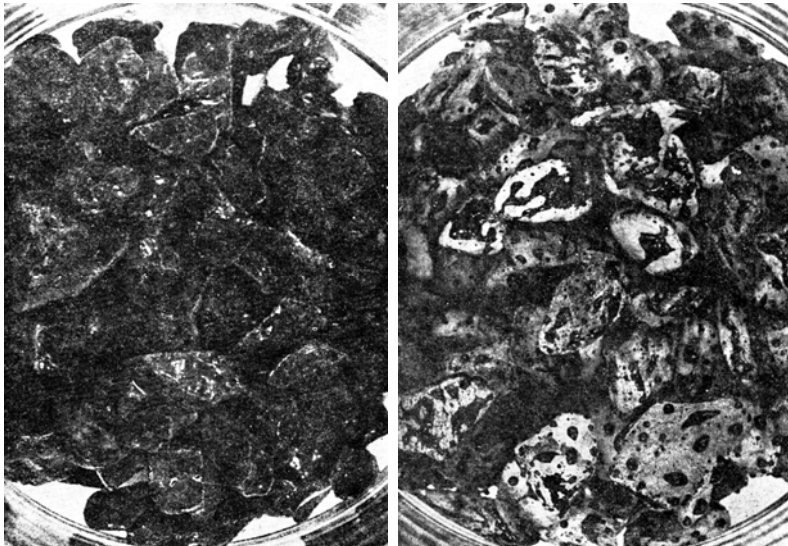


Fig. 20.8 – Buena y mala adhesividad en un árido

## 2.7. Propiedades de las partículas finas

La mayoría de las propiedades y ensayos vistos anteriormente hacen referencia a áridos gruesos, por lo que en este apartado vamos a centrar nuestra atención en estudiar las particularidades que presentan los elementos finos y ultrafinos.

### Áridos finos

El árido fino empleado en firmes se caracteriza fundamentalmente por tres propiedades: **limpieza**, **plasticidad** y **adhesividad**.

Un aspecto fundamental para el buen comportamiento de los áridos en cualquier capa de firme es su limpieza; en este sentido, los áridos no deben estar excesivamente contaminados de materia orgánica, polvo o partículas arcillosas. La norma NLT-172 se encarga de definir un **coeficiente de limpieza** para áridos finos, de tal forma que no presenten elevada plasticidad. Así se asegura que, en presencia de agua, la capa de la que forman parte conserve sus características resistentes y no existan problemas de adhesividad con los ligantes hidrocarbonados.

Para determinar el grado de plasticidad del árido fino se emplea el método del **equivalente de arena** (NLT-113), ya visto en el capítulo de suelos y al cual nos remitimos. Un equivalente inferior a 20 corresponde a un árido muy contaminado, mientras que uno superior a 50 da idea de la pureza del árido fino.

Otro aspecto a cuidar es la adhesividad del árido-ligante, dada la gran superficie específica de este tipo de partículas. A estos efectos se emplea el procedimiento de Riedel-Weber (NLT-355), consistente en introducir el árido envuelto por el ligante en diversas soluciones de carbonato sódico con concentraciones crecientes, observando cuál de ellas produce desplazamiento del ligante.

### Filler o rellenedor

El filler empleado en carreteras puede proceder del machaqueo de los áridos, tratarse de un producto comercial de naturaleza pulverulenta (cemento, cenizas volantes, etc.) o un polvo generalmente calizo especialmente preparado para este fin.

La normativa española da ciertas recomendaciones acerca de si el filler de las capas bituminosas puede ser el propio de los áridos o debe ser un material de aportación externa; en cualquier caso, debe tratarse de un material **no plástico**. En las restantes capas del firme, esta fracción se considera conjuntamente con el árido fino, siendo por supuesto de su misma naturaleza.

Los ensayos de caracterización del filler habitualmente exigidos son el de **emulsibilidad** (NLT-180) y el de **densidad aparente en tolueno** (NLT-176). Con el primero se analiza si el filler presenta mayor afinidad con un ligante tipo que con el

agua, mientras que con el segundo se comprueba la finura del filler, ya que si es excesiva podría dar problemas de envuelta con el propio ligante.

### 3. EMPLEO DE LOS ÁRIDOS EN LAS DISTINTAS CAPAS DEL FIRME

Todas las propiedades y ensayos aplicados a los áridos vistos anteriormente tienen un interés relativo, y sólo algunos de ellos adquieren cierta importancia dependiendo de la capa del firme a la que vaya destinado dicho árido.

El siguiente esquema recoge las características exigibles al árido en cada capa, así como los ensayos que determinan dichas propiedades:

S.38 Grupos de áridos empleados en carreteras		
Capa	Exigencias	Ensayos
RODADURA	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Árido bien graduado</li> <li>▪ Resistente a las cargas de tráfico</li> <li>▪ Bajo desgaste al pulido</li> <li>▪ Inalterable ante agentes externos</li> <li>▪ Buena forma y angulosidad</li> <li>▪ Fracción fina poco contaminada</li> <li>▪ Muy baja o nula plasticidad</li> <li>▪ Buena adhesividad con los ligantes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Granulométrico</li> <li>- Forma y angulosidad</li> <li>- Pulimento acelerado</li> <li>- Desgaste de Los Ángeles</li> <li>- Acción de sulfatos</li> <li>- Inmersión-compresión</li> <li>- Equivalente de arena</li> <li>- Emulsibilidad del filler</li> </ul>
INTERMEDIA O BINDER	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Tamaños de grano adecuados</li> <li>▪ Buena capacidad portante</li> <li>▪ Desgaste moderado</li> <li>▪ Inalterabilidad química aceptable</li> <li>▪ Buena forma y angulosidad</li> <li>▪ Baja plasticidad</li> <li>▪ Finos y filler poco contaminados</li> <li>▪ Buena adhesividad con los ligantes</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Granulométrico</li> <li>- Forma y angulosidad</li> <li>- Desgaste de Los Ángeles</li> <li>- Inmersión-compresión</li> <li>- Equivalente de arena</li> <li>- Emulsibilidad del filler</li> </ul>
BASE	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Poco desgaste ante las cargas</li> <li>▪ Buena calidad del árido fino</li> <li>▪ Capacidad drenante</li> <li>▪ Bajo contenido en materia orgánica</li> <li>▪ Adecuada forma de las partículas</li> <li>▪ Buen comportamiento ante los ciclos de helada</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Granulométrico</li> <li>- Forma: lajas y agujas</li> <li>- Desgaste de Los Ángeles</li> <li>- Hielo/deshielo o sulfatos</li> <li>- Equivalente de arena</li> </ul>
SUB-BASE	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Poco exigente mecánicamente</li> <li>▪ Durabilidad aceptable</li> <li>▪ Alta permeabilidad</li> <li>▪ Poca plasticidad del filler</li> <li>▪ Buen comportamiento ante los ciclos de helada</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Granulométrico</li> <li>- Desgaste de Los Ángeles</li> <li>- Hielo/deshielo o sulfatos</li> <li>- Equivalente de arena</li> </ul>



## 4. VALORACIÓN CRÍTICA

Es necesario tener en cuenta que muchas veces el criterio económico se impone sobre el resto, y determina la utilización de un determinado árido, en detrimento de su calidad. Por ello, la **abundancia** de afloramientos rocosos se convierte en un factor decisivo a la hora de emplear un determinado tipo de roca.

En España, las **calizas** son con diferencia las rocas más abundantes en superficie, lo que unido a su facilidad de machaqueo y a su carácter básico –que le otorga una gran adhesividad con el betún- convierte a este tipo de áridos en los más empleados en casi todas las capas del firme, exceptuando la capa de rodadura en vías de cierta envergadura, dada su baja resistencia al pulido.

El árido **silíceo** procedente de rocas como areniscas o conglomerados está también ampliamente difundido en la península; de hecho, existen zonas donde se emplean sólo gravas procedentes de su machaqueo, al ser éste el único material existente. Presentan excelentes cualidades mecánicas y baja resistencia al desaste y al pulimento, por lo que son idóneos para todas las capas del firme. Plantean el inconveniente de ser muy ácidas, lo que dificulta su adhesividad con el betún.

Los áridos ígneos, entre los que se hallan los **pórfidos**, son rocas relativamente abundantes aunque de difícil machaqueo, lo que encarece su coste. Dada su alta resistencia al pulimento y su forma cúbica y rugosa son idóneas para su empleo en las capas de rodadura e intermedia del firme. La mayoría de ellos poseen un alto contenido en sílice, lo que hace que su comportamiento con el betún no sea el deseable, aunque actualmente existen aditivos mejoradores de adhesividad que solucionan este problema.

Las rocas metamórficas –pizarras, esquistos y gneises- no suelen ser apropiadas para la construcción de carreteras, dado su alto índice de lajosidad. Pueden excluirse las **cuarcitas**, rocas más compactas procedentes de la transformación de cuarzoarenitas, aunque su elevada dureza hace poco rentable su machaqueo. Además, presentan un carácter muy ácido, dado que están formadas por cuarzo en su totalidad.



# 21

## PRODUCTOS BITUMINOSOS

Los productos bituminosos son conocidos y empleados por el hombre desde hace más de 5.000 años, aunque es en la actualidad cuando se ha alcanzado un mayor grado de desarrollo en la tecnología de obtención, tratamiento y aplicación de este tipo de compuestos procedentes de la descomposición de materia orgánica fosilizada.

Bajo la denominación común de **ligantes hidrocarbonados** se engloban todos los materiales aglomerantes constituidos por mezclas complejas de hidrocarburos. De todos ellos, los más empleados en carreteras son fundamentalmente los **betunes asfálticos** y sus derivados, aunque a menor escala también se emplean los **asfaltos naturales** y los **alquitranes**, de peores características de cara a su empleo en firmes de carreteras.

Los ligantes bituminosos presentan una serie de características comunes, entre las que destacan su **aspecto viscoso** y de color oscuro, su comportamiento **termoplástico** –variación de su viscosidad con la temperatura- y su **buena adhesividad** con los áridos.

Para clasificar y caracterizar las propiedades de este grupo de compuestos que entran a formar parte de en la composición de mezclas asfálticas, riegos, estabilizaciones y tratamientos superficiales, es necesario establecer una serie de procedimientos normalizados de ensayo, que abarquen tanto sus características físicas, su manejo y puesta en obra y su comportamiento general en el contexto del firme.

## 1. BETUNES ASFÁLTICOS

Técnicamente, los **betunes asfálticos o de destilación** se definen como aquellos productos bituminosos sólidos o viscosos, naturales o preparados a partir de hidrocarburos naturales por destilación, oxidación o *cracking*, que contienen un pequeño porcentaje de productos volátiles, poseen características aglomerantes y son esencialmente solubles en sulfuro de carbono.

De forma más resumida e inteligible, los betunes asfálticos son productos derivados del petróleo de aspecto oscuro y viscoso, con características aglomerantes y propiedades termoplásticas que hacen apropiado su empleo en firmes. También reciben el nombre de **betunes de penetración**, ya que es el ensayo de penetración quien los caracteriza y clasifica.

Loa **asfaltos** propiamente dichos son materiales compuestos por una mezcla de betunes e impurezas insolubles en sulfuro de carbono (C<sub>2</sub>S), éstas últimas en una proporción superior al 5%. La nomenclatura americana no hace esta sutil distinción entre betunes y asfaltos, agrupando ambos grupos en una sola palabra: **tar**.

### 1.1. Procedencia y obtención

Existen dos formas conocidas de **procedencia** de los betunes aptos para su empleo en carreteras:

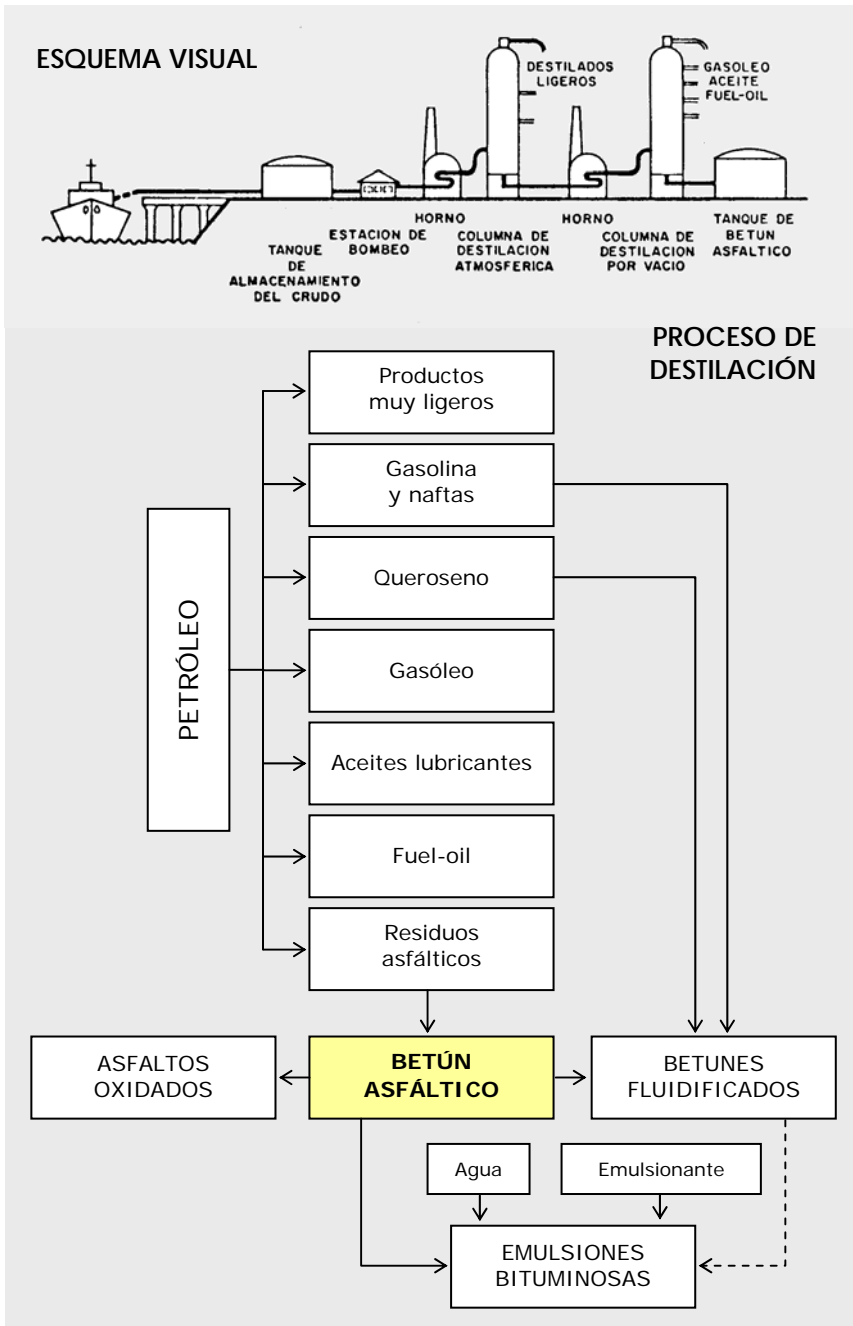
- (a) Betunes naturales: Proceden de la descomposición de organismos marinos, aflorando a la superficie en lagos de asfalto o impregnados en las rocas. Destaca por su importancia el **asfalto de Trinidad**, que se extrae de un gran lago de asfalto existente en la isla del mismo nombre; posee más de un 50% de betún natural y tiene excelentes propiedades plásticas, resistentes e impermeabilizantes, por lo que se emplea en la pavimentación de vías.
- (b) Betunes artificiales: Se obtienen como subproductos del **petróleo**, una mezcla de hidrocarburos con impurezas. Según sea la naturaleza del mismo se conseguirán betunes más o menos aptos para su empleo en carreteras. Así, los crudos de base parafínica –constituidos por hidrocarburos saturados– requieren un proceso de oxidación parcial para su refinado; por contra, los de base nafténica –no saturados– son ideales para obtener betunes asfálticos.

La **obtención** de betunes asfálticos a partir de crudos del petróleo se realiza en las refinerías, empleándose para ello diversas técnicas y procesos industriales:

- Destilación: Se basa en la separación de los diversos componentes del petróleo en base a su volatilidad. La figura de la página siguiente muestra un esquema de este proceso continuo de fraccionamiento.

S.39

Proceso de destilación de los productos bituminosos



- Oxidación: Los betunes asfálticos se obtienen mediante un complicado proceso químico de oxidación a partir de los residuos más pesados de los propios crudos del petróleo, que no poseían suficiente cantidad de compuestos asfálticos.
- Cracking: Bajo este onomatopéyico nombre se esconde un proceso químico que consiste en romper físicamente los enlaces de grandes cadenas de hidrocarburos saturados, denominadas polímeros, para obtener betunes.

## 1.2. Naturaleza y composición

Químicamente, el betún está formado por una mezcla de hidrocarburos cíclicos saturados derivados de los ciclanos (cicloparafinas), caracterizados por presentar una estructura anular con un elevado número de átomos de carbono. Su composición centesimal en peso es la siguiente:

<u>ELEMENTOS MAYORITARIOS</u>	<u>ELEMENTOS MINORITARIOS</u>
Carbono ..... 80-88%	Oxígeno ..... 0-5%
Hidrógeno ..... 9-12%	Azufre ..... 0-3%
	Nitrógeno ..... 0-2%

Desde el punto de vista de su naturaleza, el betún es un **sistema coloidal** de tipo gel, cuya fase continua está constituida por un medio fluido aceitoso, mientras que la fase discontinua se halla compuesta por una microemulsión de cuatro tipos de compuestos diferentes:

- (a) Maltenos: Son blandos, ya que contienen la práctica totalidad de la parafina del betún, confiriéndole a éste ductilidad y plasticidad, y proporcionándole estabilidad a temperatura ambiente.
- (b) Asfaltenos: Partículas negras y amorfas que por la acción del calor aumentan de volumen; no se funden, transformándose en carbenos y perdiendo sus propiedades aglomerantes. Son los componentes más duros, confiriendo al betún estabilidad, cuerpo y adhesividad; también son los responsables de buena parte de sus propiedades reológicas.
- (c) Carbenos: Son cuerpos negros brillantes con una gran proporción de carbono. Proviene de la oxidación de los asfaltenos y resinas asfálticas. Un contenido de este tipo de elementos superior al 2% hace perder al betún sus propiedades dúctiles y adhesivas, volviéndolo frágil e inútil para su uso.
- (d) Carboides o resinas asfálticas: Son elementos sólidos de color rojizo u oscuro, capaces de reblandecerse a altas temperaturas.

La **composición típica** de un betún asfáltico derivado del petróleo oscila entre un 55 y un 80% de carbenos, 19 a 44% de asfaltenos y menos del 1.5% de carbenos. Por su parte, los betunes naturales –como el asfalto de Trinidad- contienen entre un 64 y un 72% de maltenos, un 35 a 27% de asfaltenos y un 0.5 a 1.5% de carbenos.

### 1.3. Propiedades

En general, todos los betunes presentan una serie de características físicas comunes, tales como su color oscuro, la facultad de presentar **buena adhesividad** con la superficie de las partículas minerales o su inmiscibilidad con el agua.

En cuanto a su comportamiento mecánico, debe decirse que es muy complejo y que depende de varios factores, como son la sollicitación aplicada, el tiempo durante el que ésta actúa o la temperatura ambiente. Todo este complejo comportamiento trata de explicarse desde el punto de vista global de la **reología**.

Las propiedades más destacables de los betunes desde el punto de vista de la técnica de construcción de carreteras son las siguientes:

- (a) **Adhesividad:** Facilidad que presenta el betún para adherirse a la superficie de una partícula mineral. Esta característica es muy importante en mezclas asfálticas, donde betún y áridos deben formar un conjunto homogéneo y continuo. Para mejorarla, puede recurrirse al uso de **activantes**.
- (b) **Viscosidad:** Se define como la resistencia que oponen las partículas a separarse, debido a los rozamientos internos que ocurren en el seno del fluido. En el caso de los betunes varía con la temperatura, lo que da una idea de su susceptibilidad térmica.
- (c) **Susceptibilidad térmica:** Indica la propensión que presenta el betún a variar ciertas propiedades reológicas –especialmente la viscosidad- con la temperatura. Gracias a esta propiedad pueden manejarse con facilidad a altas temperaturas, presentando una mayor estabilidad a temperatura ambiente.
- (d) **Plasticidad:** Define el comportamiento mecánico del betún ante diferentes estados físicos y temporales de carga. Un betún poco plástico no soportará deformaciones excesivas sin que se produzcan grietas o desconchamientos.
- (e) **Envejecimiento:** Fenómeno de degradación y transformación química de los componentes del betún debido a la acción oxidante del aire y la presencia de humedad y radiaciones solares, haciendo que el betún pierda sus propiedades reológicas y adhesivas.

En base a las propiedades anteriormente descritas, pueden establecerse las características que debería cumplir el **ligante ideal**:

- Debe ser **fluido** durante su puesta en obra para que sea trabajable y penetre en profundidad, recubriendo la superficie de los áridos y dándoles adherencia. Para ello se calienta a altas temperaturas, sin llegar a inflamarlo.
- Por el contrario, debe ser suficientemente **consistente** y **viscoso** a temperaturas ambiente altas, para que el firme sea poco deformable bajo la acción continuada de las cargas de tráfico, sin que presente fenómenos de fluencia.

- A bajas temperaturas debe presentar **flexibilidad**, para que el pavimento no se vuelva frágil y quebradizo, y trabaje de la forma como se ha ideado.
- La película de ligante debe tener un **espesor** suficiente para que el proceso de envejecimiento no le afecte en demasía.

## 1.4. Tipología y nomenclatura

Como ya se ha comentado, los betunes asfálticos también reciben el nombre de **betunes de penetración**, debido a que es el ensayo de penetración el que los clasifica de forma primaria y establece su nomenclatura.

Dicho ensayo –que será tratado con mayor amplitud en el apartado dedicado a ensayos- consiste en la introducción de una aguja tarada y calibrada en una muestra de betún que se halla a una temperatura constante de 25°C, midiéndose la profundidad a la que llega a penetrar el punzante elemento.

La normativa española (PG-4) establece la siguiente **nomenclatura** para betunes asfálticos en función de dicho ensayo:

### B MIN/MAX

donde B es la sigla que caracteriza a los betunes de penetración

MIN es el valor mínimo tolerable de penetración en décimas de milímetro

MAX es el valor máximo tolerable de penetración en décimas de milímetro

Existen seis tipos de betunes contemplados por las especificaciones españolas:

B 20/30, B 40/50, B 60/70, B 80/100, B 150/200, B 200/300

En función de su penetración, estos betunes se clasifican en dos grandes grupos:

- Blandos:** Presentan altos valores de penetración, lo que los hace poco apropiados para zonas cálidas, ya que pierden consistencia a temperaturas relativamente altas. Por otro lado son idóneos en zonas frías, al no volverse rígidos y quebradizos. De este tipo son los betunes B 80/100, B 150/200 y B 200/300.
- Duros:** Al contrario que los anteriores, son más consistentes –rígidos y viscosos- a altas temperaturas, por lo que son aptos para su uso en zonas cálidas. En cambio, en climas más fríos tienen un peor comportamiento que los anteriores. A este grupo pertenecen los betunes B 20/30, B 30/50 y B 60/70.

Naturalmente, el valor del ensayo de penetración caracteriza pero no define completamente a los betunes, por lo que es necesario recurrir a una serie de ensayos que serán descritos en próximos apartados, y que sirven para definir diferentes aspectos específicos del betún relativos a su comportamiento mecánico y puesta en obra.

## 2. PRODUCTOS DERIVADOS DE LOS BETUNES

Aparte de su empleo directo en obra como conglomerante, el betún puede ser tratado para obtener otros productos con propiedades más específicas para acometer diversas funciones, empleados también en la construcción de carreteras. Es el caso de los **betunes fluidificados y fluxados**, las **emulsiones bituminosas** o los **betunes modificados**.

### 2.1. Betunes fluidificados y fluxados

Los **betunes fluidificados** –denominados también *cut-backs*- son derivados de los betunes asfálticos que se obtienen por disolución de los mismos en un aceite o fluidificante, presentando por tanto una viscosidad más reducida. Fueron ideados y desarrollados en su día para facilitar el empleo de los betunes de penetración en situaciones donde las temperaturas o el tipo de tratamiento exigen viscosidades de aplicación menores a las que pueden obtenerse normalmente, incluso calentando fuertemente el ligante.

El **fluidificante** no es más que un aditivo que se elimina posteriormente por evaporación, y cuya única misión es únicamente facilitar su puesta en obra. Aún así, sus características y proporción en la mezcla con el betún sirven para llegar a obtener un ligante con las propiedades de aplicación deseadas.

Debe tenerse en cuenta que durante el proceso de evaporación del fluidificante o **curado** se pierde un producto de alto valor, además de suponer una fuente de contaminación atmosférica y un riesgo añadido de combustión accidental dado el carácter inflamable de este tipo de productos.



Fig. 21.1 – Extendido de una capa de mortero con betún fluidificado



## Tipología y nomenclatura

Las especificaciones españolas establecen dos tipos de betunes fluidificados:

- Betunes de curado rápido (FR): El fluidificante está compuesto por derivados ligeros del petróleo, muy volátiles, como las gasolinas o las naftas. Dan betunes medios, con penetraciones entre 80 y 120.
- Betunes de curado medio (FM): En este caso, la volatilidad de los productos fluidificantes es media o baja, empleándose petróleo o queroseno. Dan betunes blandos, con penetración entre 120 y 300.

Dentro de cada uno de estos grupos, existen tres subtipos con proporciones decrecientes de fluidificante y viscosidad creciente: 100, 150 y 200. Así, los 100 tienen entre el 45 y el 50% de fluidificantes, los 150 entre el 28 y el 33%, y los 200 entre el 17 y el 22%. Aquellos betunes con el mismo número de identificación poseen una viscosidad análoga; esta viscosidad es creciente con dicho número.

En función de todos estos grupos, existen seis tipos de betunes fluidificados, con las siguientes **nomenclaturas**:

FR-100, FR-150, FR-200, FM-100, FM-150, FM-200

La puesta en obra de este tipo de betunes requiere un menor calentamiento, pudiéndose incluso emplear a temperatura ambiente en el caso de los menos viscosos. Se emplean sobre todo en riegos de imprimación y adherencia, tratamientos superficiales y estabilizaciones de capas granulares.

A raíz de la crisis del petróleo de 1.974, el consumo de betunes fluidificados ha descendido en favor de las emulsiones bituminosas; actualmente en nuestro país, apenas el 2% de los ligantes asfálticos empleados pertenecen al grupo de los fluidificados, aunque en determinados países –especialmente los productores de petróleo- siguen empleándose de manera significativa.

## Betunes fluxados

Se definen como los productos resultantes de la incorporación a un betún asfáltico de fracciones líquidas, más o menos volátiles, procedentes de la destilación del alquitrán. En este tipo de betunes, el elemento **fluxante** es un derivado de la hulla o alquitrán a diferencia de los fluidificados, donde el fluidificante tenía un origen derivado del petróleo.

Las especificaciones españolas reconocen dos tipos de betunes fluxados, el FX 175 y el FX 350, éste último con una menor cantidad de fluxante y, por tanto, con mayor viscosidad. Dan betunes de tipo medio, con penetraciones entre 100 y 150.

Este tipo de betunes se utilizan en algunas aplicaciones muy específicas, como los tratamientos superficiales, más en concreto los riegos monocapa con doble engravillado.

## 2.2. Emulsiones bituminosas

Una **emulsión** es una dispersión de un líquido en forma de pequeñas gotitas microscópicas –fase discontinua- dentro de otro que constituye la fase continua, no siendo miscibles ambos entre sí. En el caso de las emulsiones bituminosas empleadas carreteras, la fase discontinua es de tipo bituminoso o aceitoso (betún ligeramente fluidificado) de entre 3 y 8  $\mu\text{m}$  de diámetro, mientras que la fase continua es acuosa; vulgarmente, diríamos que se trata de **betunes mojadados con agua**.

Al igual que la fluidificación, la emulsión tiene por objeto facilitar la puesta en obra del betún, e incluso poder trabajar con él en condiciones meteorológicas adversas, como la lluvia o el frío. Esto es posible gracias a que las emulsiones bituminosas son productos **líquidos a temperatura ambiente**, con una viscosidad tan reducida que no suelen necesitar ningún tipo de calentamiento.

Su fabricación se realiza en molinos coloidales, máquinas compuestas por un estátor y un rotor separados por escasos milímetros, con una potencia capaz de producir la dispersión de ambos productos –agua y betún caliente- al pasar entre ellos. Esta mezcla se realiza en presencia de un agente emulsionante o **emulgente**, que cumple una triple función:

- Aumentar la resistencia al desplazamiento por el agua tras la puesta en obra, facilitando así la adhesividad del betún con los áridos.
- Facilitar la dispersión de las partículas de betún.
- Evitar la posterior aglomeración de las partículas, al cargarlas todas eléctricamente con una misma polaridad (+ ó -), haciendo así almacenable la emulsión.

### Tipología y nomenclatura

Las emulsiones se dividen en dos tipos totalmente opuestos, en base a la polaridad que el emulgente proporciona a las partículas de betún:

- (a) **Emulsiones aniónicas (A)**: Presentan carácter básico, estando las partículas de betún cargadas negativamente, por lo que presentan buena adhesividad con áridos alcalinos o alcalinotérreos tales como las calizas, que se ionizan positivamente al contacto con el agua. Son las más antiguas.
- (b) **Emulsiones catiónicas (C)**: En ellas, las partículas de betún se cargan positivamente, lo que les confiere un carácter que facilita la adherencia de áridos ácidos, con alto contenido en sílice; también son compatibles con la mayoría de áridos calizos.

Un factor importante en este tipo de productos es la **rotura**, que se da cuando las *micelas* o partículas de betún se vuelven a juntar, segregándose del agua y

constituyendo una película bituminosa continua. Visualmente es fácil de determinar este instante, ya que la mezcla pasa de color marrón a negro.

Este proceso no debe confundirse con el de curado de los betunes fluidificados; en emulsiones fabricadas con este tipo de betunes se dan ambos procesos: primero, separación del agua, y después, evaporación de los fluidificantes del betún.

La cinética de rotura de una emulsión, es decir, la velocidad en que este proceso se produce, se rige por diversos factores:

- El tipo de emulsión empleada: catiónica o aniónica. En las primeras, la rotura es mucho más rápida, ya que se produce repentinamente por la atracción química de las partículas de betún con la superficie del árido. En las aniónicas, la evaporación del agua es el factor que controla la cinética de reacción.
- La naturaleza del árido, ya que su contenido en sílice determinará el inicio del proceso de rotura en emulsiones de tipo catiónico.
- La temperatura exterior y la presencia de viento, causantes de la rápida evaporación del agua.

En función de la velocidad de rotura, las emulsiones se clasifican en tres tipos: de rotura rápida (R), rotura media (M) y rotura lenta (L).

La **nomenclatura** de una emulsión se compone de las siguientes siglas:

E P V – N [d]

donde E es la sigla que caracteriza a las emulsiones bituminosas

P hace referencia a la polaridad, pudiendo ser aniónica (A) o catiónica (C)

V define la velocidad de rotura: rápida (R), media (M) o lenta (L)

N es un número que indica a el contenido máximo de agua en la emulsión, siendo éste menor cuanto mayor es el coeficiente

d es un carácter opcional que indica que el betún residual es más duro del habitualmente obtenido (60/100 en lugar de 130/200)

En función de estos factores, la normativa española contempla 15 tipos de emulsiones distintas, a saber:

- Aniónicas: EAR-0, EAR-1, EAR-2, EAM, EAL-1, EAL-2
- Catiónicas: ECR-0, ECR-1, ECR-2, ECR-3, ECM, ECL-1, ECL-2

Los dos tipos restantes, EAI y ECI, corresponden a emulsiones especiales para riegos de imprimación, con contenidos mínimos de betún residual del 40%, y una proporción de fluidificante de entre el 10 y el 20%.

Aparte de para riegos de imprimación, las emulsiones se emplean para confeccionar mezclas bituminosas en frío, morteros síliceos (slurrys), lechadas bituminosas, tratamientos superficiales y riegos de adherencia.

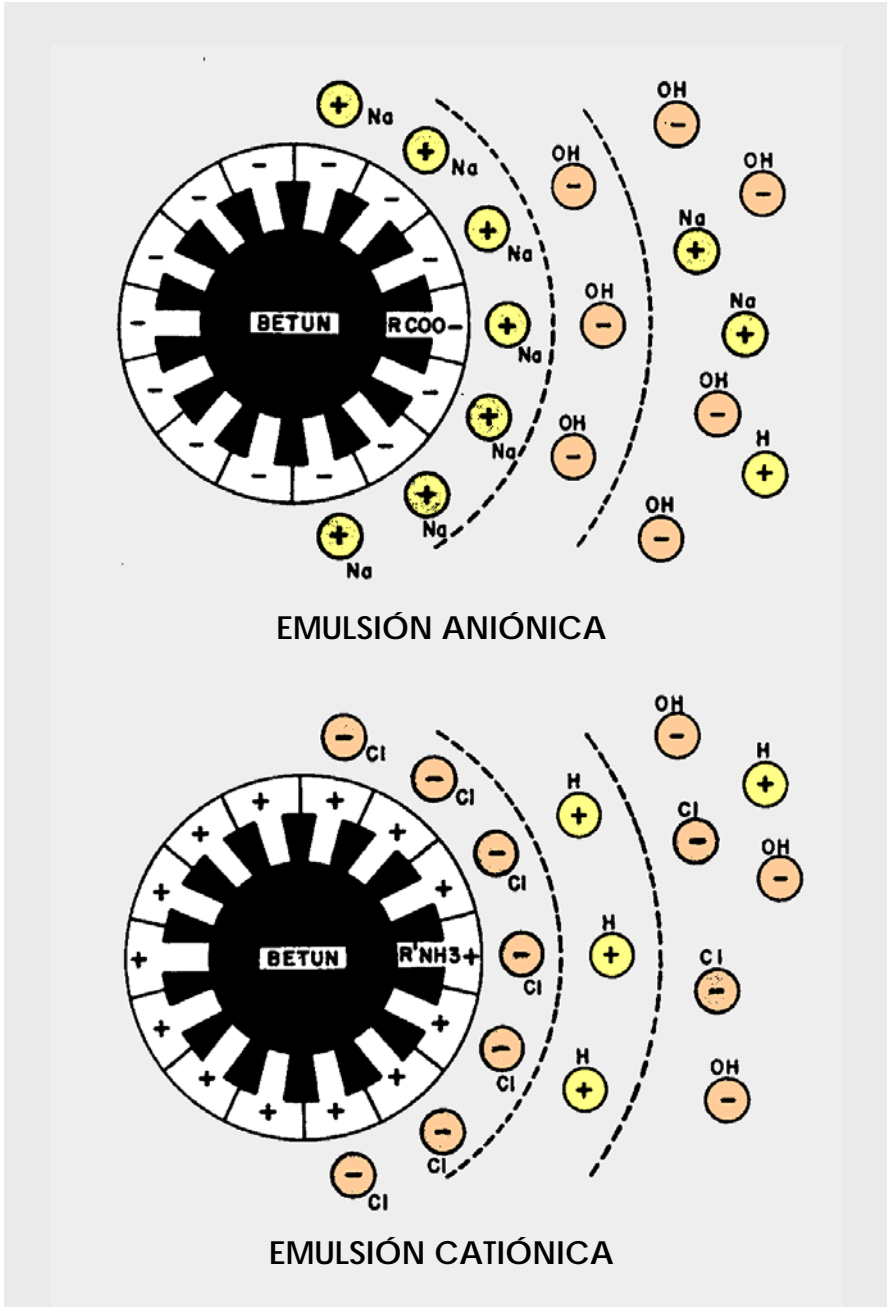


Fig. 21.2 – Estructura iónica de las micelas de betún en una emulsión

### 2.3. Ligantes modificados

Aunque con los productos ya vistos se cubren la práctica totalidad de necesidades que pueden surgir en la construcción de carreteras, existen situaciones en las que el ligante debe ofrecer una mejor respuesta: grandes cargas de tráfico, condiciones externas agresivas, gran variabilidad térmica, etc.

Los **ligantes modificados** surgen para tratar de cubrir este hueco; con ellos se pretende mejorar ciertas características con respecto a los betunes convencionales, como la susceptibilidad térmica, reología, comportamiento mecánico y fluencia, adhesividad pasiva, resistencia al envejecimiento o una mayor durabilidad.

La composición de este tipo de productos tiene como ingrediente básico un betún de penetración o una emulsión bituminosa, al que se le incorporan **aditivos** de diversa naturaleza que modifiquen ciertas propiedades.

#### Aditivos empleados

El primer aditivo del que se tiene constancia de su aplicación en firmes fue el látex, empleado en la construcción de una carretera en Francia en el año 1.902. Actualmente, los aditivos empleados son de muy diversa naturaleza, consiguiendo cada uno de ellos mejoras en ciertas propiedades de la mezcla; los más extendidos son los **polímeros**, que se dividen en plastómeros y elastómeros termoplásticos. También se emplean fibras naturales, asfaltos, caucho, azufre, etc.

#### S.40 Aditivos empleados en ligantes modificados

TIPO DE ADITIVO		EJEMPLOS
POLÍMEROS	Plastómeros	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <b>Etileno-acetato de vinilo (EVA)</b></li> <li>▪ Etileno-acetato de metilo (EMA)</li> <li>▪ Polietileno (PE)</li> <li>▪ Polipropileno (PP)</li> <li>▪ Poliestireno (PS)</li> </ul>
	Elastómeros termoplásticos	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ <b>Estireno-butadieno-estireno (SBS)</b></li> <li>▪ Estireno-butadieno (SBR)</li> <li>▪ EPDM</li> <li>▪ PBD</li> </ul>
FIBRAS		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Amianto</li> <li>▪ Celulosa</li> <li>▪ Fibras acrílicas</li> </ul>
OTROS PRODUCTOS		<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Asfaltos naturales</li> <li>▪ Caucho natural o reciclado</li> <li>▪ Azufre</li> </ul>

La inclusión de polímeros aumenta el coste inicial del ligante, llegando a alcanzar hasta el doble de valor que otro convencional. Sin embargo, este sobre coste queda ampliamente compensado a lo largo de la vida útil de la carretera, dado que este tipo de ligantes reduce las operaciones de mantenimiento y **alarga la vida de servicio** del pavimento. Además, con los ligantes modificados pueden ejecutarse capas de **menores espesores** que las ordinarias obteniendo unas prestaciones equivalentes, además de una reducción de costes.

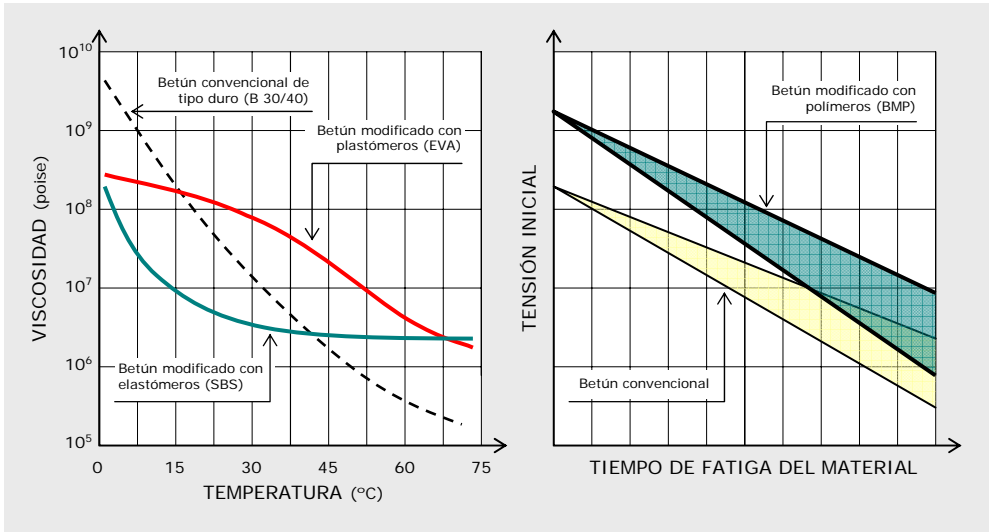


Fig. 21.2 – Diagramas comparativos entre betunes convencionales y modificados

### Tipología y nomenclatura

La normativa reguladora de los compuestos bituminosos modificados (Artículos 215 y 216 del PG-4) distingue dos grupos: los **betunes modificados** y las **emulsiones modificadas**.

Dentro de los **betunes modificados**, designados con las iniciales BM, se distinguen siete tipos en función de su penetración y su dosificación. El grado de dureza del betún se cuantifica con un número del 1 al 5, siendo más blando cuanto mayor es este coeficiente. Los betunes en cuestión y su índice de penetración son los siguientes:

- BM-1 (15/30), BM-2 (35/50), BM-3a, BM-3b y BM-3c (55/70),
- BM-4 (80/130), BM-5 (150/200)

Los betunes más duros (BM-1 y BM-2) se emplean en refuerzos y capas resistentes a las roderas; los tres del tipo BM-3 son los más utilizados, empleándose en firmes drenantes y capas resistentes a la fatiga; por último, los más blandos (BM-4 y BM-5) son de interés en tratamientos superficiales y antifisuras.

Por su parte, las **emulsiones modificadas** tienen una denominación análoga a las convencionales, con la salvedad de que se les añade el sufijo “m” para indicar que están modificadas con polímeros. Las especificaciones españolas distinguen seis tipos:

ECR-1m, ECR-2m, ECR-3m, ECM-m, EAM-1m, ECL-2m

Este tipo de productos se emplea en riegos de adherencia y tratamientos superficiales (ECR), mezclas bituminosas en frío (EAM, ECM) y lechadas en frío y microaglomerados (ECL). También se utilizan conjuntamente con los geotextiles para confeccionar membranas antifisuras, denominadas SAMI.

### Betunes sintéticos

Se trata de ligantes específicamente diseñados para satisfacer una de las más viejas pretensiones de los Ingenieros de carreteras: la obtención de aglomerados asfálticos **coloreados**. Esto no era posible con los betunes tradicionales, ya que la elevado proporción de asfaltenos impedía su pigmentación, incluso con elevadas dosis de colorante.

El salto cualitativo que proporcionan este tipo de betunes es que carecen de asfaltenos, mostrando en lámina delgada un aspecto transparente, por lo que admiten cualquier tipo de pigmentación. Además, mantienen unas propiedades mecánicas y reológicas muy similares a los betunes de penetración tradicionales que presenten la misma penetración.



Fig. 21.3 – Extensión de una membrana SAMI para un tratamiento antifisuras

Este tipo de pavimentos fueron introducidos en nuestro país en el año 1.991 procedentes de Francia, y fueron profusamente utilizados en la confección de pavimentos para viales zonas de estacionamiento en Barcelona y Sevilla, con motivo de los Juegos Olímpicos y la Exposición Universal, dando excelentes resultados.

### 3. ALQUITRANES

Los **alquitranes** son productos hidrocarbonados en estado líquido o semisólido que resultan de la destilación del carbón de hulla. Las principales fuentes de obtención del alquitrán son las fábricas de gas ciudad y los hornos de *coque* metalúrgico, donde se obtiene como subproducto. En ambos casos, el producto resultante es **bruto** y no presentando cualidades para su empleo, por lo que es necesario un proceso posterior de destilación y reconstrucción, obteniendo el **alquitrán reconstituido**.

Los **alquitranes brutos** no se emplean al ser poco viscosos y no tener suficiente poder aglomerante, siendo más valiosos para la extracción de productos como el agua o el benzol. Su destilación es de tipo termofraccionada, empleando hornos tubulares que eliminan primeramente el agua para pasar a destilar aceites cada vez más pesados; el residuo pastoso que queda al final del proceso recibe el nombre de **brea**.

Precisamente, las breas se emplean junto con ciertos aceites obtenidos en el proceso de destilación para obtener el **alquitrán reconstituido**, que sí es utilizable en carreteras. Los aceites también se emplean por separado como fluidificantes, dando lugar a los **betunes fluxados** vistos anteriormente.

#### Naturaleza

Desde el punto de vista químico, los alquitranes son sistemas coloidales de tipo **sol** –a diferencia de los betunes, que eran geles- cuya fase dispersa se halla formada por un conjunto de micelas de pesos moleculares altos rodeadas por un medio aceitoso constituido por hidrocarburos de peso molecular inferior.

Esta estructura es la principal culpable las malas propiedades que los alquitranes ofrecen como ligantes –alta susceptibilidad térmica y rápido envejecimiento- aunque también les dota de ventajas en su adhesividad con todo tipo de áridos y la resistencia que ofrecen al ataque de productos derivados del petróleo.

#### Tipología y nomenclatura

La normativa española distingue entre dos tipos de alquitranes, AQ y BQ, según los tipos de aceites y breas que intervienen en su composición. Los del tipo AQ presentan una breas más dura y unos aceites más volátiles que los del tipo BQ.



Estos tipos se subdividen a su vez en dos y tres grupos respectivamente, atendiendo a su **temperatura de equiviscosidad**, que es aquella en la que el tiempo de fluencia del alquitrán es de 50 segundos.

La nomenclatura empleada en alquitranes es la siguiente:

X Q – N

donde X es la sigla que define el tipo de alquitrán (A ó B)

N es la equiviscosidad de dicho alquitrán

Según lo anteriormente dicho, se tipifican cinco tipos de alquitranes, a saber:

AQ-38, AQ-46, BQ-30, BQ-58, BQ-62

### Alquitranes polimerizados

En las últimas décadas se han desarrollado unos ligantes especiales polimerizando el alquitrán con cloruro de polivinilo (PVC), resinas epoxi, poliéster y otros compuestos sintéticos. El resultado obtenido, equiparable al de los betunes modificados, es una ostensible mejora de su comportamiento reológico: mayor resistencia al envejecimiento, menor susceptibilidad térmica, etc.

Este tipo de compuestos se emplea sobre todo en pavimentación industrial, estaciones de servicio, estacionamientos de vehículos pesados y maquinaria de obra, carriles-bus y otras infraestructuras para camiones. Con la llegada de los betunes modificados, los alquitranes polimerizados han caído en desuso.

## 4. ENSAYOS APLICABLES A LIGANTES

Los ensayos empleados en ligantes bituminosos tienen por objeto **identificar** el producto, **encuadrándolo** en uno de los diversos tipos definidos por la normativa española y **comprobar** que satisfacen las especificaciones fijadas por la misma. Dichos ensayos se hayan regulados por las normas NLT del Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo del CEDEX, aunque con motivo de la entrada de nuestro país en la Unión Europea están siendo progresivamente sustituidas por las normas EN del Comité Europeo de Normalización.

Los procedimientos de ensayo para betunes asfálticos y residuales (en los fluidificados y las emulsiones) pueden agruparse en tres bloques diferenciados, en función del aspecto del producto que tratan de caracterizar:

- (a) Ensayos relativos a las características del producto: Determinan diversas características físicas del ligante, tales como su peso específico, solubilidad, contenido en cenizas o grado de humedad.

- (b) Ensayos relativos a su uso y puesta en obra: Tratan de caracterizar diversos factores que garantizan un seguro y correcto manejo en obra de este tipo de productos. Destacan los ensayos de puntos de inflamación y combustión o el de pérdida de volátiles por calentamiento.
- (c) Ensayos relativos al comportamiento mecánico y reológico en el firme: Cuantifican las propiedades que influyen en la reología del ligante una vez puesto en obra: penetración, viscosidad, punto de reblandecimiento, ductilidad y fragilidad son los ensayos más importantes.

Aparte de estos ensayos genéricos, existen otros específicamente diseñados para **betunes fluidificados** y **emulsiones bituminosas** que tratan de caracterizar diversos aspectos del sistema coloidal formado por la dispersión del betún en un medio aceitoso o acuoso.

**S.41 Ensayos aplicables a productos bituminosos**



## Ensayos relativos a las características del producto

Este paquete de ensayos tienen la finalidad de definir ciertas características físicas primarias del producto, de manera que dan una idea de su **calidad** como material empleado en firmes y pavimentación. Suelen realizarse en el laboratorio de control de calidad de la propia empresa fabricante, y siempre previamente a su unión con los áridos y aditivos para formar las diferentes mezclas asfálticas existentes en el mercado.

A continuación se realizará una somera descripción de los más importantes:

- **DENSIDAD RELATIVA (NLT-122):** Se define como el cociente entre la masa de un determinado volumen de la muestra y la de un mismo volumen de agua a una temperatura de 25°C. Para ello se emplea el **picnómetro**, un recipiente aforado de forma cilíndrica o troncocónica en el cual ajusta un tapón de vidrio perforado en su centro, consiguiendo un cierre hermético.

La densidad relativa de un betún de penetración oscila entre 0.98 y 1.03, siendo más elevada en los alquitranes, yendo en este caso de 1.10 a 1.25.

- **SOLUBILIDAD EN TRICLOROETANO (NLT-130):** Este ensayo determina la solubilidad de un producto bituminoso en disolventes orgánicos, permitiendo averiguar el contenido en impurezas y residuo sólido del betún analizado. Además, se emplea para realizar **ensayos de control** de mezclas bituminosas durante o después del periodo de construcción del pavimento.

Teóricamente, la solubilidad del betún en este tipo de compuesto debería ser total, aunque se acepta un valor en ningún caso inferior al 99.5%.

- **CONTENIDO EN CENIZAS (NLT-132):** Se emplea para definir el contenido en cenizas, materia orgánica y otros residuos sólidos inertes de un ligante en estado sólido, semisólido o líquido, dando una idea de la **pureza** del betún.
- **ENSAYO DE LA MANCHA (NLT-135):** Indica si un asfalto ha sido **alterado** mediante descomposición térmica. Consiste en calentar una disolución del propio betún y heptano a una temperatura de 32°C durante 15 minutos. Posteriormente se vierte una gota de la misma en un papel de filtro, interpretándose de forma cualitativa la mancha que deja sobre éste.

Tiene el inconveniente de ser bastante subjetivo, por lo que no suele emplearse como requisito en las especificaciones relativas a productos bituminosos.

- **CONTENIDO EN AGUA (NLT-123):** Determina la cantidad de agua contenida en un material bituminoso. Se basa en la destilación a reflujo de una muestra de dicho material mezclada con un disolvente volátil no miscible con el agua, el cual, al evaporarse, facilita el arrastre del agua presente, separándose completamente de ella al condensarse. No debe ser superior al 0.2%.

Como sabemos, el contenido en agua de un betún es muy importante desde el punto de vista de su **adhesividad**, especialmente si es con áridos de tipo ácido.

## Ensayos relativos al manejo del producto en obra

Es de especial importancia conocer el comportamiento de los ligantes bituminosos en obra, dado que suelen servirse a **altas temperaturas**, muchas veces cercanas a su punto de inflamación, para que presenten menor viscosidad y faciliten su puesta en obra. También es interesante conocer el porcentaje de material que se pierde en forma de vapor como consecuencia de estas altas temperaturas.

Los procedimientos de ensayo más reseñables en este aspecto son los siguientes:

- **PUNTO DE INFLAMACIÓN (NLT-136)**: El punto de inflamación de un betún se define como la temperatura a la que comienza a producirse la inflamación de los vapores desprendidos por dicho producto bituminoso. Si la temperatura del ligante sobrepasa dicho valor crítico deberán tomarse las precauciones oportunas durante la manipulación del mismo para evitar el riesgo de incendio.

El punto de inflamación de un betún asfáltico oscila entre los 175 y los 235°C, dependiendo de la penetración del mismo, siendo los más duros los que alcanzan valores más elevados.

- **PUNTO DE COMBUSTIÓN (NLT-127)**: Es la temperatura a la que se produce la combustión de los vapores generados por el material bituminoso durante al menos 5 segundos. Se determina por medio del aparato *Cleveland*, colocando la muestra a analizar en un vaso expuesto a las condiciones ambientales y calentado mediante un mechero bunsen o cualquier otra fuente de calor.

- **PÉRDIDA POR CALENTAMIENTO (NLT-128)**: Sirve para determinar la pérdida en peso debida a la volatilización de los componentes más ligeros –excluida el agua- de un producto bituminoso cuando es calentado de acuerdo con las prescripciones del mismo.

Las especificaciones españolas permiten pérdidas de entre el 1.5 y el 0.5% en función de la dureza del betún empleado (cuanto más duro, pérdidas menores).

## Ensayos relativos al comportamiento del producto en el firme

Este grupo de ensayos caracterizan las propiedades reológicas y mecánicas de un ligante bituminoso una vez que la infraestructura de la que forma parte –el firme- ha entrado en servicio. Además, algunos de ellos sirven para tipificar los diferentes productos reconocidos por la normativa española, de ahí su capital importancia. Seguidamente los estudiaremos con más detenimiento:

- **PENETRACIÓN (NLT-124)**: Este ensayo, del que ya se ha hablado en anteriores apartados, mide la penetración de un betún asfáltico, estableciendo además su tipología. Para su determinación se emplea el **penetrómetro**, aparato compuesto por una aguja de dimensiones normalizadas tarada con una masa de 100 g. Dicha aguja se deja caer libremente durante 5 segundos sobre la

preparación a ensayar, indicando en una regla graduada la penetración de dicha aguja en décimas de milímetro.

En función de esta penetración, los betunes se clasifican en dos grandes grupos: blandos y duros, como ya vimos en un apartado anterior.

- **VISCOSIDAD:** La viscosidad de un ligante es una característica esencial desde el punto de vista de su comportamiento tanto en las capas del firme como en su puesta en obra. En los ligantes hidrocarbonados, esta propiedad es función de su **temperatura**, por lo que su determinación a diversas temperaturas define la **susceptibilidad térmica** de este tipo de productos.

En la práctica suele determinarse la **viscosidad relativa Saybolt** (NLT-133 y NLT-138) empleando viscosímetros tipo Saybolt (Furol o Universal), basada en la determinación del **tiempo** que tarda en salir de dicho recipiente un volumen determinado de muestra a una temperatura previamente establecida. Un mayor tiempo implica una mayor viscosidad.

En el caso de los alquitranes se emplea el sistema EVT o de **equiviscosidad** (NLT-188), fijándose el tiempo de ensayo en 50 segundos y determinando la temperatura a la que fluye el producto en dicho tiempo. El valor obtenido se emplea en la clasificación tipológica de este tipo de ligantes.

- **PUNTO DE REBLANDECIMIENTO (NLT-125):** Se define como la temperatura a la que una probeta de material bituminoso en forma de disco, mantenida horizontalmente dentro de un anillo metálico, es obligada a deformarse por el peso de una pequeña bola de acero hasta tocar la superficie de una placa de referencia, situada a 25,4 mm. (1") por debajo del anillo. El conjunto es introducido en un baño de agua y glicerina y calentado a una velocidad determinada. Popularmente, este ensayo recibe el sobrenombre de **"anillo y bola"**, en referencia a los utensilios empleados en su realización.

El resultado arrojado por este ensayo debe considerarse únicamente como un valor orientativo, ya que la consistencia de un betún es susceptible a diversos factores, tales como la temperatura o el estado tensional al que se halle sometido.

- **DUCTILIDAD (NLT-126):** La ductilidad de un betún se define como el alargamiento en centímetros que produce la rotura de una probeta en determinadas condiciones de temperatura (25°C) y velocidad de deformación (5 cm/min). Guarda una estrecha relación con la **impermeabilidad** de un firme, ya que la formación de grietas permite el paso del agua a capas inferiores.

El significado de la medida de la ductilidad es discutible, sobre todo teniendo en cuenta que betunes de igual penetración pero de distinto origen presentan valores muy distintos. Lo que es indiscutible es que todo ligante debe tener la suficiente ductilidad para soportar las deformaciones producidas por los cambios térmicos o por las sollicitaciones generadas por el tráfico.

- **PUNTO DE FRAGILIDAD (NLT-182):** Este ensayo, denominado de Fraass, trata de medir la temperatura a la que una lámina bituminosa sometida a unas determinadas condiciones de flexión comienza a agrietarse.

Este procedimiento no suele emplearse en betunes convencionales, aunque presenta cierto interés de cara a identificar y controlar los ligantes modificados, así como otros productos especiales empleados en obras de diversa índole.

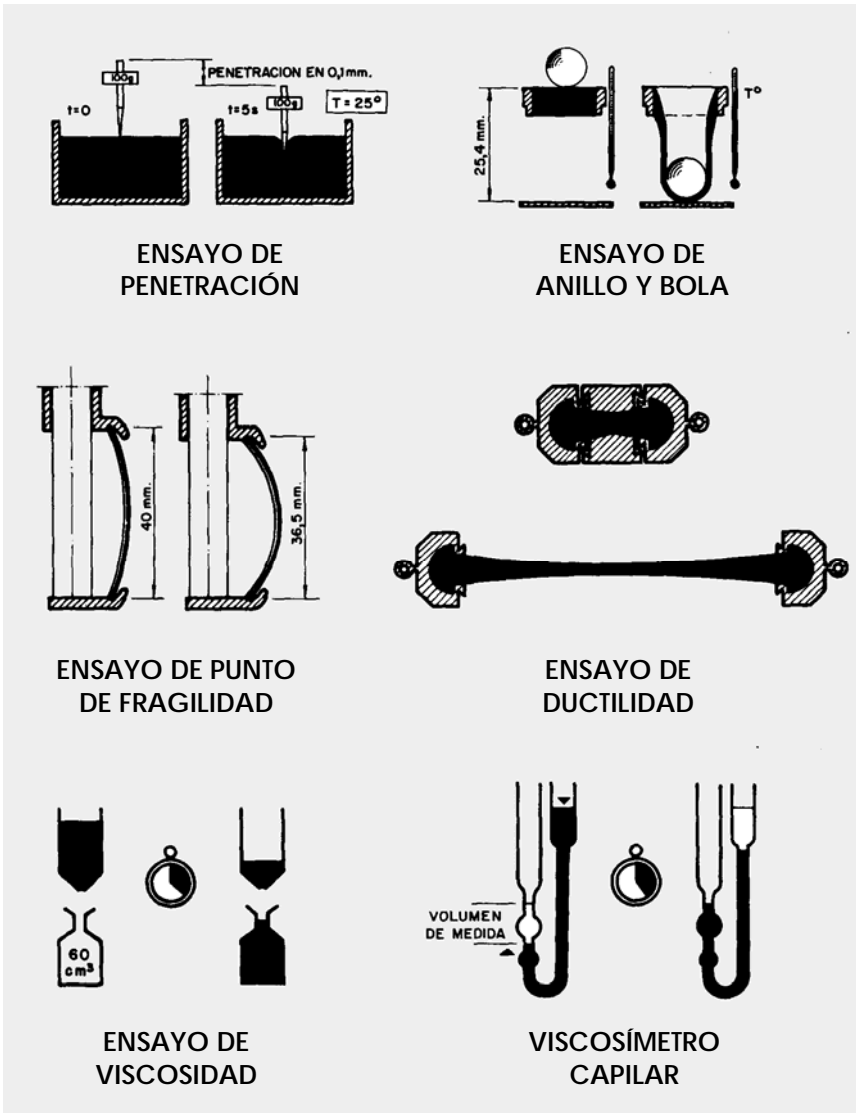


Fig. 21.4 – Ensayos relativos al comportamiento de los ligantes

A partir de los valores de penetración a 25°C y del punto de reblandecimiento –ensayo de anillo y bola- puede determinarse el **índice de penetración** de un betún, que da cierta idea acerca del tipo y las características reológicas del mismo. Los betunes normales empleados en firmes de carreteras deben tener índices de penetración entre -1 y +1, siendo inferiores para los materiales de gran susceptibilidad térmica y superiores en los betunes modificados con polímeros (BMP).

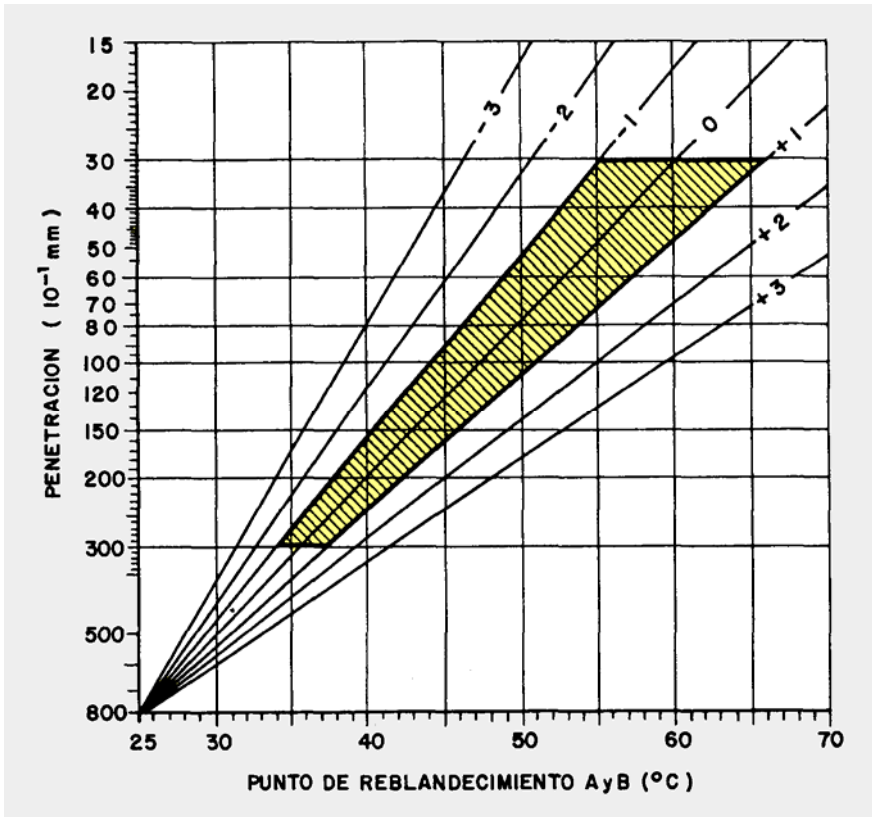


Fig. 21.5 – Ábaco empleado en el cálculo del índice de penetración

#### 4.1. Ensayos específicos

Aparte de los ensayos mencionados en este apartado, son necesario otros procedimientos específicos para aquellos productos bituminosos mezclados con otro elemento, como es el caso de los **betunes fluidificados** y las **emulsiones bituminosas**. A continuación describiremos brevemente los ensayos complementarios para este tipo de materiales.

## Betunes fluidificados

Dado su carácter fluido, existen determinados ensayos que no pueden realizarse con este tipo de productos: penetración, punto de reblandecimiento, ductilidad o fragilidad, salvo que previamente se hayan separado fluidificante y **residuo**, entendiéndose por tal el betún que queda después de separar por destilación el producto fluidificante.

Para la caracterización de uno y otro componente se realiza el ensayo de **destilación fraccionada** (NLT-134), que consiste en calentar escalonadamente el betún fluidificado, separando las distintas fracciones volátiles del fluidificante. De esta manera puede comprobarse si el fluidificante se halla mezclado en la proporción y condiciones adecuadas, y si el betún residual –que puede ser ya sometido a ensayos genéricos- tiene las características deseadas.

Otro ensayo diferenciado es el del **punto de inflamación** (NLT-136), aunque el fin perseguido es el mismo que en betunes de penetración convencionales.

## Emulsiones bituminosas

Con las emulsiones bituminosas se realizan, aparte de algunos de los anteriores ensayos, otros más específicos de identificación y control de la emulsión, destacando los siguientes:

- (a) Referentes a la polaridad: Existen dos ensayos empleados para este aspecto: la determinación de la **carga de las partículas** (NLT-194) y el **pH de la emulsión** (NLT-195), que se encargan de manera inmediata de determinar el carácter iónico de la emulsión, pudiendo ésta ser aniónica (carga negativa y  $\text{pH} > 7$ ) o catiónica (carga positiva y  $\text{pH} < 7$ ). Dentro de cada una de estas dos familias, las variaciones del pH influyen directamente sobre la estabilidad y la adhesividad de la emulsión bituminosa.
- (b) Referentes a la estabilidad: En las emulsiones hay que distinguir dos tipos de estabilidad: **a la rotura** en presencia de agua o de un filler tipo y la **de almacenamiento**.

La estabilidad a la rotura se determina a partir de su miscibilidad con agua y con cemento (NLT-143 y NLT-144). Las emulsiones de rotura rápida no suelen poderse mezclar con agua, rompiendo inmediatamente al intentarlo. La mezcla satisfactoria con una cantidad de cemento u otro tipo de filler es la prueba concluyente de la estabilidad de una emulsión (sobrestabilizada o de rotura lenta).

Por otro lado, el ensayo de **sedimentación** (NLT-140) caracteriza la almacenabilidad de la emulsión. Suele hacerse dejando reposar una muestra



durante una semana y midiendo el porcentaje de betún sedimentado en ese periodo de tiempo.

- (c) Referentes a la homogeneidad: Existen diversos procedimientos para determinar el grado de uniformidad de una emulsión, destacando el **análisis granulométrico** de las partículas de betún a través del microscopio, el **tamizado** de la emulsión (NLT-142) o el **conteo** de las proporciones de los diversos tamaños mediante aparatos especiales. La granulometría de una emulsión determina en parte su viscosidad, almacenabilidad y estabilidad.
- (d) Referentes al contenido: Este último grupo de ensayos sirve para clasificar la emulsión en función de los **contenidos de ligante y agua** (NLT-137 y NLT-139). Para ello se emplean procesos de destilación, separando el agua, el betún residual y los fluidificantes, caso de existir. Con el betún residual pueden realizarse los ensayos propios ya comentados.

## 5. ESPECIFICACIONES DEL PG-4

En función de algunos de los ensayos vistos anteriormente, el PG-4 establece las especificaciones que deberán cumplir los diferentes productos bituminosos, recogidas en las siguientes tablas:

T.62		Especificaciones de alquitranes											
CARACTERÍSTICAS		Ud	NLT	TIPOS									
PROPIEDAD	Ud			AQ-38		AQ-46		BQ-30		BQ-58		BQ-62	
				Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
EQUIVISCOSIDAD	°C	188	38 ± 1.5		46 ± 1.5		30 ± 1.5		58 ± 1.5		62 ± 1.5		
DENSIDAD RELATIVA	-	122	1.10	1.25	1.11	1.25	1.10	1.24	1.13	1.27	1.13	1.27	
CONTENIDO DE AGUA	%	123	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	
INDICE DE ESPUMA	-	193	-	8	-	8	-	8	-	8	-	8	
DESTILACIÓN (en masa)	%	189											
(a) hasta 200°C			-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	-	0.5	
(b) de 200 a 270°C			3	10	2	7	4	11	-	3	-	2	
(c) de 270 a 300°C			4	9	2	7	4	9	1	6	1	5	
(b) + (c)			-	16	-	12	-	16	-	8	-	7	
REBLANDECIMIENTO	°C	125	35	53	35	55	35	46	-	56	-	56	
FENOLES (en volumen)	%	190	-	3	-	2.5	-	3	-	2	-	2	
NAFTALINA (en masa)	%	191	-	4	-	3	-	4	-	2.5	-	2.5	
SOLUBILIDAD TOLUENO	%	192	-	24	-	25	-	23	-	28	-	28	

Fuente: PG-4/88

T.63

Especificaciones de betunes

CARACTERÍSTICAS		Ud	NLT	BETUNES DE PENETRACIÓN											
PROPIEDAD	B 20/30			B 40/50		B 60/70		B 80/100		B 150/200		B 200/300			
	Mín			Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	
<b>BETÚN ORIGINAL</b>															
Penetración	mm	124	20	30	40	50	60	70	80	100	150	200	200	300	
Índice penetración	°C	181	-1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	+1	-1	+1	
Punto reblandecimiento	°C	125	57	69	52	61	48	57	45	53	38	45	34	41	
Fragilidad Fraass	°C	182		0		-4		-8		-10		-15		-20	
Ductilidad	cm	126													
a 25°C			50		70		90		100		100				
a 15°C													100		
Solubilidad tricloroetano	%	130	99.5		99.5		99.5		99.5		99.5		99.5		
Contenido en agua (vol)	%	123		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2	
Punto de inflamación	°C	127	235		235		235		235		220		175		
Densidad relativa 25°C		122	1.00		1.00		1.00		1.00		1.00		0.99		
<b>RESIDUO</b>															
Variación de masa	%	185		0.5		0.8		0.8		1.0		1.4		1.5	
Penetración respecto B.O	%	124	60		55		50		45		40		35		
Variación P. reblandecim.	°C	125		7		8		9		10		11		12	
Ductilidad	cm	126													
a 25°C			35		40		50		75		100				
a 15°C													100		

CARACTERÍSTICAS		Ud	NLT	BETUNES MODIFICADOS															
PROPIEDAD	BM-1			BM-2		BM-3a		BM-3b		BM-3c		BM-4		BM-5					
	Mn			Mx	Mn	Mx	Mn	Mx	Mn	Mx	Mn	Mx	Mn	Mx	Mn	Mx			
<b>BETÚN ORIGINAL</b>																			
Penetración	mm	124	15	30	35	50	55	70	55	70	55	70	80	130	150	200			
P. reblandecimiento	°C	125	70		65		58		60		65		60		55				
Fragilidad Fraass	°C	182		-4		-8		-10		-12		-15		-15		-20			
Ductilidad	cm	126																	
a 5°C					2		4		25		30		40		50				
a 25°C			10																
Flotador	s	183	3000		2000		700		1200		2000		1200		1200				
Estabilidad almacenaje		328																	
Dif. Punto. Rebland°	°C	125		5		5		5		5		5		5		5			
Dif. Penetración	°C	124		5		8		10		10		10		12		20			
Recuperación elástica	%	329																	
a 25°C					10		15		40		70		60		60				
a 40°C			15																
Contenido en agua	%	123		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2			
Punto de inflamación	°C	127	235		235		235		235		235		220		200				
Densidad relativa		122	1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0		1.0				
<b>RESIDUO</b>																			
Variación de masa	%	185		0.8		0.8		1.0		1.0		1.0		1.4		1.5			
Penetración r/ B.O	%	124	70		70		65		65		65		60		55				
Var. Punto. Rebland°	°C	125	-4	+8	-4	+8	-5	+10	-5	+10	-5	+10	-6	+10	-6	+10			
Ductilidad	cm	126																	
a 5°C					1		2		12		15		20		25				
a 25°C			5																

Fuente: PG-4/88-97

**T.64** Especificaciones de emulsiones bituminosas

CARACTERÍSTICAS		Ud	NLT	EMULSIONES ANIÓNICAS											
PROPIEDAD				EAR-0		EAR-1		EAR-2		EAM		EAL-1		EAL-2	
				Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
Viscosidad Saybolt Universal a 25°C	s	138		100		50	50		40			100		50	
Furol a 25°C															
Carga de las partículas		194	negativa		negativa		negativa		negativa		negativa		negativa		
Contenido en agua (vol)	%	137	53	40	40	35	40	45	45	40	40	40	40	40	
Betún asfáltico residual	%	139	43	60	60	65	57	55	55	60	60	60	60	40	
Fluidificante por destilación	%	139	7	0	0	0	10	8	8	0	0	0	0	0	
Sedimentación (7 días)	%	140	10	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
Tamizado (Retenido 0.80 UNE)	%	142	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	
Demulsibilidad	%	141	60	60	60	60	-	-	-	-	-	-	-	2	
Mezcla con cemento	%	144	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2	
Envuelta y resistencia al desplazamiento por el agua		196					Buena		-		-		-		
Árido seco							Aceptable		-		-		-		
Árido después del riego							Aceptable		-		-		-		
Árido húmedo							Aceptable		-		-		-		
Árido húmedo d/riego							Aceptable		-		-		-		
<b>RESIDUO DESTILACIÓN</b>															
Penetración	mm	124	130	200	130	200	130	200	130	250	130	200	130	200	130
Ductilidad	cm	126	40	-	60	100	60	100	-	-	60	100	60	100	60
Solubilidad en tricloroetano	%	130	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5

Fuente: PG-4/88

CARACTERÍSTICAS		Ud	NLT	EMULSIONES CATIONICAS													
PROPIEDAD				ECR-0		ECR-1		ECR-2		ECR-3		ECM		ECL-1		ECL-2	
				Mn	Mx	Mn	Mx	Mn	Mx	Mn	Mx	Mn	Mx	Mn	Mx	Mn	Mx
Viscosidad Saybolt Universal a 25°C	s	138		100		50	20	50	20			100		50			
Furol a 25°C																	
Furol a 50°C																	
Carga de las partículas		194	Positiva		Positiva		Positiva		Positiva		Positiva		Positiva				
Contenido en agua (vol)	%	137	53	43	38	33	35	35	45	45	40	40	40	40			
Betún asfáltico residual	%	139	43	57	62	66	59	55	55	57	57	57	57	43			
Fluidificante destilado	%	139	7	5	5	2	12	10	10	0	0	0	0	0			
Sedimentación (7 días)	%	140	10	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5			
Tamizado (Ret. 0.80UNE)	%	142	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10			
Mezcla con cemento	%	144	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	2			
Envuelta y r.d.agua		196					Buena		-		-		-				
Árido seco							Aceptable		-		-		-				
Árido después riego							Aceptable		-		-		-				
Árido húmedo							Aceptable		-		-		-				
Árido húm. d/riego							Aceptable		-		-		-				
<b>RESIDUO</b>																	
Penetración	mm	124	130	200	130	200	130	200	130	250	130	200	130	200	130		
(Emulsiones duras [d])			-	-	60	100	60	100	-	-	60	100	60	100	60		
Ductilidad	cm	126	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40			
Solubilidad tricloroetano	%	130	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5			

Fuente: PG-4/88

**T.65 Especificaciones de emulsiones modificadas**

CARACTERÍSTICAS		NLT	EMULSIONES MODIFICADAS											
PROPIEDAD	Ud		ECR-1m		ECR-2m		ECR-3m		ECM-m		EAM-m		ECL-2m	
			Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
<b>EMULSIÓN ORIGINAL</b>														
Viscosidad Saybolt Furol a 25°C	s	138		50							40			50
Viscosidad Saybolt Furol a 50°C					20		40		20					
Carga de las partículas		194	positiva		positiva		positiva		positiva		negativa		positiva	
Contenido en agua (vol)	%	137	43		37		32		35		40		40	
Betún asfáltico residual	%	139	57		63		67		59		57		60	
Fluidificante por destilación	%	139	5		5		2		12		10		0	
Sedimentación (7 días)	%	140	5		5		5		5		5		10	
Tamizado (Retenido 0.80 UNE)	%	142	0.10		0.10		0.10		0.10		0.10		0.10	
Mezcla con cemento	%	144	-		-		-		-		-		2	
<b>RESIDUO DESTILACIÓN</b>														
Penetración (Emulsiones duras [d])	mm	124	120	200	120	200	120	200	100	220	100	220	100	150
Punto reblandecimiento (Emulsiones duras [d])	°C	125	45		45		45		40		40		45	
Ductilidad	cm	126	10		10		10		10		10		10	
Recuperación elástica	%	329	12		12		12		12		12		12	

Fuente: PG-4/88

**T.66 Especificaciones de betunes fluidificados**

CARACTERÍSTICAS		NLT	BETUNES FLUIDIFICADOS											
PROPIEDAD	Ud		FM-100		FM-150		FM-200		FR-100		FR-150		FR-200	
			Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx
Punto inflamación v/a	°C	136	38		66		66				27		27	
Viscosidad Saybolt a 25°C	S	133	75	150					75	150				
Viscosidad Saybolt a 60°C					100	200					100	200		
Viscosidad Saybolt a 82°C							125	250					125	250
Destilación (% total dest.) a 190°C	%	134								15				
Destilación (% total dest.) a 225°C				25		10				55		40		8
Destilación (% total dest.) a 260°C			40	70	15	55		30	75		65		40	
Destilación (% total dest.) a 316°C			75	93	60	87	40	80	90		87		80	
Residuo destilación	%	134	50	55	67	72	78	83	50	55	67	72	78	83
Contenido en agua (vol)	%	123		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2		0.2
<b>RESIDUO</b>														
Penetración	mm	124	120	300	120	300	120	300	80	120	80	120	80	120
Ductilidad	cm	126	100		100		100		100		100		100	
Solubilidad tricloroetano	%	130	99.5		99.5		99.5		99.5		99.5		99.5	

Fuente: PG-4/88

## 6. APLICACIONES DE LOS PRODUCTOS BITUMINOSOS

Son muchas y muy variadas las aplicaciones que presentan las diferentes familias de productos bituminosos existentes actualmente en el mercado. Aunque éstas se han ido esbozando a lo largo de todo el capítulo, el siguiente esquema trata de hacer un resumen recopilatorio de todas ellas:

### S.42

### Aplicaciones de los productos bituminosos

APLICACIÓN	TIPOLOGÍA
MEZCLAS BITUMINOSAS EN CALIENTE	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ B 40/50, B 60/70, B 80/100</li> <li>▪ BM-2, BM-3a, BM-3b, BM-3c</li> </ul>
MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRÍO	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ EAM, EAL-1, ECM, ECL-1</li> <li>▪ ECM-m, EAM-m, ECL-2m</li> </ul>
RIEGOS DE IMPRIMACIÓN	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ EAL-1, ECL-1, EAI, ECI</li> <li>▪ FM-100</li> </ul>
RIEGOS DE ADHERENCIA	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ EAR-0, EAR-1, ECR-0, ECR-1</li> <li>▪ ECR-1m, ECR-2m</li> </ul>
TRATAMIENTOS SUPERFICIALES CON GRAVILLA	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ B 150/200, BM-5</li> <li>▪ EAR-1, EAR-2, ECR-1, ECR-2, ECR-3</li> <li>▪ ECR-2m, ECR-3m</li> <li>▪ FX-175, FX-350</li> </ul>
LECHADAS BITUMINOSAS (Seal slurrys)	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ EAL-1, EAL-1d, ECL-1, ECL-1d</li> <li>▪ EAL-2, EAL-2d, ECL-2, ECL-2d</li> </ul>
ESTABILIZACIONES DE CAPAS GRANULARES	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ EAM, ECM, EAM-m, ECM-m</li> <li>▪ EAL-1, ECL-1, ECL-2, ECL-2m, ECR-2</li> <li>▪ FM-100, FM-150, FM-200</li> </ul>
REFUERZOS Y CAPAS DE ALTO MODULO ELÁSTICO	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ BM-1, BM-2</li> </ul>
FIRMES DRENANTES Y MICROAGLOMERADOS EN FRÍO	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ BM-3a, BM-3b, BM-3c</li> <li>▪ ECL-2m</li> </ul>
TRATAMIENTOS ANTIFISURAS	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ BM-4</li> <li>▪ ECM-m</li> </ul>
FIRMES DE ESCASO TRÁFICO	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ AQ-38, AQ-46, BQ-30, BQ-58, BQ-62</li> </ul>

## 7. MAQUINARIA EMPLEADA EN BETUNES

En el siguiente apartado se hace una breve descripción de la maquinaria genérica empleada en las diferentes operaciones de procesado de un producto bituminoso, desde el momento en que es extraído el crudo hasta su puesta en obra como ligante.

### 7.1. Refinerías

Las **refinerías** de petróleo son grandes complejos industriales donde se obtienen diversos productos –gasolinas, queroseno, gas-oil, betunes- a partir de los crudos petrolíferos. Dichos crudos se transportan desde el lugar de extracción en buques-tanque o a través de oleoductos hasta la instalación de refino.

Una vez destilados, los betunes asfálticos se almacenan en depósitos con sistemas de calentamiento homogéneo, a partir de los cuales se puede servir directamente a los clientes o llevar a cabo mezclas para obtener ligantes de características especiales.

Existen diversos medios de salida del betún, bien a través de camiones cisterna especiales, vagones de ferrocarril o grandes *buques petroleros* para realizar el transporte del producto a través del mar.

### 7.2. Instalaciones de manejo y bombeo

Las operaciones de transvase por tubería de betunes asfálticos tiene que hacerse a altas temperaturas para que la viscosidad no sea excesiva, por lo que es importante un estudio detallado de la curva viscosidad-temperatura del ligante a transportar (Fig. 21.4). Dichos conductos deben estar calorifugados, para lo que se usan materiales aislantes del calor tales como la lana de vidrio o el aglomerado de corcho.

Aparte del **aislamiento**, hay que prever muchas veces sistemas de **calefacción**, que en el caso de las tuberías pueden hacerse mediante otros conductos de menor diámetro que rodean a las anteriores, a través de los que circula aceite caliente o vapor sobrecalentado. Las uniones de tuberías deben hacerse por bridas, aunque se emplean con frecuencia las uniones soldadas.

### Bombas

Para el bombeo de betunes se descartan las bombas centrífugas, empleándose preferentemente las de paletas o engranajes, calentadas mediante *camisas* de vapor o aceite y siempre sobredimensionadas respecto a la potencia, para evitar su rotura en caso de espesamiento de la mezcla. En instalaciones de obra en máquinas, tales como cisternas regadoras, plantas mezcladoras de aglomerado, etc. se utilizan con frecuencia bombas de engranajes o de tornillo, con la misión específica de poder dosificar los

caudales a una presión fijada. Las bombas que se usan con los ligantes bituminosos suelen trabajar relativamente a pocas revoluciones, normalmente a menos de 1.000 por minuto.

Cuando se trate de emulsiones bituminosas, debe procurarse que las bombas no produzcan turbulencias excesivas e introduzcan aire, ya que podría ponerse en peligro la estabilidad de la emulsión, formándose espuma y otros productos no deseados.

### 7.3. Calentamiento de ligantes asfálticos

El calentamiento de los ligantes es uno de los problemas más importantes desde el punto de vista de su utilización, ya que es necesario conservar una temperatura adecuada que los mantenga **fluidos** durante el transporte desde la planta de producción hasta la obra y en los períodos de almacenamiento, así como para el bombeo y trasvase por tubería.

El calor específico de los betunes ronda valores próximos a 0.50, pero debido a su alta viscosidad su calentamiento es difícil, ya que no se forman de modo inmediato corrientes de convección, existiendo peligro de **segregación térmica**, teniendo en una misma masa de betún partes excesivamente calientes y otras muy frías.

Los sistemas fundamentales de calentamiento son tres: el fuego directo, la **circulación de aceite** y la circulación de vapor de agua. De todos ellos, el primero no es recomendable por problemas de segregación térmica; el segundo es el más empleado actualmente, dada su sencillez y economía, basándose en la circulación de aceite caliente por un circuito cerrado denominado *serpentin*; el último de los sistemas plantea problemas de seguridad, al circular el vapor de agua a altas presiones, de hasta 7 atm.

### 7.4. Almacenamiento y transporte

Los **depósitos** de ligantes bituminosos suelen ser de dos tipos, dependiendo del carácter de la instalación: grandes y fijas o pequeñas y temporales –caso de las plantas asfálticas instaladas en obra–, aunque ambos tienen en común las materias primas de fabricación: chapa de acero calorifugada con lana de vidrio u otro tipo de aislante térmico análogo y recubierta exteriormente por una fina chapa de aluminio o acero.

El calentamiento de los grandes depósitos se realiza mediante serpentines de aceite, que calientan intensamente la zona más próxima a la boca de salida. En los depósitos pequeños sigue siendo frecuente el calentamiento por fuego directo. Todos los depósitos poseen **respiraderos** para la evacuación de gases, cuya inflamabilidad representa un serio peligro que debe erradicarse.

El **transporte** de los productos bituminosos se hace mediante depósitos móviles montados sobre camión o ferrocarril. Estos vehículos deben presentar condiciones

mecánicas especiales –el refuerzo estructural y los sistemas rompeolas son algunos de ellos-, por lo que actualmente está muy generalizado el uso de **camiones con cisterna de aluminio**, que disminuyen notablemente el peso muerto en el transporte.



Fig. 21.6 – Planta de producción de betunes modificados





# 22

## CAPAS GRANULARES

Las **capas granulares** conforman la estructura resistente del firme, siendo las principales responsables de absorber y distribuir adecuadamente al terreno las tensiones que genera el tráfico, de manera que no se produzcan deformaciones excesivas ni permanentes.

A su vez, estas capas desempeñan otros cometidos importantes, tales como preservar al firme del agua infiltrada a través del terreno –evitando hinchamientos producidos por cambios de humedad o temperatura que acabaría deteriorando el firme-, contribuir a la durabilidad de la carretera o constituir una base adecuada para el pavimento en el caso de los firmes de hormigón.

Todas estas funciones hacen que los **áridos** empleados, materia prima fundamental y a veces única de estas capas, cumplan unas estrictas exigencias de diversa índole que garanticen su correcto comportamiento. También es importante su adecuada preparación y puesta en obra, debiendo procurar una compacidad máxima; asimismo deben evitarse situaciones perjudiciales, como pueden ser los fenómenos de segregación del árido por tamaños.

En el caso de que un suelo o un material granular no reúna las características exigibles para la capa que van a integrar se recurre al empleo de diversas técnicas de **estabilización** mediante diversos tipos de aditivos o al empleo de **gravas tratadas**, consiguiendo alcanzar el nivel de calidad deseado.

## 1. GENERALIDADES

El nombre de **capas granulares** –con el que se denominan todas aquellas capas que componen la parte inferior del firme- se debe a que éstas únicamente están compuestas por áridos de distintos tamaños, unidos o no con algún tipo de producto conglomerante que mejore sus propiedades resistentes.

Como ya dijimos en el capítulo dedicado a firmes, la función de estas capas dentro del firme es eminentemente **resistente**, encargándose de recoger, distribuir y absorber las sollicitaciones verticales del tráfico parcialmente atenuadas de las capas superiores y de terminar de absorber las horizontales. Además, deben poseer cierto carácter drenante y ser insensibles a la acción de la helada.

### 1.1. Características exigibles

Para llevar a cabo con éxito las funciones anteriormente descritas, cualquier capa granular debe presentar las siguientes características físicas y mecánicas:

- (a) Estabilidad mecánica: La capa debe resistir las cargas del tráfico –bien sean aisladas o continuas- sin sufrir deformaciones excesivas, ni de forma permanente. En resumen, han de ser elásticas y poco deformables.
- (b) Compacidad: Cuanto más compacta sea una capa –es decir, presente un bajo índice de huecos- tendrá una menor posibilidad de colapsar mecánicamente, ofreciendo además mayor facilidad para su puesta en obra y posterior compactación.
- (c) Durabilidad: La conservación de las propiedades físicas y mecánicas exigibles a una capa a lo largo del tiempo es fundamental en toda obra de infraestructura, ya que garantiza su funcionalidad durante todo el periodo de proyecto, que viene a ser de entre 15 y 25 años. Además, una degradación excesiva de sus propiedades afectaría de forma directa a la estabilidad de las capas superiores.
- (d) Susceptibilidad al agua: La presencia de una excesiva cantidad de finos puede provocar fenómenos de cambio de volumen en presencia de agua, que acaben abombando, rompiendo e inutilizando el firme. Un aspecto a remarcar es la acción del hielo en zonas de clima continental y periglacial, provocando efectos similares a los descritos.
- (e) Permeabilidad: Determinadas capas granulares deben ser capaces de evacuar con rapidez el agua que penetra en ellas, alejándola de esta forma de capas superiores. Para ello, deben emplearse materiales drenantes con un gran índice de huecos y prácticamente carentes de finos.

## Estructura interna

Los áridos que integran cada una de estas capas pueden provenir de diversas fuentes: graveras, canteras, plantas de machaqueo o tratamientos industriales, presentando una forma característica en función de su procedencia. Asimismo es importante analizar su estructura interna, distinguiéndose tres tipos de **estructuras granulares** en función del tamaño y uniformidad de sus partículas:

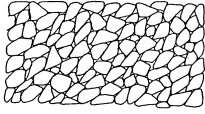

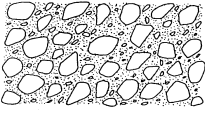
- (a) Uniforme: Se trata de áridos de gran tamaño –entre 50 y 100 mm.- y granulometría uniforme, procedentes generalmente de plantas de machaqueo. Resisten por contacto mutuo entre partículas, ofreciendo un gran ángulo de rozamiento interno, lo que los hace difíciles de compactar. Presentan además un gran índice de huecos, lo que confiere a este tipo de materiales propiedades drenantes y de baja susceptibilidad a la acción del hielo. Una vez compactados, pueden rellenarse los huecos con áridos más finos (**recebo**). Dentro de este grupo se engloba el **macadam**, muy empleado en la construcción de firmes.
- (b) Continua: Formadas por áridos de diversos tamaños, de tal modo que los huecos dejados por los de mayor tamaño se van rellenando con partículas más finas. Este tipo de materiales dan capas de alta densidad y gran compacidad. Las **zahorras** naturales y artificiales empleadas en bases y subbases son un claro ejemplo de este grupo estructural.
- (c) Discontinua con exceso de finos: Este tipo de estructura es similar a la primera –con áridos de tamaño uniforme formando el esqueleto mineral– solo que los huecos están rellenos por partículas finas. Se crea así una matriz fina sobre la que flotan los áridos gruesos, no existiendo contacto entre ellos, por lo que su resistencia mecánica se ve muy mermada. Este tipo de materiales son muy impermeables, presentando además gran susceptibilidad a los cambios de humedad, por lo que sus cualidades como capa granular no son las más adecuadas.

## 1.2. Soluciones de trabajo

Una vez definidas las funciones y características que deben cumplir y poseer las capas granulares, se establecen una serie de procedimientos de selección que materialicen dichas exigencias en determinados productos, garantizando así su correcto comportamiento en el firme.

Dada la dificultad que plantea la caracterización del material en todos los aspectos anteriormente citados, se recurre a establecer **condiciones empíricas de trabajo** basadas en características reguladas mediante ensayos sencillos, que sirvan para aceptar o rechazar los distintos materiales granulares candidatos a componer una

**S.43 Estructura interna de los materiales granulares**

Estructura	Características	Esquema
<p><b>UNIFORME</b> MACADAM</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tamaño uniforme de los áridos</li> <li>- Alto índice de huecos</li> <li>- Elevado rozamiento interno</li> <li>- Características drenantes</li> <li>- Insensibilidad a la helada</li> <li>- Difíciles de compactar (compactación energética)</li> </ul>	
<p><b>CONTINUA</b> ZAHORRAS NATURALES Y ARTIFICIALES</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Graduación escalonada de tamaños (granulometría continua)</li> <li>- Bajo índice de huecos</li> <li>- Elevada densidad y compacidad</li> <li>- Condiciones de drenaje supeditadas a la calidad de los finos</li> <li>- Estabilidad a las cargas de tráfico</li> </ul>	
<p><b>DISCONTINUA</b> CON EXCESO DE FINOS</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Áridos de similar tamaño embebidos en una matriz de partículas finas</li> <li>- Baja capacidad portante</li> <li>- Gran impermeabilidad</li> <li>- Susceptibles ante la presencia de agua y hielo</li> <li>- Deformaciones permanentes</li> </ul>	

determinada capa del firme. Las especificaciones españolas, recogidas en el PG-4, emplean los siguientes indicadores de calidad:

- Ajuste granulométrico a **husos** tipo definidos para cada tipo de material.
- Ausencia controlada de partículas finas, especialmente de origen arcilloso.
- Capacidad de soporte adecuada.
- Calidad del árido: resistencia al desgaste y durabilidad.

**Ajuste granulométrico a husos tipo**

En la práctica, los pliegos de condiciones y documentos análogos fijan curvas o **husos granulométricos tipo** que aseguren a priori unas características adecuadas para los materiales que se empleen en una determinada capa del firme. Para determinar la composición granulométrica de estas capas se emplea un procedimiento de ensayo normalizado, el **análisis granulométrico**, contemplado por la Normas NLT-150, NLT-151 y NLT-152 del Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo.

En este sentido, existen numerosas curvas denominadas *ideales* que tratan de optimizar la composición granulométrica de un determinado material granular para conseguir la máxima compacidad posible; quizá la más conocida sea la **parábola de Fuller**, que viene dada por la siguiente expresión:

$$P = 100 \cdot \sqrt{\frac{d}{D}}$$

donde D es el tamaño máximo de las partículas

P es la proporción en peso de partículas de tamaño inferior a d

No obstante, en carreteras no siempre interesa buscar la máxima compactación, ya que hay que tener en cuenta los problemas de segregación, drenaje o producción de finos, para los que es necesario dejar una determinada cantidad de huecos. Por ello es conveniente trabajar con materiales menos compactos que los obtenidos mediante la parábola de Fuller.

También es conveniente limitar el **tamaño máximo** de los áridos –entre 20 y 50 mm.- para evitar problemas de segregación durante la ejecución de las obras, lo que provocaría un comportamiento mecánico irregular e inferior al esperado.

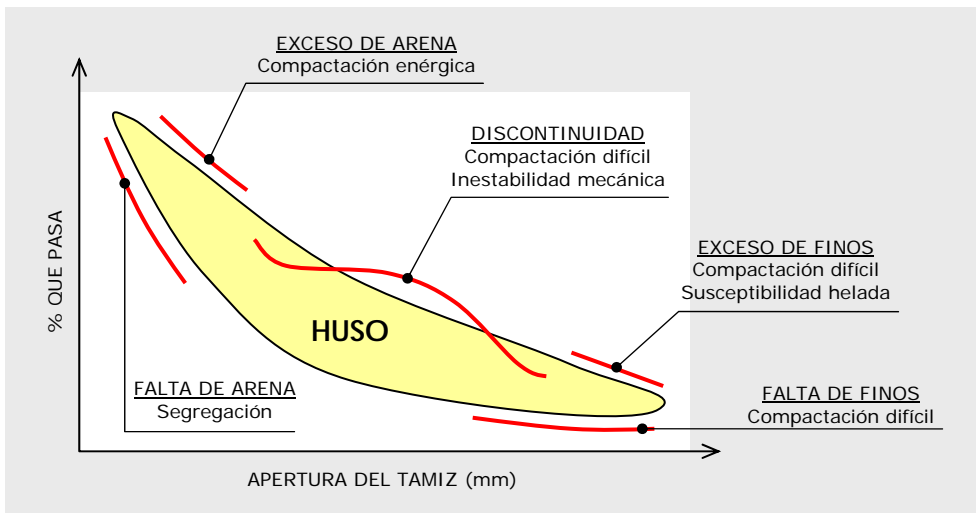


Fig. 22.1 – Influencia de la granulometría en las propiedades de un material granular

### Ausencia controlada de finos

Los finos existentes en el suelo o procedentes de la degradación de los propios áridos gruesos pueden suponer un grave impedimento para que el material granular cumpla con las características que se le exigen; principalmente, un alto contenido en finos afectará a la estabilidad mecánica de la capa, así como a su capacidad drenante y su susceptibilidad a los cambios de volumen, especialmente a la helada.

Para controlar el contenido en finos se emplean los ensayos de consistencia –límites de Atterberg (NLT-105 y NLT-106)-, así como el **equivalente de arena**

(NLT-113), estableciéndose limitaciones a estos valores según el tipo de material analizado. Tampoco es conveniente limitar en exceso el contenido en finos, ya que el firme tendría un elevado índice de huecos y sería más difícil su compactación.

## Capacidad de soporte adecuada

El **comportamiento mecánico** ante la acción continuada de un sistema de cargas verticales debe ser suficiente para que el firme no sufra asentamientos importantes y se recupere de forma elástica.

Es importante que el árido presente un coeficiente de forma adecuado –bajo índice de lajas y agujas– que asegure su no degradación, así como una gran dureza y angulosidad para resistir los importantes esfuerzos puntuales que se producen en este tipo de capas no tratadas.

Para determinar la capacidad de soporte de un material granular se recurre a la determinación del **índice CBR** (California Bearing Ratio), que viene regulado por el ensayo NLT-111 y permite obtener la capacidad portante de una determinada capa, comparada con una muestra patrón de grandes características mecánicas. Este ensayo se emplea en subbases y explanadas mejoradas.

## Calidad del árido

En una capa granular no basta con que sea capaz de soportar una determinada carga, sino que es necesario que estas propiedades mecánicas no se degraden con el paso del tiempo. No olvidemos que las sollicitaciones generadas por el tráfico son continuas e intermitentes, sometiendo al firme a un continuo proceso de carga y descarga, que acaba por producir **fatiga** en el material.

La presencia de sustancias disueltas en el agua pueden acelerar el proceso de degradación, produciéndose una **alteración química** continuada y añadida a la anterior, que a lo largo del tiempo se traduce en un aumento de los finos y en una mayor plasticidad y deformabilidad de las capas granulares.

Para garantizar la calidad de un árido se emplea el **ensayo de Los Ángeles** (NLT-149), exigiendo unas tolerancias mínimas en función del tipo de material granular que se trate.

## 2. TIPOLOGÍA

Dentro del firme pueden distinguirse cuatro tipos de capas formadas por material granular: la **explanada mejorada**, la capa **subbase**, la capa **base** y las **capas especiales**. De las cuatro, las más comunes y empleadas en prácticamente todos los

firmes son la base y la subbase; las capas especiales se emplean en determinadas circunstancias y la explanada mejorada está en desuso.

## 2.1. Explanada mejorada

Esta capa se emplea en carreteras para poder llegar a disponer de un **cimiento de calidad** para el firme con cualidades portantes y drenantes uniformes, sobre el cual puedan reposar las capas superiores del firme.

Al conseguir un cimiento de características uniformes, los espesores de las capas superiores pueden ser constantes, lo cual es muy conveniente desde el punto de vista constructivo, económico y de proyecto. De otro modo, implicaría constantes cambios en los espesores del firme en función de las características locales de la explanada natural.

Actualmente, y debido a condicionantes de tipo práctico y económico, se tiende a asimilar esta capa a la coronación de la correspondiente obra de tierra –desmote o terraplén- formada por un **suelo seleccionado o estabilizado**.

### Condiciones de calidad

La normativa española establece las siguientes especificaciones para este tipo de capas, que coinciden prácticamente con las de un suelo seleccionado:

- Tamaño máximo del árido menor de 75 mm. (3"), para evitar segregaciones y dificultades en su puesta en obra.
- Cantidad de material fino que pasa por el tamiz #200 ASTM inferior al 25% en peso, para garantizar una relativa insensibilidad a la acción del agua.
- Capacidad portante suficiente, con un índice CBR superior a 8.
- Plasticidad limitada, presentando un límite líquido  $LL < 30$ , unido a un índice de plasticidad  $IP < 10$ .
- Equivalente de arena (EA) superior a 25.

### Puesta en obra

Su **puesta en obra** es similar a la ya explicada en terraplenes, sucediéndose los procesos de extendido, humectación y compactación en tongadas de entre 20 y 30 cm. Suelen exigirse densidades de compactación del superiores al 95% ó 100% de la obtenida en el ensayo Proctor Modificado, así como una correcta terminación geométrica de la superficie, no debiendo presentar irregularidades apreciables (del orden de 10 mm. en 3 m.)

En zonas lluviosas o de elevado tráfico de obra puede recurrirse a emplear un tratamiento de estabilización con cemento o cal para evitar su deterioro, e incluso emplear productos bituminosos para conseguir una impermeabilización más efectiva.

## 2.2. Subbase

La **subbase** se define como la capa granular situada entre la explanada y la base del firme. Es una capa típica de los firmes bituminosos, aunque en ocasiones se emplea en firmes rígidos asentados en terrenos de baja capacidad portante.

Las principales **funciones** asignadas a esta capa son:

- (a) **Resistencia mecánica:** Ha de soportar y repartir adecuadamente las cargas del tráfico sobre la explanada, de forma que ésta pueda tolerar las presiones recibidas sin deformarse excesivamente. Además, dada la profundidad a la que se halla situada en el firme, está sometida a una alta presión de confinamiento lateral.
- (b) **Economía:** Al estar más alejada del plano de rodadura, sus características portantes no tienen por qué ser muy elevadas, por lo que pueden emplearse materiales de inferior calidad, abaratando así el coste de la obra.
- (c) **Drenaje:** Debe impedir la ascensión capilar del agua procedente del cimiento a las capas superiores del firme, ya que afectaría de manera negativa a su comportamiento mecánico y durabilidad. Aparte de exigir características drenantes al material –bajo contenido en finos arcillosos- deben disponerse drenes o cunetas conectados con esta capa que faciliten una rápida evacuación del agua infiltrada, ya que una acumulación resultaría muy perjudicial para la funcionalidad de esta capa.

En cuanto al **drenaje superficial**, debe hacerse hincapié en la necesidad de una buena ejecución geométrica del mismo, dejando un resguardo hidráulico suficiente para impedir la inundación de la capa subbase. Asimismo es conveniente dotar a ésta de una pendiente del 4% para facilitar la rápida evacuación de las aguas infiltradas.

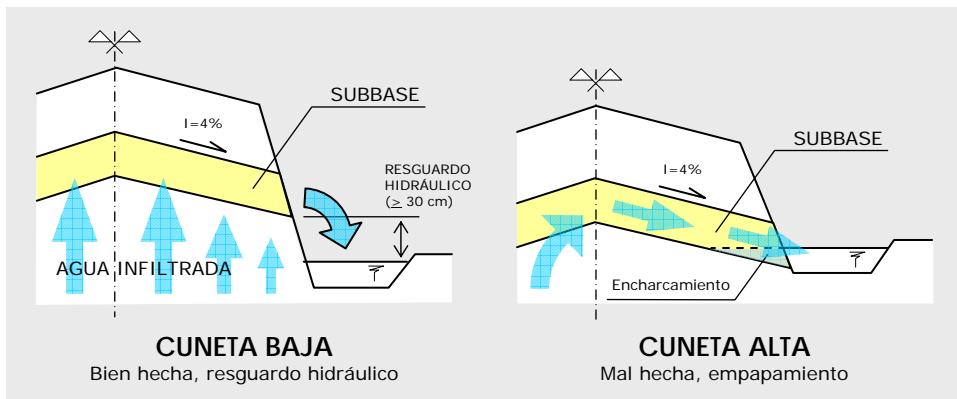


Fig. 22.2 – Conexión entre la capa subbase y el drenaje superficial



Otras veces, los condicionantes del entorno nos obligan a ejecutar sistemas de **drenaje profundo**, consistentes generalmente en una zanja rellena por una capa de arenas o gravas de alta permeabilidad con un tubo poroso en su base –para permitir la entrada de agua por su parte superior- encargado de recoger y canalizar las aguas.

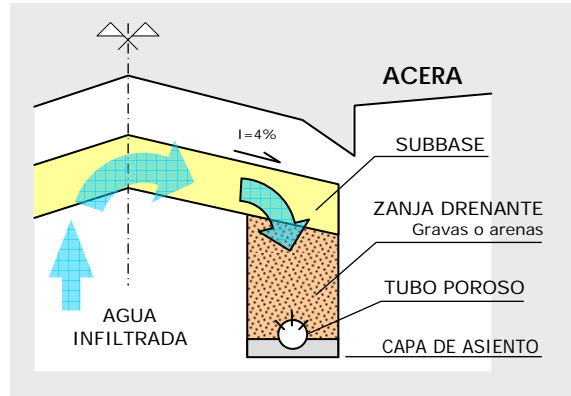


Fig. 22.3 – Conexión entre la capa subbase y el drenaje profundo

## Materiales

Debido a las funciones y características antes mencionadas se suelen utilizar materiales con una granulometría muy bien estudiada, estricto contenido en finos y con áridos duros para evitar su degradación con el paso del tiempo.

Las **zahorras naturales** son sin duda los materiales más apropiados para subbases, dado que aunque no presentan una elevada capacidad de soporte, son más económicas que las **zahorras artificiales** obtenidas mediante procesos de machaqueo, que pueden emplearse en casos de mayor exigencia mecánica.

Un tipo especial de zahorras artificiales que debe emplearse como subbase en caso de explanadas no estabilizadas con un índice de plasticidad superior a 10 son las **zahorras drenantes**, de granulometría más abierta que las anteriores aunque con unas cualidades portantes equiparables y una mayor capacidad drenante.

Además, la distribución continua de tamaños de grano en este tipo de materiales asegura una alta compacidad y facilita su puesta en obra en tongadas de espesor relativamente grande, al ser fácilmente compactables.

## Condiciones de calidad

Para asegurar el cumplimiento de las anteriores características, la Normativa española, más concretamente el PG-4, define diferentes **husos granulométricos** recogidos en las tablas de la página siguiente.

**T.67 Husos granulométricos para zahorras naturales**

TAMIZ UNE	CERNIDO PONDERAL ACUMULADO (%)									
	ZN(50)		ZN(40)		ZN(25)		ZN(20)		ZNA	
50	100								100	
40	80	95	100						-	-
25	60	90	75	95	100				60	100
20	-	-	60	85	80	100	100		-	-
10	40	70	45	75	50	80	70	100	40	85
5	25	50	30	55	35	65	50	85	30	70
2	15	35	20	40	25	50	30	60	15	50
0.40	6	22	6	25	8	30	10	35	8	35
0.080	0	10	0	12	0	12	0	15	0	18

Fuente: PG-4/88

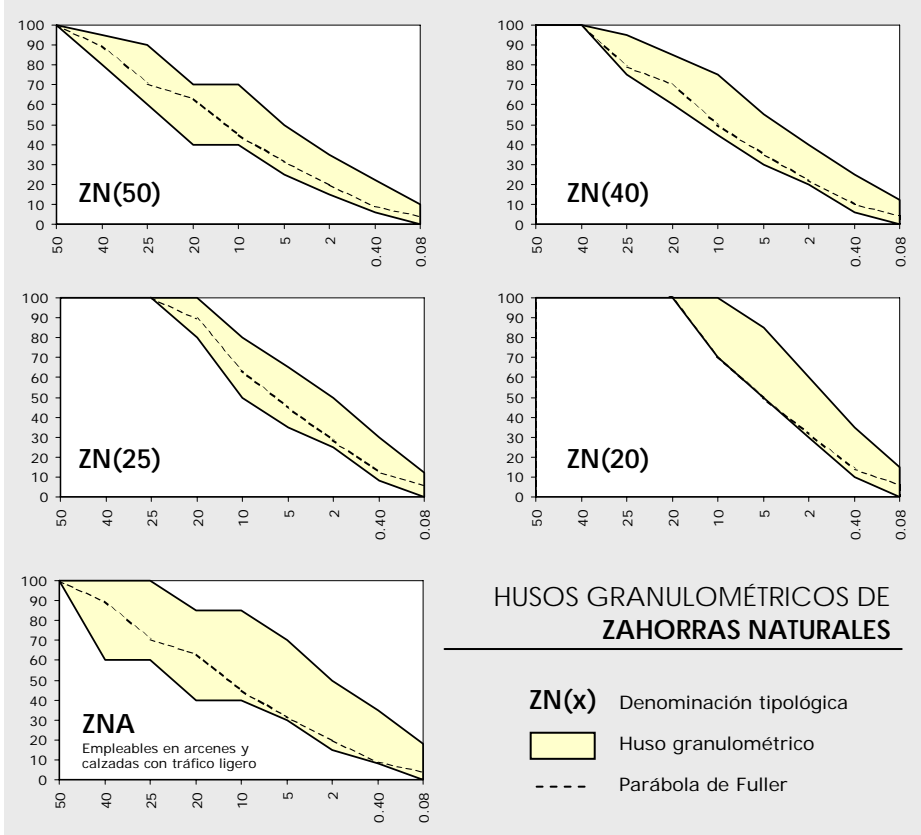


Fig. 22.4 – Husos granulométricos de las zahorras naturales (PG-4/88)

**T.68 Husos granulométricos para zahorras artificiales**

TAMIZ UNE	CERNIDO PONDERAL ACUMULADO (%)									
	ZA(40)		ZA(25)		ZD-1		ZD-2		ZD-3	
40	100		100		100		100		100	
25	75	100	100		70	100	100		100	
20	60	90	75	100	50	85	65	100	85	100
10	45	70	50	80	30	55	35	65	35	65
5	30	50	35	60	10	35	20	45	15	35
2	16	32	20	40	0	15	0	15	0	5
0.40	6	20	8	22	0	5	0	5	0	2
0.080	0	10	0	10	0	2	0	2	0	2

Fuente: PG-4/88

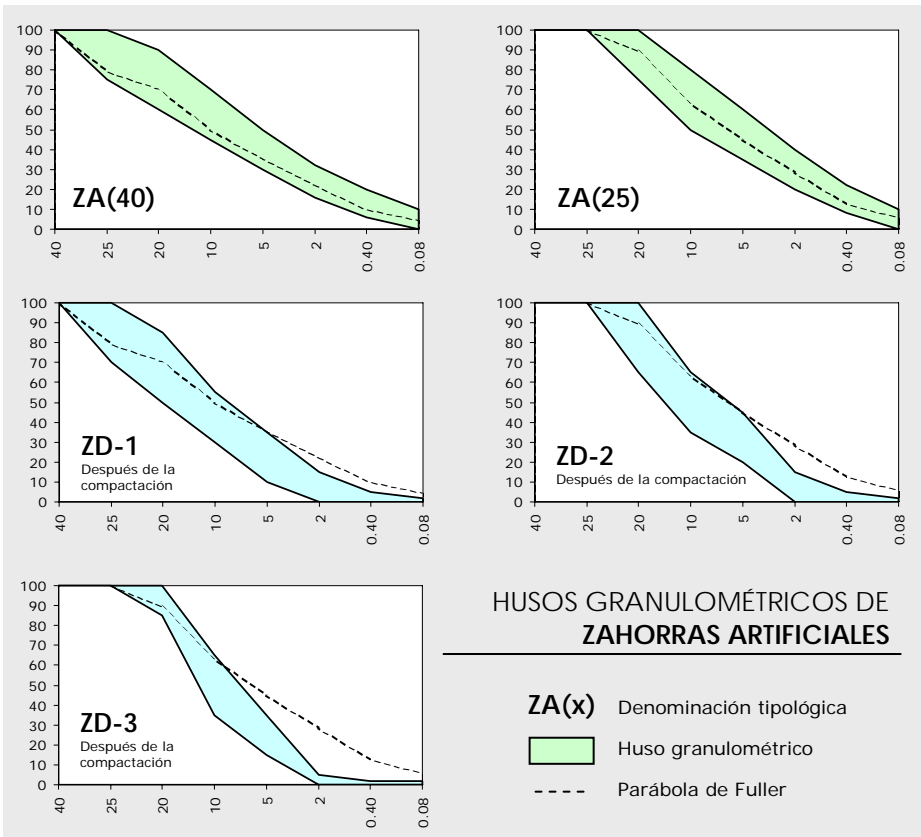


Fig. 22.5 – Husos granulométricos de las zahorras artificiales (PG-4/88)

Además de esta condición granulométrica, la normativa impone otras relativas a la dureza de los áridos, su capacidad portante y su contenido en finos, estableciendo unos valores límite en función del tipo de material empleado. Más adelante se incluye un esquema que resume todas estos requisitos.

### Puesta en obra

La puesta en obra de las subbases se realiza mediante el procedimiento habitual de extendido, humectación y compactación ya comentado en terraplenes, prestando especial atención a evitar posibles segregaciones de material, así como a conseguir una compactación lo más uniforme posible.

Suelen exigirse densidades superiores al 100% del ensayo Proctor modificado, por lo que la maquinaria más adecuada son los compactadores de rodillos vibratros. El espesor mínimo constructivo que puede darse a estas capas es de 15 cm.

En muchos casos se han utilizado capas subbase confeccionadas con materiales que por diversos motivos –tráfico, clima o calidad de los áridos- han sido estabilizadas con ligantes o conglomerantes. Algunas de ellas han conservado una permeabilidad elevada después del tratamiento, aunque en otros casos la disminución de esta propiedad obliga a replantear el esquema drenante indicado anteriormente.

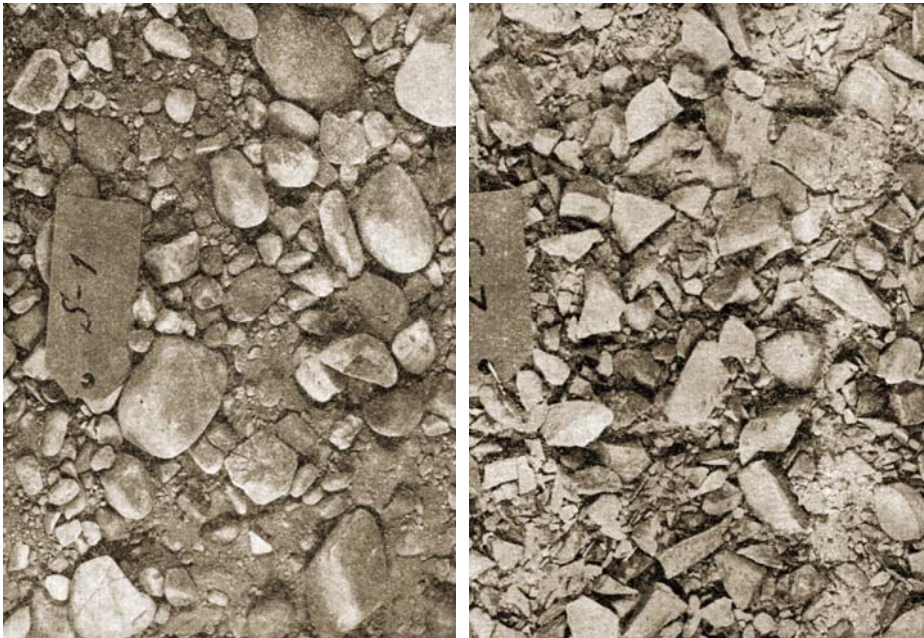


Fig. 22.6 – Zahorra natural (izquierda) y artificial (derecha)

## 2.3. Base

La capa de base se halla situada entre la subbase –o la explanada caso de que no exista aquella- y el pavimento. La principal **función** que se le atribuye a esta capa es la **resistente**, para lo cual debe presentar un alto grado de compacidad; también debe ser **durable**, por lo que debe presentar **insensibilidad al agua** y los cambios volumétricos que ocasiona su presencia, así como una **estabilidad a las cargas** prolongada en el tiempo.

Actualmente se emplean dos tipos de materiales granulares para confeccionar las bases, que dada su importancia y peculiaridades trataremos de forma separada; se trata de las **bases de zahorra artificial** y de las **bases de macadam**.

### Bases de zahorra artificial

Debido a sus características granulométricas y superficiales, las zahorras artificiales proporcionan una alta capacidad de soporte, por lo que son el material idóneo para emplear en las capas de base. Para garantizar su correcto comportamiento en el firme se le exigen las siguientes propiedades:

- Ajuste a husos granulométricos estrictos: En este sentido, la normativa española define dos granulometrías estándar, ZA(40) y ZA(25), y otras tres para zahorras con cualidades drenantes, ZD-1, ZD-2 y ZD-3. De esta forma, se garantiza la máxima compacidad posible.
- Rugosidad superficial: Elevado porcentaje de caras fracturadas mediante machaqueo, para así aumentar el rozamiento interno entre las partículas.
- Ausencia de materiales plásticos: Las partículas de arcilla y limo pueden actuar como lubricante entre los áridos más gruesos, disminuyendo la capacidad portante global y favoreciendo la aparición de deformaciones remanentes.
- Calidad del árido: Esta propiedad se materializa en la dureza del propio árido; una mayor dureza evita el redondeo de las partículas gruesas –causante de una pérdida progresiva de capacidad portante- y reduce la producción de finos.

En determinadas circunstancias, como en firmes carentes de capa subbase, puede ser necesario conferir unas mayores propiedades drenantes sin apenas perder capacidad de soporte. Las **zahorras artificiales drenantes** vienen a cubrir este hueco, aunque actualmente su uso se limita a los arcenes.

Su **puesta en obra** se realiza tal y como ya hemos descrito en las subbases, llevando también especial cuidado en evitar segregaciones de material, consiguiendo una compactación homogénea en todos sus puntos. Suelen exigirse densidades superiores al 100% del ensayo Proctor modificado, siendo el espesor mínimo que puede darse a estas capas por motivos constructivos de 15 ó 20 cm.

## Bases de macadam

Denominado así en honor a su inventor, el ingeniero escocés John McAdam, el **macadam** es un material de granulometría discontinua que se obtiene extendiendo y compactando un árido grueso o machaca, cuyos huecos se rellenan posteriormente con un árido fino, denominado recebo.

La **machaca** es un material granular compuesto por áridos de gran tamaño –entre 50 y 100 mm.- y granulometría uniforme, procedentes de plantas de machaqueo, por lo que presentan formas angulosas. Resisten por contacto mutuo entre partículas, ofreciendo un gran ángulo de rozamiento interno. Presentan además un gran índice de huecos, por lo que es necesario compactarlos enérgicamente.

Por su parte, el **recebo** es una arena exenta de finos y de granulometría uniforme, empleada para cubrir los huecos dejados por la machaca.

Este tipo de base se empleaba antiguamente en la práctica totalidad de los caminos, aunque con el tiempo han ido perdiendo fuerza a favor de las bases de zahorra artificial o estabilizadas. Aun así, todavía existe una considerable cantidad de carreteras construidas con este tipo de base, especialmente en la zona noroeste de la península.

Su **puesta en obra** se compone de las siguientes fases:

- Extendido de la tongada de árido grueso (**machaca**) mediante medios mecánicos, generalmente una motoniveladora, en tongadas de entre 10 y 20 cm. El espesor total debe ser del orden de un 20% mayor que el definitivo, debido al posterior efecto reductor de la compactación.
- Se efectúa una primera compactación estática –sin vibrado-, ya que de otra forma el firme se ondula. Con esta compactación enérgica se reduce el número de huecos de la capa y se consigue una mayor capacidad portante.
- Los huecos restantes se rellenan con recebo, el cual se extiende con una motoniveladora y se compacta posteriormente en dos fases:
  - Primeramente, se procede a humectar la superficie, realizando a continuación un cepillado que ayude a la arena a introducirse en el seno del macadam.
  - Por último, se dan unas pasadas con un compactador vibratorio para acabar de asentar el recebo y dotar de mayor compacidad al conjunto.

No existen unas reglas fijas para la dosificación del recebo, por lo que su dosificación se realizará tanteando visualmente en la propia obra.

La caída en desuso de este tipo de material se debe a las dificultades técnicas y económicas que plantea: elección de áridos duros y angulosos, **difícil puesta en obra** y mecanización, bajo aprovechamiento del material producido en planta, compactación

muy enérgica y difícil de controlar, transmisión de esfuerzos de punzonamiento a capas inferiores, etc.

### Condiciones de calidad

Al igual que ocurría con las subbases, las especificaciones españolas definen una serie de husos granulométricos, tanto para zahorras artificiales (**Tabla T.68**) como para el macadam y su correspondiente recebo:

**T.69 Husos granulométricos para macadam**

TAMIZ UNE	CERNIDO PONDERAL ACUMULADO (%)							
	M1		M2		M3		M4	
100	100							
90	90	100						
80	-	-	100					
63	-	-	90	100	100			
50	-	-	-	-	90	100	100	
40	0	10	0	10	-	-	80	90
25	-	-	-	-	0	10	-	-
20	0	5	0	5	-	-	0	10
12.5	-	-	-	-	0	5	0	5
10								100
5								85   100
0.080								10   25

Fuente: PG-4/88

Además de esta condición granulométrica, los materiales deben cumplir una serie de condiciones relativas a su limpieza y contenido en finos, capacidad portante, plasticidad y resistencia al desgaste, convenientemente especificadas en el esquema de la página siguiente.

### 2.4. Capa anticontaminante

Quando el suelo de la explanada tenga un carácter excesivamente plástico y exista peligro de que este suelo “contamine” la capa inmediatamente superior, debe intercalarse una capa cuya misión es precisamente impedir el paso de partículas finas a las caoas bajas del firme.

Entre el resto de las capas que constituyen el firme no debe presentarse este problema, siempre y cuando los materiales cumplan las condiciones estipuladas.

## S.44

## Especificaciones de capas granulares

Propiedad	ZAHORRA NATURAL	ZAHORRRA ARTIFICIAL	MACADAM
<b>CAPA</b> DONDE SE EMPLEA	Sub-base	Base y sub-base	Base
<b>HUSOS</b> GRANULOMÉTRICOS	ZN(50), ZN(40), ZN(25), ZN(20), ZNA	ZA(40), ZA(25) ZD-1, ZD-2, ZD-3	M-1, M-2 M-3, M-4
<b>FORMA</b> ÍNDICE DE LAJAS (NLT-354)	-	< 35	-
<b>C. PORTANTE</b> ÍNDICE CBR (NLT-111)	≥ 20	-	-
<b>DUREZA</b> DESGASTE DE LOS ÁNGELES (NLT-149)	< 40 (en ZNA, <50)	Tráfico pesado < 30 Tráfico ligero < 35	MACHACA < 35
<b>LIMPIEZA</b> EQUIVALENTE DE ARENA (NLT-113)	≥ 30 (en ZNA, <25)	Tráfico pesado ≥ 30 Tráfico ligero ≥ 35	RECEBO > 30
<b>PLASTICIDAD</b> LÍMITES DE ATTERBERG	LL < 25 IP < 10	No plástico	RECEBO No plástico

Para determinar la necesidad de la utilización de las capas anticontaminantes se emplean las conocidas **condiciones de filtro** de Karl Terzaghi, según el cual para que no exista contaminación entre dos suelos puestos en contacto debe cumplirse que:

$$D_{15} < 5 \cdot d_{85}$$

siendo  $D_{15}$  la dimensión del tamiz por el que pasa el 15% de los materiales de la capa que no debe contaminarse

$d_{85}$  la dimensión del tamiz por la que pasa el 85% de los materiales contaminantes (arcillas y limos)

Cuando los materiales en contacto no cumplan dicha condición debe construirse una capa de al menos 10 cm. que cumpla con cada uno de los materiales adyacentes –explanada y capa base o subbase- la mencionada condición de filtro.



Las capas anticontaminantes suelen estar compuestas por arena natural procedente de ríos o graveras, aunque últimamente están siendo reemplazadas por los **geotextiles**, materiales sintéticos sin apenas espesor que impiden el paso de agua y finos entre las dos capas que lo circundan.

### 3. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS Y CAPAS GRANULARES

En ocasiones resulta necesario mejorar artificialmente las características de un determinado material granular para que sea apto para integrar una determinada capa del firme. Para ello se recurre a las **técnicas de estabilización**, que básicamente pueden ser **mecánicas**, mezclando dos ó mas suelos o gravas de características complementarias, o emplear diversos **aditivos** –cal y cemento principalmente- que actúan física y/o químicamente sobre las propiedades del material a mejorar.

Con la estabilización se pretende, en primer lugar, aumentar la **resistencia mecánica**, trabando las partículas de una forma más efectiva y asegurando que las condiciones de humedad en las que trabaja el suelo varíen dentro de unos rangos reducidos, consiguiendo una adecuada **estabilidad** a las cargas y una escasa variación volumétrica. Además, se produce un aumento en la **durabilidad** de dicha capa.

El proceso de estabilización que inicialmente se aplicaba solamente a suelos y materiales de escasa calidad se ha extendido actualmente a capas granulares formadas por áridos de calidad, originando las **gravas tratadas**. Este tipo de materiales se fabrican en plantas especiales y están sometidos a continuos controles de calidad, siendo posteriormente transportados a obra.

#### 3.1. Estabilización mecánica

La estabilización mecánica es una técnica de mejora basada en la **mezcla** de diversos materiales con propiedades complementarias, de forma que se obtenga un nuevo material de mayor calidad y que cumpla las exigencias deseadas.

Las propiedades que generalmente se pretenden mejorar con este tipo de estabilización son la **plasticidad** y/o la **granulometría**; la primera afecta a la susceptibilidad del material al agua y su capacidad drenante; la segunda incide sobre su resistencia, trabajabilidad y compacidad final.

La misión del ingeniero se centrará por tanto en determinar las proporciones a mezclar de los dos (o tres) materiales disponibles, valiéndose para ello de tanteos previos, y empleando diagramas triangulares en caso de tratarse de tres materiales diferentes. Actualmente existen herramientas de análisis informático que solventan fácilmente el cálculo, limitándose únicamente el ingeniero a establecer los parámetros de calidad requeridos (y a veces, ni eso).



La resolución del problema se centra en tres aspectos:

- Conseguir una granulometría que encaje dentro de uno de los husos granulométricos normalizados para zahorras naturales (ZN).
- Obtener un bajo contenido en finos, aceptable por la normativa. En el caso de zahorras naturales, EA>30.
- Lograr una plasticidad adecuada, por debajo de las indicaciones normativas al respecto (LL<25, IP<10).

A la vista de las pésimas cualidades plásticas del material B, nos decantaremos por el uso exclusivo del **material C** para efectuar la estabilización mecánica.

Dado que el tamaño máximo del árido de la muestra A es de 40 mm., debemos ceñirnos al huso ZN(40). Para averiguar las proporciones, deben ir haciéndose tanteos sucesivos, de forma que todas los tamaños de grano se hallen dentro de las tolerancias establecidas por el huso.

Los datos de partida de la estabilización serán los siguientes:

TAMIZ (mm)	% QUE PASA		ZN(40)	
	A	C		
40	100	-	100	
25	78	100	75	95
20	58	96	60	85
10	36	90	45	75
5	22	72	30	55
2	20	54	20	40
0.40	17	10	6	25
0.080	15	0	0	12
LL	27	18	< 25	
IP	15	5	< 10	
EA	27	38	≥ 30	

Empezaremos delimitando la **proporción mínima de C** ( $\gamma$ ) respecto de A ( $\alpha$ ) para cumplir las condiciones de plasticidad y limpieza.

Para la condición de plasticidad, emplearemos únicamente el porcentaje de material que pasa por el tamiz 0.40 UNE, que modificará al límite líquido (LL) y al índice de plasticidad (IP) de cada material:

$$\alpha \cdot A \cdot IP_A + \gamma \cdot C \cdot IP_C = (\alpha \cdot A + \gamma \cdot C) \cdot IP$$

$$\alpha \cdot A \cdot LL_A + \gamma \cdot C \cdot LL_C = (\alpha \cdot A + \gamma \cdot C) \cdot LL$$

Además, sabemos que  $\alpha + \gamma = 1$ , con lo que podemos despejar  $\gamma$ :

$$\gamma = \frac{A \cdot (IP - IP_A)}{A \cdot (IP - IP_A) - C \cdot (IP - IP_C)} = \frac{17 \cdot (10 - 12)}{17 \cdot (10 - 12) - 10 \cdot (10 - 5)} = 40.5\%$$

$$\gamma = \frac{A \cdot (LL - LL_A)}{A \cdot (LL - LL_A) - C \cdot (LL - LL_C)} = \frac{17 \cdot (27 - 25)}{17 \cdot (27 - 25) - 10 \cdot (18 - 25)} = 32.6\%$$

En el caso del equivalente de arena (EA), los resultados son análogos, sólo que sin emplear la fracción fina de la muestra:

$$EA = \alpha \cdot EA_A + \gamma \cdot EA_C$$

Aplicando los datos de partida y despejando  $\gamma$ :

$$\gamma = \frac{EA - EA_A}{EA_C - EA_A} = \frac{30 - 27}{38 - 27} = 27.3\%$$

Con lo cual, el porcentaje mínimo ( $\gamma$ ) del material C es del **40.5%**. Comprobemos ahora si con este porcentaje se cumplen las tolerancias granulométricas establecidas por el huso ZN(40):

TAMIZ (mm)	% QUE PASA			ZN(40)	
	A	C	$\alpha A + \gamma C$		
40	100	-	<b>100</b>	100	
25	78	100	<b>87</b>	75	95
20	58	96	<b>73</b>	60	85
10	36	90	<b>58</b>	45	75
5	22	72	<b>42</b>	30	55
2	20	54	<b>34</b>	20	40
0.40	17	10	<b>14</b>	6	25
0.080	15	0	<b>9</b>	0	12
LL	27	18	<b>25</b>	< 25	
IP	15	5	<b>10</b>	< 10	
EA	27	38	<b>30</b>	≥ 30	

Se observa que todos los tamaños de grano se hallan dentro del huso granulométrico, por lo que la mezcla teóricamente más económica -empleamos menos tipo de material mejorador- y técnicamente aceptable es la formada por las siguiente proporciones de materiales:

MATERIAL A → 59%

MATERIAL C → 41%

### 3.2. Estabilización *in situ* con cal

Desde hace más de 2.000 años es bien conocido el carácter aglomerante de la cal, que unido a su tremenda avidez por el agua le confiere unas excelentes propiedades como aditivo a emplear en estabilizaciones de suelos.

#### Elaboración

Para la realización de este tipo de estabilizaciones se emplea una **cal aérea** –viva o apagada- mezclada en presencia de agua con el suelo en cuestión. La dosificación de la cal varía según el tipo de suelo, empleándose porcentajes sobre peso seco de suelo del 2 al 5% para la cal viva (CaO) y del 4 al 7% en el caso de usar cal apagada (Ca(OH)<sub>2</sub>).

Eventualmente pueden emplearse **cenizas volantes**, productos de residuo de las centrales térmicas, consiguiendo mejores resultados con dosificaciones de entre el 10 y el 20%. El **cloruro sódico** (NaCl) puede combinarse con la cal en una proporción del 2% para potenciar sus propiedades resistentes y reductoras de la plasticidad.

#### Propiedades

Los procesos físico-químicos producidos en el suelo al agregar cal en presencia de agua son los siguientes:

- Rápida reacción de floculación por el intercambio iónico del calcio de las arcillas presentes en el suelo, reportando cambios en su plasticidad.
- Acción lenta de tipo puzolánico de formación de nuevos compuestos insolubles en agua –silicatos y aluminatos- a partir de la sílice y alúmina existentes en el suelo primitivo. Este proceso, que puede prolongarse durante varios meses, afecta a la resistencia mecánica del suelo.

Los resultados más destacables derivados de los anteriores procesos, y que inciden sobre la calidad del suelo estabilizado se resumen en tres aspectos:

- (a) Mejora de las propiedades resistentes: Dado el carácter aglomerante de la cal, la resistencia a compresión a largo plazo aumenta de forma considerable, alcanzándose valores de 30 a 50 kp/cm<sup>2</sup>. La resistencia a cizalla también se ve mejorada, al aumentar el rozamiento interno y la cohesión del suelo.
- (b) Reducción de la plasticidad: Uno de los efectos más importantes que ejerce la cal en suelos plásticos (IP>15) es el aumento de su límite plástico (LP). Este hecho ocasiona una drástica reducción del índice de plasticidad (IP), aumentando además la humedad óptima de compactación. En suelos poco plásticos (IP<15) actúa de forma opuesta, aumentando su IP.

- (c) Aumento de la trabajabilidad: Con la adición de cal, el suelo se vuelve más disgregable y granular, lo que unido al aumento del LP y de la humedad óptima de compactación facilita su puesta en obra.

### Empleo

La estabilización con cal se emplea principalmente en suelos arcillosos, con elevado contenido en finos de plasticidad media o alta. Se emplea también en suelos de elevada humedad natural, dado que modifica la curva de compactación, reduciendo la densidad seca máxima y aumentando la humedad óptima de compactación.

En aquellos suelos donde un tratamiento con cemento resultaría muy caro puede emplearse este tipo de estabilización que, aunque de calidad inferior, es mucho más económica.

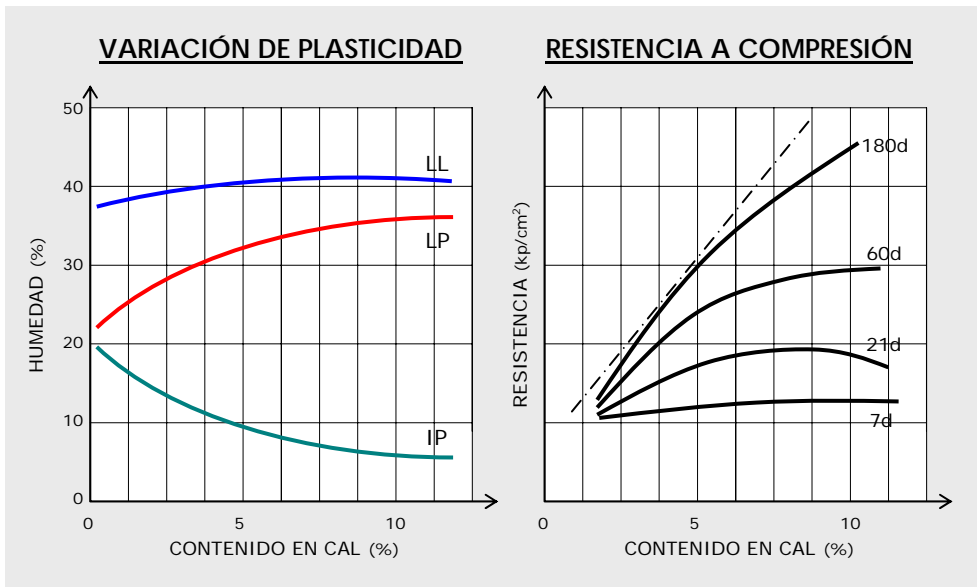


Fig. 22.7 – Variación de las propiedades de un suelo estabilizado con cal

### Puesta en obra

El proceso de puesta en obra de este tipo de mezclas es muy similar al ya explicado para las estabilizaciones mecánicas. Los procesos seguidos se enumeran a continuación:

- Disgregación y pulverización del suelo.
- Humectación, caso de que sea necesario.

- Distribución del aditivo –la cal en este caso- uniformemente, empleando la maquinaria adecuada.
- Mezcla íntima del suelo con el aditivo mediante gradas de discos, mezcladoras continuas u otros medios análogos.
- Operaciones de aireación y curado inicial de la mezcla, de forma que se mantenga constante la humedad óptima para su compactación.
- Compactación de la mezcla, empleando para ello rodillos vibratorios lisos o de neumáticos, de forma que se alcance la densidad máxima estipulada en proyecto, generalmente el 100% de la densidad Proctor.
- Acabado superficial, alcanzando las cotas de proyecto y las pendientes correspondientes, procurando que la superficie sea lo más uniforme posible.
- Curado final de la mezcla, manteniendo constante su humedad durante un periodo de entre 3 y 7 días a partir de su acabado. Para ello deberá regarse con la debida frecuencia o disponer un riego de curado para evitar evaporaciones.

### 3.3. Estabilización con cemento (suelocemento)

Esta técnica de estabilización es una de las más empleadas actualmente, y viene poniéndose en práctica desde que Amies la introdujo en el año 1.917 para tratar de evitar el fenómeno de *pumping* o bombeo de finos característico de los firmes rígidos. Al aglomerar este tipo de partículas se conseguía que el agua no las disolviera en su seno, evitando de este modo el descalzamiento y posterior rotura de las losas de hormigón.

#### Elaboración

Para fabricar una estabilización con cemento, denominada popularmente **suelocemento**, se realiza una mezcla íntima del suelo previamente disgregado con cemento, agua y otros aditivos opcionales, seguida de una compactación y curado adecuados. En el caso de que la mezcla se vaya a emplear en capas de firme, dicha mezcla deberá realizarse en central, ya que sólo de este modo se garantiza una homogeneidad suficiente del producto final.

La proporción de cemento necesaria para obtener un material adecuado es muy variable, dependiendo del tipo de suelo que se desee estabilizar. Los suelos más adecuados para estabilizar con cemento son los granulares con finos de plasticidad reducida (grupos A-1, A-2 y A-3 de la clasificación AASHTO). En el resto de los suelos se plantean problemas con las retracciones que origina el fraguado. La tabla de la página siguiente recoge las dosificaciones recomendadas por la Portland Cement Association en función del tipo de suelo tratado.

El contenido más apropiado de agua se determina mediante el ensayo Proctor modificado, teniendo en cuenta que cuanto mayor sea la densidad alcanzada, más alta

será la resistencia del material. La adición de cemento al suelo modifica su plasticidad, así como su densidad máxima y humedad óptima, que varían ligeramente en un sentido o en otro, dependiendo del tipo de suelo.

**T.70 Proporción de cemento en estabilizaciones**

TIPO DE SUELO	% EN PESO	PROPORCIONES A ENSAYAR (%)
A-1-a	3-5	3,5,7
A-1-b	5-8	4,6,8
A-2	5-9	5,7,9
A-3	7-11	7,9,11
A-4	7-12	8,10,12
A-5	8-13	8,10,12
A-6	9-15	10,12,14
A-7	10-16	11,13,15
Orgánicos	Inadecuados	-

Fuente: Portland Cement Association

**Propiedades**

Con este tipo de estabilización se pretenden mejorar las siguientes propiedades de un suelo:

- (a) Mejora de su resistencia mecánica: La cementación aislada de las partículas rigidizan la estructura interna y confieren una mayor capacidad portante al suelo, llegando a alcanzar resistencias a los 7 días de 20 a 50 kp/cm<sup>2</sup>.
- (b) Insensibilidad al agua: La trabazón producida por el cemento impide el lavado de finos, evitando fenómenos de *pumping* o soplado. Asimismo mejora la resistencia a la helada y aumenta la durabilidad del firme.
- (c) Reducción de la plasticidad: Mejora considerable de las propiedades reológicas del suelo, aunque puede dotarlo de una rigidez excesiva en ciertos casos.

Un inconveniente que presenta son los problemas derivados del proceso de **retracción**, produciendo a largo plazo grietas en el pavimento, si se ha empleado en capas de base de firmes bituminosos. Un adecuado proceso de curado puede ayudar a paliar este problema.

**Empleo**

El suelocemento se utiliza frecuentemente en caminos rurales sin pavimentar, en capas base y subbase de carreteras con tráfico medio y pesado, en arcenes y en



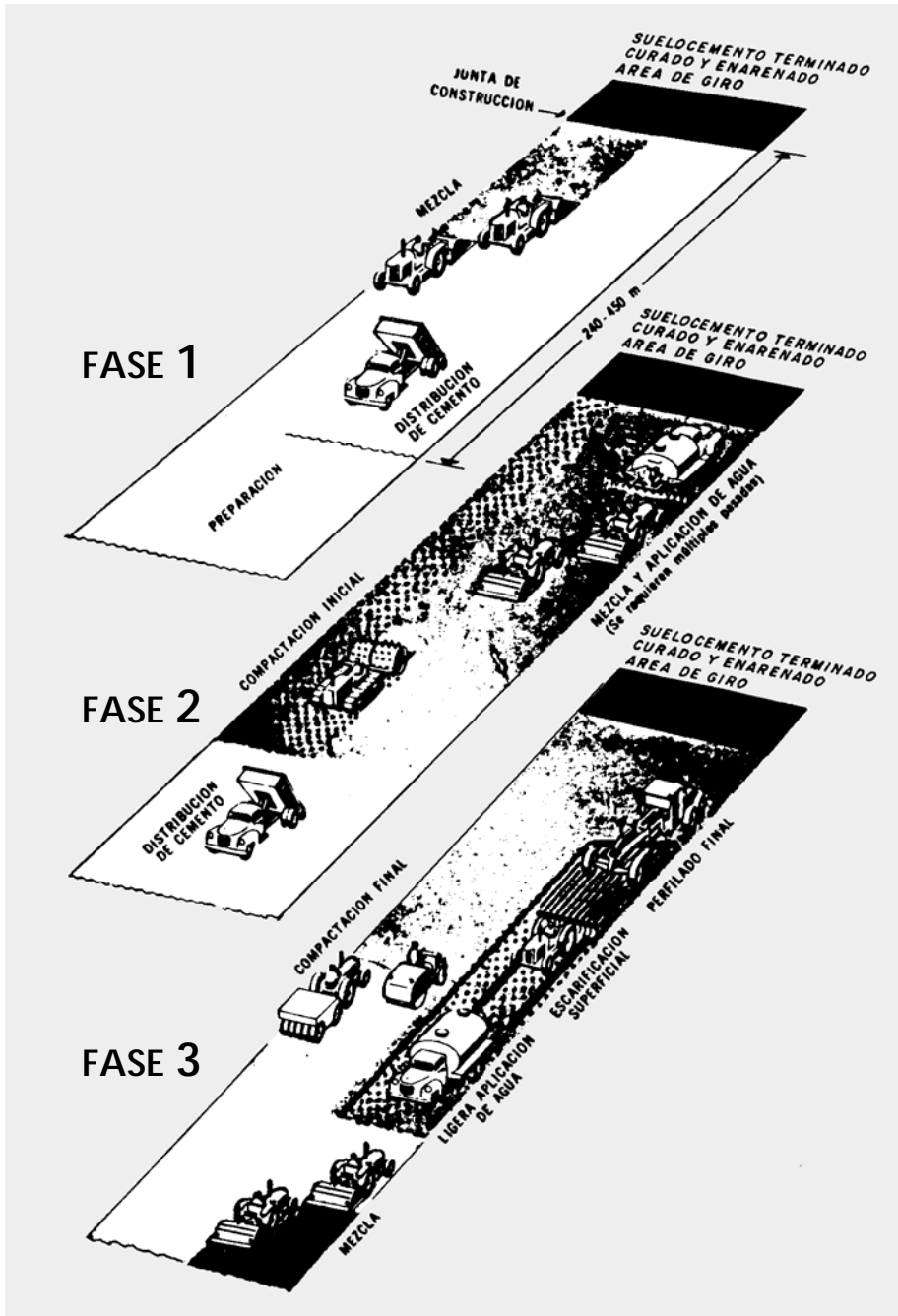


Fig. 22.8 – Proceso de ejecución de una estabilización con cemento

ocasiones en la coronación de terraplenes donde interese conseguir una buena plataforma de trabajo en tiempo húmedo. En firmes rígidos se emplea con asiduidad dada su gran rigidez y para evitar el fenómeno del bombeo de finos.

## Puesta en obra

Los sistemas de mezcla son los habituales en otro tipo de estabilizaciones, aunque difieren en función del lugar donde se realice la mezcla –en central o in situ-. La maquinaria de compactación es análoga a la indicada para el tipo de suelo del que se trate; el control de la compactación se realiza sobre el 100% del Proctor normal o modificado.

El **curado** se realiza manteniendo húmeda la superficie de la capa estabilizada, aunque también puede aplicarse un riego bituminoso que evite la evaporación del agua.

## 3.4. Otras estabilizaciones

En este apartado se tratarán ligeramente otros dos tipos de estabilizaciones cuyo uso en nuestro país no se halla muy extendido por diversos motivos de índole técnico y económico: se trata de las **estabilizaciones con productos bituminosos** y de las **estabilizaciones con cloruros**.

### Estabilizaciones con productos bituminosos

En esta clase de estabilizaciones el aditivo no es más que un ligante bituminoso, empleándose generalmente **alquitranes** poco viscosos, **emulsiones** bituminosas de rotura lenta o **betunes fluidificados** de viscosidad media. La dosificación del ligante bituminoso deberá ser capaz de conferir a la mezcla compactada suficiente cohesión y/o impermeabilidad, según sea el fin perseguido.

Se distinguen dos métodos generales de fabricación, en función del lugar donde se efectúe la mezcla: in situ, si se realiza en la propia obra, o en central, ésta se lleva a cabo en una planta de tratamiento industrial, para ser trasladada al tajo posteriormente.

Los suelos más adecuados para este tratamiento son los granulares con pocos finos (menos del 20%) y reducida plasticidad ( $IP < 10$ ), como las arenas de granulometría uniforme.

Dado el elevado precio del petróleo en la actualidad, esta técnica se emplea en países y regiones productoras de crudo, donde su coste es más asequible: Oriente Medio, Sudamérica, Estados Unidos, Rusia, etc. En España ha sido relegada a un segundo plano, empleándose sólo en ocasiones muy determinadas. Actualmente está en vías de extinción, como así lo prueba la desaparición de esta unidad de obra en el PG-4.

## Estabilizaciones con cloruros

En caminos rurales no pavimentados o firmes de bajo tráfico, puede emplearse cloruro cálcico ( $\text{CaCl}_2$ ) o sódico ( $\text{NaCl}$ ) para reducir la generación de polvo. Esto es debido a las características higroscópicas de estos compuestos, que ayudan a mantener la humedad en la superficie del camino.

Los aditivos suelen aplicarse disueltos en agua mediante un riego al comienzo de la temporada seca, en los meses de mayo o junio; la dosificación del cloruro oscila entre 0.5 y 1 kg. por  $\text{m}^2$  de superficie a tratar. En zonas costeras el tratamiento se simplifica, ya que puede emplearse directamente agua del mar.

## 3.5. Gravatas tratadas

El aumento del tráfico pesado a mediados del presente siglo exigió el empleo de bases más resistentes a la deformación y a la fatiga que las bases granulares empleadas hasta entonces. De ahí surgieron las **gravatas tratadas**, materiales con características mejoradas mediante la adición de un agente conglomerante que los dotaba de una mayor cohesión, haciéndolos más resistentes a las sollicitaciones y aumentando su durabilidad.

Las gravatas tratadas tienen en común los siguientes puntos:

- Están formados por una mezcla íntima entre **áridos de calidad** procedentes del machaqueo (zahorras artificiales), agua y un conglomerante, normalmente cemento, betún o escoria granulada. El tamaño máximo árido está limitado para evitar segregaciones (normalmente 25 mm.), así como su contenido en finos, estando exentos de arcillas y materia orgánica.
- La cantidad de aditivo es mucho menor que la empleada en las estabilizaciones, ya que gracias a la calidad del árido sus efectos son potenciados.
- La dosificación y mezcla siempre tiene lugar en una planta de tratamiento; el material se transporta al tajo de obra en camiones y se extiende con máquinas extendedoras que precompactan la capa. El proceso de compactación se realiza con compactadores pesados, con el fin de alcanzar el 100% de la densidad máxima del ensayo Proctor modificado.

Dentro de las gravatas tratadas pueden diferenciarse diferentes productos, en función del tipo de ligante empleado:

- Gravacemento
- Hormigón magro
- Gravaescoria
- Gravacaliza
- Gravaemulsión

En el siguiente esquema se tratan de resumir sus principales características.

Producto	Características	Especificaciones
<b>GRAVACEMENTO</b> CEMENTO PORTLAND	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Áridos de machaqueo</li> <li>- Dosificación del 3 al 5% en peso</li> <li>- Problemas de retracción y fisuras reflejadas en firmes bituminosos</li> <li>- Capa base y subbase en:               <ul style="list-style-type: none"> <li>· Firmes rígidos: buen apoyo losa</li> <li>· Firmes semirrígidos: resistencia</li> </ul> </li> <li>- El más empleado en España</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Husos granulométricos estrictos (GC-1 y GC-2)</li> <li>- Desgaste LA &lt; 30</li> <li>- Equivalente de arena EA &gt; 30</li> <li>- Espesor mínimo de 15 a 20 cm.</li> <li>- Exentos de finos arcillosos y materia orgánica</li> <li>- Resistencia a los 7 días superior a 60 kp/cm<sup>2</sup></li> </ul>
<b>GRAVAEMULSIÓN</b> EMULSIONES BITUMINOSAS	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Elevada resistencia a altas cargas</li> <li>- Alto rozamiento interno, escasa fluencia</li> <li>- Impermeabilidad</li> <li>- Escasa rigidez y retracción</li> <li>- Empleo en bases de firmes flexibles y acondicionamiento</li> <li>- Dosificación método HVEEM</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Emulsiones de rotura lenta (ECL-2 y EAL-2)</li> <li>- Husos granulométricos estrictos (GEA-1 y GEA-2)</li> <li>- Espesor entre 6 y 15 cm.</li> <li>- Equivalente de arena EA &gt; 45</li> <li>- Exentos de finos arcillosos y materia orgánica</li> </ul>
<b>HORMIGÓN MAGRO</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Mayor contenido de cemento (del 6 al 9%)</li> <li>- Pueden emplear áridos rodados</li> <li>- Tamaños no superiores a 40 mm.</li> <li>- Relación a/c entre 0.75 y 1.50</li> <li>- Dosificación cemento &gt; 140 kg/m<sup>3</sup></li> <li>- Empleo en bases de firmes rígidos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Desgaste LA &lt; 30</li> <li>- Equivalente de arena EA &gt; 30</li> <li>- Espesor normal de 15 cm.</li> <li>- Exentos de finos arcillosos y materia orgánica</li> <li>- Resistencia a los 7 días superior a 80 kp/cm<sup>2</sup></li> </ul>
<b>GRAVAESCORIA</b> ESCORIAS GRANULADAS DE ALTO HORNO	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dosificación 15-20% de escoria granulada de alto horno</li> <li>- Contenido de 1% de cal</li> <li>- Mezcla más homogénea</li> <li>- Adquiere resistencia lentamente</li> <li>- Pocos problemas de retracción</li> <li>- Uso en bases de tráfico pesado</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Conveniente efectuar riegos de curado</li> <li>- Compactación enérgica</li> <li>- Densidades superiores al 100% del P.M.</li> <li>- Firme bien drenado</li> <li>- Alto coste de transporte de la escoria hasta central (&lt; 100 km)</li> </ul>
<b>GRAVACALIZA</b> CENIZAS VOLANTES	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Cenizas de entre 1 y 200 µm. procedentes de centrales térmicas</li> <li>- Dosificación del 10% en peso:               <ul style="list-style-type: none"> <li>· Cenizas – 80%</li> <li>· Cemento o cal – 20%</li> </ul> </li> <li>- Contenido óptimo de agua de amasado entre el 5 y 8%</li> <li>- Resistencias mecánicas grandes a largo plazo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Áridos similares a los usados en la gravacemento</li> <li>- Cenizas tipo sulfoaluminosas</li> <li>- Compactación enérgica</li> <li>- Densidades superiores al 100% del P.M.</li> <li>- Alto coste de transporte de la escoria hasta central (&lt; 100 km)</li> </ul>

## 4. RECOMENDACIONES DE PROYECTO Y EJECUCIÓN

A continuación se facilitan una serie de breves recomendaciones sancionadas por la experiencia que contribuyen a mantener la calidad de los materiales y asegurar su correcta puesta en obra.

### Procedencia de los materiales

Dada la influencia de la calidad de los áridos en el comportamiento de las capas granulares, es muy importante que antes de realizar los acopios se compruebe la idoneidad del yacimiento o cantera propuestos. Esto obliga a llevar a cabo los protocolarios estudios previos si no ha habido una explotación anterior de dicho yacimiento.

Una vez que se han analizado los diferentes criterios de calidad –angulosidad, limpieza, desgaste, plasticidad, etc.- se debe comprobar el proceso de machaqueo para detectar posibles eventualidades en la obtención de las granulometrías prescritas por norma, así como en relación a la limpieza de los áridos.

### Homogeneidad de las zahorras

En el caso de materiales de granulometría continua, también es importante evitar su **segregación**, ya que puede dar lugar a un mal comportamiento de la capa de la que forma parte. A lo largo del proceso de construcción, existen cuatro momentos críticos en los que puede originarse tal fenómeno:

- Durante el proceso de fabricación del material: vertido de las cintas transportadoras, llenado y vaciado de los silos, etc.
- En las operaciones de transporte desde la central al tajo de obra, especialmente en la carga y descarga de camiones.
- Durante el acopio, donde se produce la caída del material desde alturas considerables.
- En la fase de puesta en obra.

Para detectar eventuales segregaciones debe mantenerse una vigilancia permanente. Una medida preventiva consiste en limitar el tamaño máximo de los áridos, así como realizar correctamente los acopios, disponer escalones antisegregación y sobre todo, mantener húmedos los materiales.

### Prehumectación

Constituye una de las fases fundamentales en la preparación de áridos para capas granulares. Se basa en proporcionar al material una humedad lo más cercana posible a la que posteriormente va a ser necesaria para su compactación.

Generalmente, este proceso se lleva a cabo en las propias instalaciones de tratamiento de áridos o en los acopios, lo que evita efectuar la humectación directamente en obra –más laboriosa y difícil de realizar- y reduciendo la posibilidad de segregación, como se ha señalado antes.

Además, la humectación previa de los áridos permite conseguir una mayor homogeneidad en la capa granular, aumentar rendimientos y reducir costes de fabricación, e incluso ejecutar las obras bajo tráfico, aunque esto último debe evitarse.

### Extendido

Durante las operaciones de extensión, las principales dificultades que pueden surgir son las derivadas de la segregación de los áridos, para lo cual deben **prehumectarse** como ya se ha dicho. También es conveniente emplear maquinaria adecuada para evitar este fenómeno, como pueden ser las extendedoras. Si se utilizan motoniveladoras, debe procurarse que la cuchilla trabaje a plena carga y lo más perpendicular posible al recorrido, limitando el número de pasadas.

### Humectación adicional

En el caso de que el producto requiera una humectación adicional para conseguir la máxima compactación, ésta puede realizarse de dos maneras diferentes:

- Simultáneamente con el proceso de extensión, consiguiendo una mayor penetración del agua.
- Posteriormente a la primera compactación del material, con lo que se evita un posible arrastre de finos.

No es deseable humectar el material en las últimas fases de compactación, ya que la superficie se encuentra excesivamente cerrada como para permitir la impregnación del agua en profundidad.

### Compactación

Las características del proceso de compactación se fijan en los **tramos de prueba**, adecuándolas a la maquinaria disponible; es importante alcanzar una óptima compacidad ya que este factor define la calidad mecánica de la capa. Dicho proceso de compactación deberá ser tanto más enérgico cuanto más angulosos sean los áridos o más abierta sea su curva granulométrica.

El **tren de compactación** que se emplee debe lograr que la densidad seca alcanzada sea igual o superior al porcentaje especificado de la máxima obtenida en el ensayo Proctor modificado, que generalmente es del 100%. Para ello, los compactadores más adecuados son los **rodillos vibratorios** de llanta lisa, aunque también pueden

ofrecer buenos rendimientos los **compactadores mixtos**, equipados con un rodillo vibratorio liso y otro de neumáticos.

Durante el proceso de compactación suelen producirse deficiencias sistemáticas en los bordes de la capa, por lo que es recomendable disponer un sobrancho con relación a la anchura prevista del orden de 1.5 veces su espesor. Es conveniente que las



Fig. 22.9 – Compactador vibratorio empleado en capas granulares

pasadas de los compactadores se solapen, en función de la anchura de éstos y la de la capa a compactar.

### Terminación superficial

Para que la superficie de la capa terminada se mantenga en unas condiciones adecuadas hasta el momento de recibir la capa superior, deberán adoptarse las siguientes medidas:

- Conservar la humedad de la superficie mediante **riegos** ligeros y frecuentes empleando agua, o bien aplicar un riego de sellado con emulsión bituminosa.
- Evitar en la medida de lo posible el paso de **tráfico de obra** y prohibir cualquier otro tipo de circulación.
- Tratar de ejecutar lo antes posible la capa superior.

Cuando resulte inevitable que la capa granular soporte una circulación provisional, es conveniente realizar un tratamiento de protección mediante un riego con una emulsión bituminosa de rotura lenta (ECL, EAL), cubierta posteriormente por una capa de arena muy limpia, denominada *arrocillo*.

Si sobre la capa granular va a extenderse una capa de naturaleza bituminosa –como ocurre en la capa base de los firmes flexibles- debe realizarse previamente un **riego de imprimación** con el fin de favorecer la unión entre ambas capas. Antes de efectuar dicho riego, hay que barrer enérgicamente la superficie de la capa granular y regarla con agua, a fin de conseguir la máxima efectividad.





# 23

## CAPAS BITUMINOSAS

Desde su aparición en el siglo XIX, los distintos tipos de compuestos y mezclas fabricados con ligantes bituminosos han ido poco a poco ganándose una importante posición en la técnica de construcción y pavimentación de carreteras. De hecho, actualmente no se concibe la posibilidad de hablar sobre infraestructuras viarias sin referirse directa o indirectamente a este tipo de productos.

En este capítulo estudiaremos los dos grandes grupos existentes: por un lado, los **tratamientos superficiales**, empleados generalmente en la pavimentación o mejora de firmes de bajo tráfico; por otro, las **mezclas bituminosas** –sin duda el producto bituminoso “estrella” en las múltiples variedades que presenta- que conforman el pavimento de los firmes flexibles y semirrígidos, así como en ocasiones algunas de sus capas inferiores.

Dada su privilegiada y exigente posición en el firme, este tipo de capas requieren de un especial cuidado tanto en su proyecto como durante su ejecución, procurando que las condiciones ambientales sean las idóneas y realizando los correspondientes ensayos a los materiales, de forma que aseguren una calidad suficiente.

La normativa española –concretamente el PG-4- dispone a tal efecto una serie de prescripciones y recomendaciones que también serán objeto de análisis por parte del presente capítulo.

## 1. TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

Un **tratamiento superficial** se define como toda operación cuyo objeto es dotar al firme de determinadas características superficiales, sin pretender con ello un aumento apreciable en sus cualidades resistentes ni en general de su regularidad superficial. Podría decirse que conforman una capa de "piel" o recubrimiento del firme.

Pueden distinguirse tres tipos de tratamientos superficiales en función de su composición:

- (a) Riegos sin gravilla: Normalmente forman parte de operaciones auxiliares o complementarias en el proceso de construcción o conservación del firme. Se caracterizan por componerse únicamente de ligantes bituminosos.
- (b) Riegos con gravilla: Pueden ser calificados como los tratamientos superficiales por antonomasia. Se componen de una mezcla de ligante hidrocarbonado y gravilla, empleándose para restituir las propiedades superficiales del firme e incluso como capa de rodadura en firmes rurales o de escaso tráfico rodado.
- (c) Lechadas bituminosas: Este tipo de compuestos están formados por una mezcla de una emulsión bituminosa con áridos finos de granulometría estricta, consiguiendo un mortero de excelentes propiedades superficiales. Su empleo en nuestro país está muy extendido, denominándose de manera genérica *slurrys*.

### S.46 Tipología de tratamientos superficiales

Tipo	Clase	Ligante
<b>RIEGOS</b> RIEGOS SIN GRAVILLA	▪ En negro	FR-100, EAL-1, EAM
	▪ Antipolvo	FM/R-100, EAM, EAL
	▪ De imprimación	EAI, ECI, [EAL, FM-100]
	▪ De adherencia	EAR-1, ECR-1
	▪ De curado	EAR-1, ECR-1
<b>TRATAMIENTOS SUPERFICIALES</b> RIEGOS CON GRAVILLA	▪ Monocapa o STS	EAR-1, EAR-2 ECR-1, ECR-2, ECR-3 FX-175, FX-350
	▪ Bicapa o DTS	
	▪ Monocapa doble engravillado	
	▪ En sandwich	
<b>SLURRYS</b> LECHADAS BITUMINOSAS		EAL-1, EAL-2 ECR-1, ECR-2

## 1.1. Riegos sin gravilla

Aunque en su sentido más estricto este tipo de riegos escape a la definición de tratamientos superficiales –por lo menos en la mayoría de los casos–, es conveniente e incluso lógico incluirlos dentro de este grupo. Pueden definirse como aquellas **operaciones auxiliares** que se llevan a cabo durante el proceso de construcción o mantenimiento del firme.

A continuación se definen las tipologías y características de cada uno de los riegos que conforman este grupo de tratamientos superficiales.

### Riegos en negro

Este tipo de riegos se aplican sobre superficies de rodadura envejecidas, con gran cantidad de peladuras, grietas y baches que ocasionan una merma considerable en su regularidad e impermeabilidad.

Normalmente, los riegos en negro se plantean como una **solución provisional** que rejuvenece superficialmente al firme y mejora su impermeabilidad, en espera de aplicar un tratamiento de mayor entidad.

El ligante empleado debe ser muy fluido, normalmente un betún fluidificado (FR-100) o una emulsión aniónica de rotura media o lenta (EAM, EAL-1). El contenido de ligante residual debe ser bajo, ya que un exceso del mismo podría crear zonas deslizantes en el pavimento; se recomienda una dosificación de entre 200 y 400 g/m<sup>2</sup> de ligante residual.

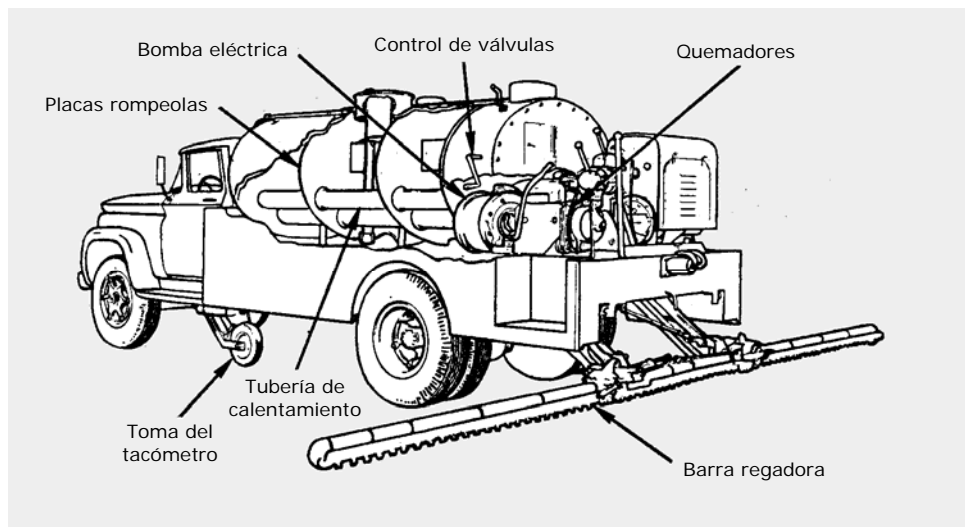


Fig. 23.1 – Cisterna regadora empleada para la aplicación del ligante

## Riegos antipolvo

Consisten en la aplicación de un ligante sobre la superficie de caminos rurales no pavimentados o con poco tránsito con objeto de impedir o **reducir la generación de polvo** ocasionada por el paso de vehículos. Además, se encargan de proteger al firme de los fenómenos atmosféricos, resguardándole de la erosión y la humedad.

Para su confección se emplean betunes fluidificados (FM-100, FR-100) o emulsiones bituminosas de rotura media o lenta (EAM, EAL) diluidas en agua en una proporción que varía entre 5 y 20 veces el volumen de la emulsión.

Su puesta en obra es sencilla, empleando una simple cisterna regadora, siendo necesarias varias aplicaciones del ligante. Previamente a su aplicación, es recomendable efectuar un barrido y humectación de la superficie a tratar para aumentar la eficacia del riego.

## Riegos de imprimación

Se definen como la aplicación de un ligante bituminoso sobre una capa granular previamente a la extensión de una capa bituminosa sobre aquélla, con el fin de que ambas capas trabajen de forma solidaria. Son, por tanto, un **tratamiento auxiliar** en la construcción y rehabilitación de firmes.

Para este tipo de riegos se utilizan ligantes muy fluidos de rotura lenta, siendo recomendables los diseñados específicamente para tal fin (EAI, ECI). De esta forma, el ligante penetra ligeramente por capilaridad en la capa granular, adecuando la superficie de apoyo del pavimento y contribuyendo al agarre entre las capas afectadas.

Su puesta en obra se realiza con tanque regador, siendo recomendable un barrido y humectación de la superficie horas antes de proceder al extendido del ligante para así facilitar su penetración en la capa subyacente. Su dosificación se determina mediante un proceso aproximativo en dos fases:

- La dosificación inicial se estima mediante la cantidad de ligante que es capaz de absorber la capa granular en un periodo de 24 horas, que en la práctica suele ser del orden de 1 kg/m<sup>2</sup>.
- Posteriormente se rectifica en la propia obra, añadiendo ligante en las zonas más secas y extendiendo arena donde exista un exceso de riego, de forma que ayude a absorberlo.

Es conveniente que la extensión se realice de forma que la mezcla se distribuya de forma continua y homogénea. Para que el riego alcance el máximo grado de eficacia, deberá prohibirse la circulación de tráfico rodado durante al menos las siguientes 4 horas a su puesta en obra, siendo recomendable un plazo de 24. Posteriormente se extenderá la capa bituminosa, tratando de coordinarla con la operación de riego.

## Riegos de adherencia

Esta clase de riegos se define como la aplicación de un ligante hidrocarbonado sobre una capa bituminosa previamente a la extensión de otra capa de la misma naturaleza, de forma que se consiga una **unión más íntima** entre ambas que mejore el comportamiento estructural del firme. Generalmente las capas afectadas son la intermedia (binder) y la de rodadura en los firmes flexibles.

Los ligantes empleados en este tipo de riegos deben ser poco viscosos y de rotura rápida, consiguiéndose así un mejor reparto superficial con poca dotación de betún residual y la posibilidad de extender rápidamente la capa superior. En este sentido, se recomienda emplear emulsiones de rotura rápida (EAR-1, ECR-1) y dosificaciones no superiores a los 500 g/m<sup>2</sup>, por tal de evitar la creación de zonas excesivamente deslizantes.

Al igual que en los anteriores riegos, es preceptivo efectuar un barrido previo de la superficie a tratar para eliminar el posible polvo o suciedad acumulados, así como en ocasiones un ligero riego con ligantes similares a los empleados en la imprimación.

La maquinaria empleada para su extendido es la ya señalada en anteriores ocasiones, siendo asimismo necesaria una coordinación entre la aplicación del riego y la ejecución de la capa inmediatamente superior, extendiéndose ésta cuando la emulsión ya haya comenzado su proceso de ruptura.

## Riegos de curado

Su finalidad es impedir la prematura **pérdida de humedad** en las capas tratadas con conglomerantes, de forma que el proceso de curado se efectúe de manera correcta. Este tipo de riegos se basa en las propiedades impermeables de los ligantes bituminosos, creando una fina película superficial que impide el paso de las moléculas de agua existentes.

En la práctica, este tipo de riegos puede tener también la función de servir como riego de imprimación o de protección contra el paso de tráfico rodado. El ligante empleado será diferente según se quiera o no que desempeñe estas funciones complementarias:

- Emulsiones de rotura rápida (EAR-1, ECR-1) en el caso de que se pretenda un efecto exclusivo de curado.
- Emulsiones de rotura lenta (EAI, ECI, EAL) si se pretende que el riego desempeñe funciones de imprimación y protección superficial.

En ambos casos la dotación de betún residual empleada oscila entre los 600 y 800 g/m<sup>2</sup>. Los riegos de curado forman parte inseparable de los tratamientos de estabilización de suelos con conglomerantes hidráulicos y de las gravas tratadas.

Una vez transcurrido el proceso de curado, el riego se eliminará mediante un barrido enérgico, seguido de un procedimiento de soplado con aire comprimido y la aplicación de un riego de adherencia para posteriormente ejecutar la capa superior.

## 1.2. Riegos con gravilla

Este tipo de riegos a los que popularmente se conoce como **tratamientos superficiales** se definen como la aplicación de uno o varios riegos de ligante seguidos de una o varias extensiones de gravilla, con el fin de conseguir una capa de rodadura de similar espesor al tamaño del árido empleado.

Las principales ventajas que presentan este tipo de tratamientos de cara a su empleo son las siguientes:

- Coste de ejecución material relativamente bajo, no superior a las 1.000 pta/m<sup>2</sup>
- Durabilidad comparativamente elevada sobre todo si está bien ejecutado, preferiblemente en el periodo estival, dada la mayor adhesividad ligante-árido.
- Despierta interés su aplicación en vías de bajo tráfico o caminos rurales, vecinales o en la pavimentación de calles en núcleos reducidos de población.
- Toleran mejor las deformaciones que los aglomerados asfálticos al ser más deformables que éstos, por lo que su empleo es recomendable en terraplenes con grandes asientos.

### Tipología

En función del número de aplicaciones de ligante/árido, se distinguen diversos tipos de riegos con gravilla:

- (a) Riegos monocapa: Formados por una única aplicación de ligante, seguida de la extensión de una sola capa de gravilla. Se denominan simples tratamientos superficiales o más abreviadamente STS.
- (b) Riegos bicapa: Constituidos por dos aplicaciones sucesivas de ligante y árido, de tal manera que existe una relación entre la dosificación de ligante y los tamaños de árido de ambas aplicaciones. También conocidos como dobles tratamientos superficiales o DTS.
- (c) Riegos monocapa doble engravillado: Situación intermedia entre los dos anteriores, consistente en la realización de un solo riego de ligante, seguido de la extensión sucesiva de una capa de grava gruesa y otra más fina que ocupe los huecos dejados por la primera.
- (d) Riegos sandwich: Tratamientos especiales empleados en carreteras de baja intensidad de tráfico, donde primero se extiende una capa de grava que

actúa a modo de anclaje para posteriormente regar con ligante y extender una gravilla de menor tamaño que la anterior.

- (e) Riegos multicapa: Este tipo de tratamientos se basa en la extensión de múltiples capas de gravilla regadas con ligante. Destacan los triples tratamientos superficiales (TTS), aunque actualmente están en desuso dado que es más económico aplicar una capa delgada de aglomerado asfáltico.

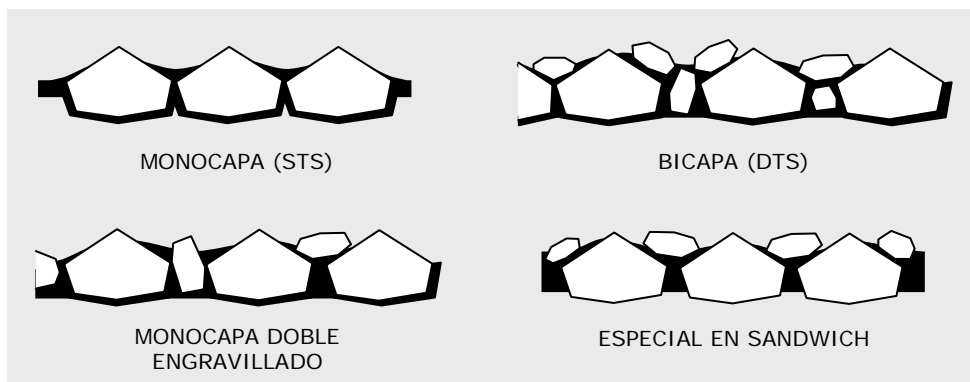


Fig. 23.2 – Tipos de tratamientos superficiales con gravilla

## Materiales

En los tratamientos superficiales –como en todos las unidades de obra relativas a carreteras- es fundamental cuidar la calidad de los materiales empleados en su elaboración, debiendo exigirse tanto a áridos como a ligantes una serie de características mínimas que aseguren la funcionalidad buscada.

La **gravilla** empleada debe reunir las siguientes características:

- Granulometría cuidada y uniforme; en este sentido, el PG-4 tipifica los husos granulométricos empleables en este tipo de productos, distinguiendo entre normales (A) y especiales (AE), seguidos por dos cifras que indican los tamaños máximos y mínimos admitidos en milímetros.
- Generalmente deberán proceder de plantas de machaqueo, presentando una forma aproximadamente cúbica, así como un bajo índice de lajas –entre 20 y 30, en función de la categoría de tráfico- y exentos de finos.
- Elevada resistencia al desgaste, presentando un coeficiente de Los Ángeles inferior a 15 para vías con tráfico pesado (T0 ó T1), 20 con tráfico medio (T2) y 30 si se trata de en vías con tráfico ligero (T3 ó T4).
- El coeficiente de pulimento acelerado será superior a 0.50, 0.45 o 0.40 respectivamente, en función del tipo de tráfico.

## T.71

## Husos granulométricos para áridos normales

TAMIZ UNE	CERNIDO PONDERAL ACUMULADO (%)									
	A 20/10		A 13/7		A 10/5		A 6/3		A 5/2	
25	100									
20	90	100	100							
12.5	0	30	90	100	100					
10	0	15	20	55	90	100	100			
6.3	-	-	0	15	10	40	90	100	100	
5	0	5	-	-	0	15	20	55	90	100
3.2			0	5	-	-	0	15	10	40
2.5					0	5	-	-	0	15
1.25							0	5	-	-
0.63									0	5

## T.72

## Husos granulométricos para áridos especiales

TAMIZ UNE	CERNIDO PONDERAL ACUMULADO (%)									
	AE 20/10		AE 13/7		AE 10/5		AE 6/3		AE 5/2	
25	100									
20	85	100	100							
12.5	0	20	85	100	100					
10	0	7	0	30	85	100	100			
6.3	-	-	0	7	0	25	85	100	100	
5	0	2	-	-	0	7	0	30	85	100
3.2			0	2	-	-	0	10	0	25
2.5					0	2	-	-	0	10
1.25							0	2	-	-
0.63									0	2

Fuente: PG-4/88

Asimismo, los **ligantes** utilizados deben satisfacer una serie de propiedades que les hagan aptos para su empleo, y que fundamentalmente son:

- Aplicación uniforme: Deben ser suficientemente fluidos para que al regar se logre una aplicación uniforme de los mismos, aunque sin que lleguen a escurrir por la superficie del firme.
- Facilitar la adhesividad: Durante el proceso de extendido de la capa de gravilla debe mantener una viscosidad baja para facilitar el contacto superficial con el



árido, lo que asegura una mayor adhesividad inicial tanto con la gravilla como con la superficie de la capa subyacente sobre la que se aplica el tratamiento.

- **Retención del árido:** El ligante residual deberá poseer cierta viscosidad para impedir que el árido "salte" del firme al abrir la carretera al paso del tráfico.

A tenor de las anteriores directrices, los productos bituminosos más recomendables para su uso en este tipo de riegos son las emulsiones de rotura rápida (EAR-1, EAR-2, ECR-1, ECR-2, ECR-3) y los betunes fluxados (FX-175 y FX 350); antiguamente también se empleaban los betunes de penetración (B 150/200) en determinados tipos de tratamiento, aunque en la actualidad apenas se emplean.

Tampoco debe perderse de vista una propiedad que afecta tanto a árido como a ligante, y que es la **adhesividad**. Para evaluarla se emplea el **ensayo de placa Vialit** (NLT-313), en el que se prepara sobre una placa metálica cuadrada una muestra del riego con gravilla; tras un determinado tiempo de espera, la placa se coloca boca abajo apoyada en sus bordes, dejando caer sobre ella y por tres veces una bola de acero. El resultado se obtiene contabilizando el número de partículas de gravilla desprendidas.

La prehumectación de los áridos o el empleo de sustancias activantes pueden mejorar con creces la adhesividad, en caso de tener problemas para conseguirla.

## Dosificación

Es importante fijar las cantidades de árido y ligante a emplear, ya que el exceso o defecto de cualquiera de los dos elementos puede acarrear un mal funcionamiento del tratamiento superficial. En este sentido, es importante puntualizar una serie de aspectos, tanto en el caso de riegos monocapa como bicapa:

- En **riegos monocapa** (STS), la altura de gravilla cubierta por el betún una vez apisonada, debe ser de aproximadamente 2/3 de la altura total. Una altura mayor haría a la superficie demasiado deslizante mientras que con un menor contenido en ligante la gravilla acabaría saltando del firme, al estar poco sujeta, consiguiendo el mismo indeseable efecto.

En este tipo de riegos también debe cuidarse el contenido en gravilla, de forma que sea tal que cubra una sola fila, sin dejar excesivos huecos ni provocar cabalgamientos de unos áridos sobre otros.

- En los **riegos bicapa** (DTS), las granulometrías y dotaciones de ligante de la segunda capa están estrechamente interrelacionadas con las empleadas en la primera aplicación.

Un sencillo método de dosificación sancionado por la experiencia es la llamada **regla del décimo**, en la que partiendo de los tamaños máximo (D) y mínimo (d) de la gravilla a emplear puede obtenerse tanto la dotación de árido como la de ligante, aplicando una sencilla división.

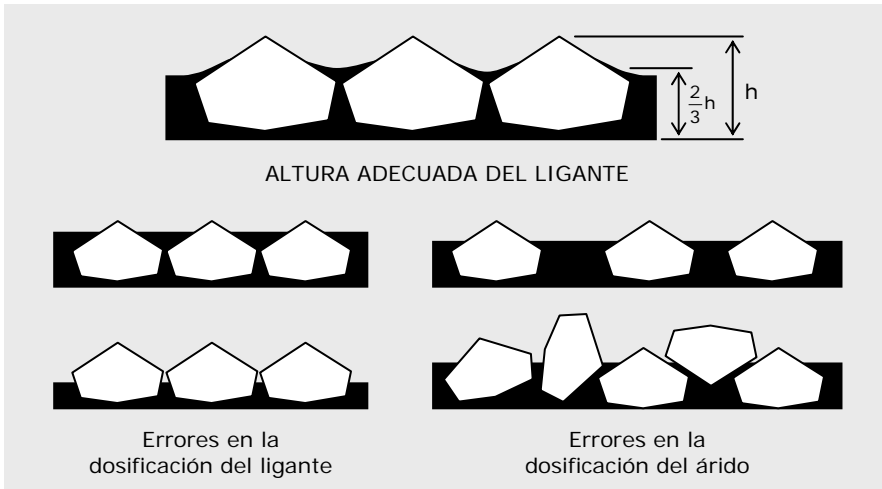


Fig. 23.3 – Errores en la dosificación de riegos monocapa (STS)

La citada expresión es la siguiente:

$$A = \frac{D + d}{2}$$

donde A es la dotación de gravilla, expresada en l/m<sup>2</sup>

D es el tamaño máximo del árido empleado en la gravilla en mm.

d es el tamaño mínimo del árido, expresado también en mm.

La cantidad de betún se tomará como la décima parte –de ahí el nombre de la regla- de la dotación obtenida para la gravilla, expresada en kg/m<sup>2</sup>.

No obstante, las cantidades obtenidas son susceptibles de pequeñas modificaciones en función del tamaño medio de la gravilla, su coeficiente de forma, la adhesividad, la permeabilidad de la capa inferior, el tipo de ligante empleado o la época en la que se efectúe el tratamiento.

En los **riegos bicapa**, el problema se multiplica por dos, ya que aparte de determinar las dotaciones de ambas capas –empleando dos veces la regla del décimo- debemos hallar una relación granulométrica entre ambas capas. A fin de facilitarnos la labor, la Instrucción española facilita las siguientes dotaciones de gravilla, recogidas en la **Tabla T.73** de la página siguiente.

En el PG-4 también se recogen las distintas dosificaciones de ligante y betún para los diferentes tipos de tratamientos superficiales, y reproducidas en las **Tablas T.74** y **T.75** del presente manual.

## T.73

## Dotación de gravilla en riegos bicapa (DTS)

1º RIEGO		2º RIEGO	
TAMAÑO (mm)	DOTACIÓN (l/m <sup>2</sup> )	TAMAÑO (mm)	DOTACIÓN (l/m <sup>2</sup> )
5/10	6-8	2/5	4/6
7/13	8-10	2/5	4/6
10/20	12-14	3/6	5/7

Fuente: PG-4/88

## T.74

## Dosificación de riegos monocapa (STS)

TIPO	DOTACIÓN (l/m <sup>2</sup> )	DOTACIÓN DE LIGANTE RESIDUAL (kg/m <sup>2</sup> )			
		B 150/200 FX-350	FX-175 ECR-3	EAR, ECR-2 ECR-3	EAR-1 ECR-1
A(E) 20/10	12-14	1.40	1.40	-	-
A(E) 15/7	8-10	-	1.10	1.10	-
A(E) 10/5	6-8	-	-	0.80	0.80
A(E) 6/3	5-7	-	-	0.60	0.60
A 5/2	4-6	-	-	-	0.50

Fuente: PG-4/88

## T.75

## Dosificación de riegos bicapa (DTS) y doble engravillado

TIPO	CAPA	ÁRIDO		LIGANTE	
		TIPO	DOTACIÓN (l/m <sup>2</sup> )	TIPO	DOTACIÓN (kg/m <sup>2</sup> )
MDE	1	AE 20/10	7-9	FX-350 ECR-3	1.10
	2	AE 5/2	4-6		
	1	AE 20/10	11-13	FX-350 B 150/200	1.60
	2	AE 6/3	5-7		
DTS	1	A(E) 20/10	12-14	FX-175,FX-350 EAR-2	1.40
	2	A(E) 6/3	5-7		0.70
	1	A(E) 13/7	8-10	ECR-2,ECR-3	1.00
	2	A(E) 5/2	4-6		0.50
	1	AE 10/5	6-8	EAR-1,2 ECR-1,2,3	0.70
	2	AE 5/2	4/6		0.50

Fuente: PG-4/88

## Ejecución

El éxito de un riego descansa fundamentalmente en su correcta ejecución, por lo que deben estudiarse cuidadosamente las condiciones y procedimientos de puesta en obra. Los principales puntos a controlar durante la ejecución son los siguientes:

- (a) Superficie existente: Debe estar limpia, exenta de polvo, por lo que primeramente es necesario efectuar un barrido enérgico, e incluso aplicar un riego de imprimación si la capa no ha sido tratada con anterioridad. Asimismo debe presentar cierta impermeabilidad, para evitar la excesiva penetración del ligante y una capacidad portante suficiente para que el árido no se incruste.
- (b) Aplicación del ligante: El riego se llevará a cabo mediante una regadora con barra distribuidora (Fig. 23.1) o manualmente mediante una lanza, siempre que se trate de pequeñas superficies o recodos. Se garantizará una extensión continua, homogénea y uniforme del ligante, calentándose previamente si fuera necesario.
- (c) Extensión de la gravilla: Este proceso se acometerá inmediatamente después al anterior, para evitar que el ligante se enfríe o rompa antes de tiempo. El árido se dispondrá en el firme en la proporción previamente calculada mediante una extendidora de gravilla, asegurando en todo momento su uniformidad.
- (d) Compactación: Debe realizarse preferentemente con compactadores de neumáticos lisos de alta presión; al igual que ocurría anteriormente, su ejecución deberá ser inmediatamente posterior al extendido, de forma que el ligante aún no se haya enfriado o haya roto. No es conveniente emplear rodillos metálicos de llanta lisa, ya que su excesivo peso puede incrustar el árido en exceso o disgregarlo, modificando su granulometría.
- (e) Apertura al tráfico: No es conveniente abrir el tramo tratado al tráfico antes de un plazo razonable, de forma que el ligante adquiera cierta viscosidad que le permita retener los áridos. En todo caso, puede permitirse la circulación de vehículos a bajas velocidades –menos de 30 km/h- durante las primeras horas.

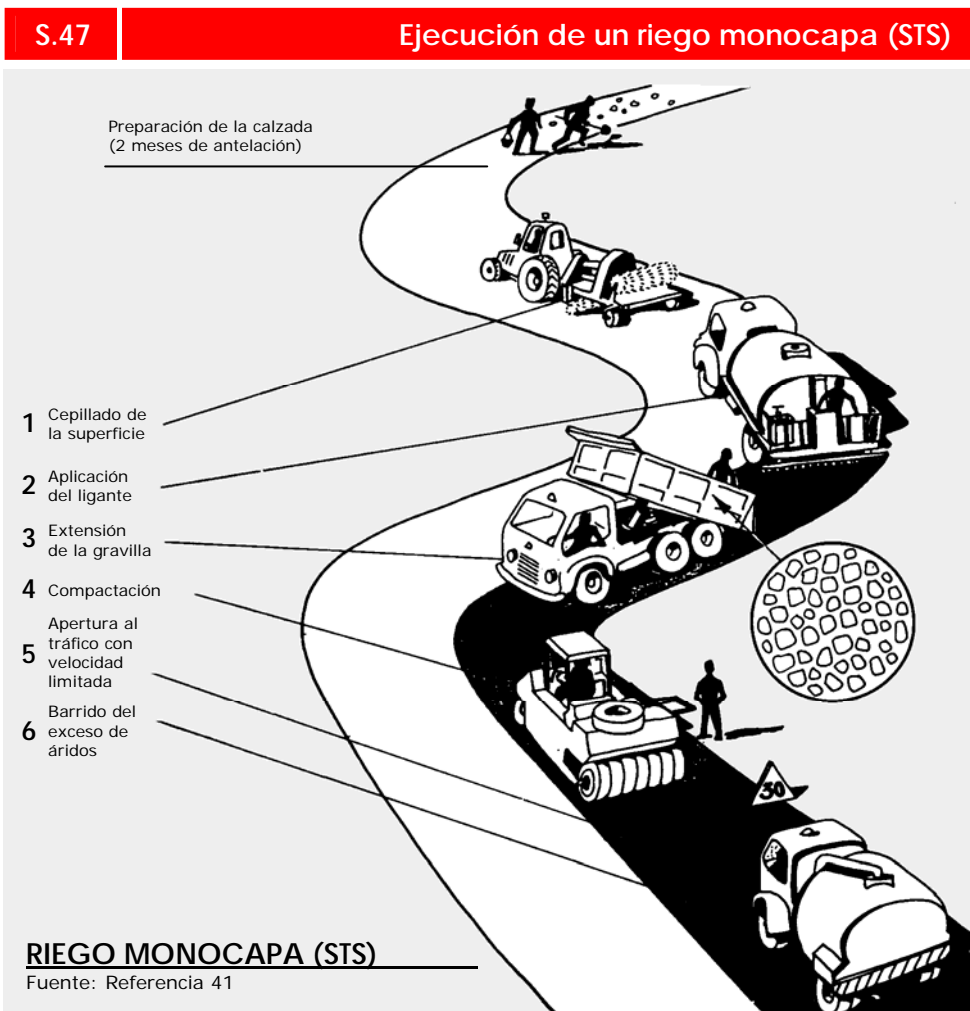
De cara a conseguir un mejor rendimiento, los **dobles tratamientos superficiales** emplean un equipo que permite la ejecución simultánea de las dos capas de gravilla, sucediéndose inexorablemente las operaciones de riego, extensión y apisonado.

Otro aspecto que ya hemos comentado, y que facilita la puesta en obra de los diversos materiales es la climatología: los áridos deben ponerse en obra preferiblemente en tiempo cálido, seco y sin la existencia de fuertes vientos.

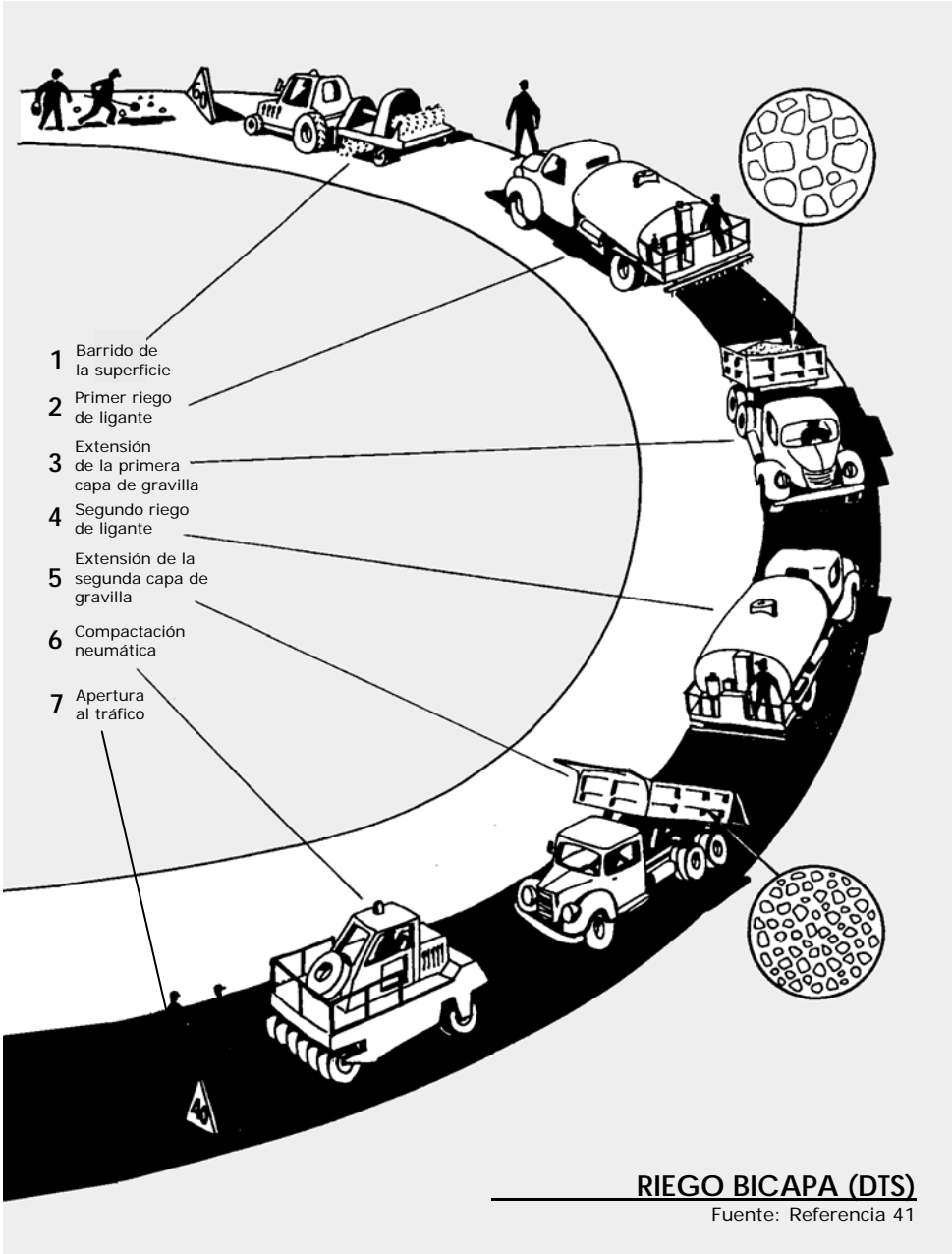
## Patologías derivadas de una mala ejecución

De no seguirse las anteriores recomendaciones de ejecución, pueden producirse a las siguientes patologías, a corto o a largo plazo:

- Formación de bandas negras por desaparición de gravilla, debido a un riego irregular.
- Exudaciones por un elevado contenido de ligante.
- Desprendimiento de gravilla por exceso o defecto de ligante, por no ser éste del tipo adecuado, áridos de mala calidad, ejecución en tiempo lluvioso o por paso de tráfico a alta velocidad en las primeras horas de servicio.



S.48 Ejecución de un riego bicapa (DTS)



### 1.3. Lechadas bituminosas

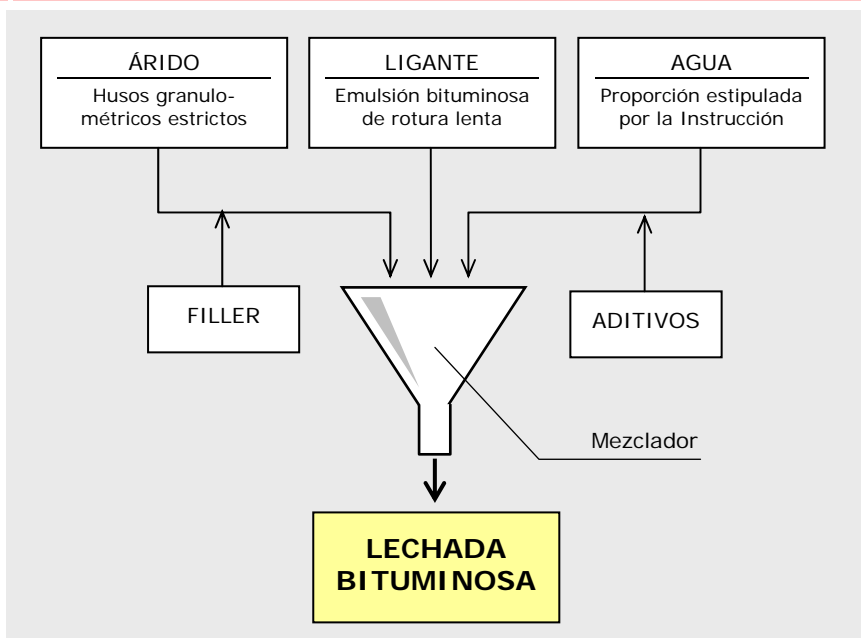
Este tipo de tratamientos superficiales –popularmente conocidos como *slurrys*, son definidas por el PG-4 como la aplicación sobre una superficie de una o varias capas de mortero bituminoso fabricado en frío con áridos, emulsión bituminosa, agua y eventualmente polvo mineral de aportación (filler) y adiciones, cuya consistencia a temperatura ambiente es adecuada para su puesta en obra.

Las aplicaciones de este tipo de producto son múltiples, y escapan al ámbito meramente viario: carreteras, aeropuertos, pavimentos industriales, instalaciones deportivas, cubiertas, etc. En carreteras se emplean con el fin de obtener o mejorar las siguientes características:

- Tratamientos de sellado: Impermeabilización de firmes con pavimentos abiertos, envejecidos o excesivamente fisurados.
- Mejora del deslizamiento de la capa de rodadura, debido a su textura áspera, regularizando además dicha superficie.
- También se emplean con fines meramente estéticos, dada la versatilidad, economía y variedad de colores –obtenidos mediante la adición de pigmentos– que ofrece. Además, el acabado es impecable, pudiéndose fácilmente pintar las marcas viales en su superficie.

S.49

#### Proceso de fabricación de lechadas bituminosas



## Materiales

Las exigencias que deben cumplir los **áridos** que conforman este tipo de tratamiento son similares a las ya comentadas, haciendo especial hincapié en su granulometría, angulosidad, resistencia al desgaste, plasticidad y limpieza.

El **ligante** a emplear es generalmente una emulsión bituminosa de rotura lenta (EAL-1, EAL-2, ECL-1, ECL-2), aunque también se emplean emulsiones especiales con adiciones para controlar la rotura y mejorar sus propiedades.

## Proyecto y dosificación

La normativa española establece cuatro tipos de lechadas bituminosas, siendo cada una de ellas adecuada para un tipo de función. La siguiente tabla resume las características de dichos compuestos:

T.76

### Características de las lechadas bituminosas

TAMIZ UNE	TIPO DE LECHADA BITUMINOSA													
	LB-1		LB-2		LB-3		LB-4							
12.5	100													
10	85	95	100											
6.3	70	90	80	95	100									
5	60	85	70	90	85	95	100							
2.5	40	60	45	70	65	90	80	95						
1.25	28	45	28	50	45	70	60	85						
0.63	18	33	18	33	30	50	40	60						
0.32	11	25	12	25	18	35	25	45						
0.16	6	15	7	17	10	25	15	30						
0.08	4	8	5	10	7	15	12	20						
Ligante residual (% sobre árido)	5.5 – 7.5		7.5 – 13.5		10.0		12.0 – 20.0							
Agua de amasado (% sobre árido)	8 – 12		10 – 15		10 – 20		10 – 20							
Agua total (% sobre árido)	10 – 20		10 – 20		10 – 30		15 – 40							
Dotación lechada (kg/m <sup>2</sup> )	15 – 25		7 – 12		2 – 6		2 – 5							
Espesor mínimo (mm)	8		5		3		2							
Aplicación	1 <sup>a</sup> capa		1 <sup>a</sup> capa o capa única		Capa única o 2 <sup>a</sup> capa		Capa única o 2 <sup>a</sup> capa							
Textura a recubrir	Gruesa o permeable		Media o descarnada		Fina o agrietada		Agrietada o lisa							

Fuente: PG-4/88



## Fabricación y puesta en obra

Las lechadas se fabrican en mezcladoras móviles sobre camión que también son las encargadas de extenderlas. El equipo consta básicamente de una serie de depósitos para los diversos componentes de la mezcla y de un mezclador helicoidal de tipo continuo encargado de elaborar el producto. Del mezclador, la lechada pasa a una caja repartidora o **rastra** a través de una compuerta regulable; dicha rastra va remolcada sobre la superficie a tratar y termina en una maestra de goma graduable en altura.



Fig. 23.4 – Puesta en obra de una capa de lechada bituminosa

## 2. MEZCLAS BITUMINOSAS EN CALIENTE

Los aglomerados asfálticos –mezclas bituminosas en caliente- son sin duda la mezclas bituminosas por antonomasia en lo que a pavimentación de carreteras se refiere. Técnicamente se definen como la combinación de un ligante hidrocarbonado, áridos –*filler* inclusive- y eventualmente aditivos, de forma que todas las partículas queden recubiertas por el ligante de forma homogénea.

El calificativo “en caliente” hace referencia a su temperatura de puesta en obra, muy superior a la ambiente, dado que es necesario que el ligante –que normalmente suele ser betún de penetración- posea una viscosidad suficientemente baja para poder trabajarlo. Las mezclas en frío –tratadas posteriormente- no requieren calentamiento.

La **regularidad superficial** que puede proporcionar este tipo de mezclas es una de sus grandes ventajas frente a los tratamientos superficiales. Además, este tipo de compuestos confieren **propiedades resistentes** al firme, existiendo un gran abanico de rigideces que permiten adaptarse a las diversas circunstancias y estados de carga.

El uso de esta clase de mezclas está muy extendido y popularizado, empleándose en autopistas, carreteras interurbanas, vías urbanas, caminos rurales, aeropuertos, pistas de velocidad, zonas industriales, zonas de estacionamiento, etc.

### 2.1. Clasificación

Dada la gran cantidad de parámetros que definen un aglomerado asfáltico, existen diversos criterios para efectuar su clasificación. El siguiente esquema hace un breve resumen de todos ellos, que serán analizados seguidamente:

**S.50 Clasificación de los aglomerados asfálticos**

Parámetro	Tipo de mezcla	Características
<b>ÁRIDO EMPLEADO</b> (ACUMULATIVA)	▪ Mástic	Filler + Betún
	▪ Mortero	Árido fino + Mástic
	▪ Macadam	Árido grueso + Betún
	▪ Hormigón	Árido grueso + Mortero
<b>TEMPERATURA</b> DE PUESTA EN OBRA	▪ En frío (MBF)	Temperatura ambiente
	▪ <b>En caliente (MBC)</b>	Altas temperaturas
<b>% DE HUECOS</b> EN MEZCLA (PG-4)	▪ Densas (D)	3 a 6%
	▪ Semidensas (S)	6 a 10%
	▪ Gruesas (G)	10 a 15%
	▪ Abiertas (A)	15 a 22%
	▪ Porosas (PA)	22 a 28%
<b>TAMAÑO</b> TEXTURA SUPERFICIAL	▪ Gruesas (gravas)	$T_{\text{máx}} > 8 \text{ mm}$
	▪ Finas (arenas)	$T_{\text{máx}} \leq 8 \text{ mm}$
<b>GRANULOMETRÍA</b> DE LOS ÁRIDOS	▪ Continuas	
	▪ Discontinuas	
<b>ESTRUCTURA</b> ESQUELETO MINERAL	▪ Sin esqueleto mineral	
	▪ Con esqueleto mineral	

## Por el árido empleado

Se puede establecer una clasificación acumulativa en función de los tipos de árido que se van incorporando, obteniendo así cuatro clases de mezclas:

- (a) Mástic o mástico bituminoso: Formado por una mezcla de polvo mineral o *filler* y un ligante hidrocarbonado, que suele ser betún de penetración.
- (b) Mortero bituminoso: A la composición del mástic se le adiciona árido fino, es decir, arena de tamaño inferior a 8 mm., obteniendo esta nueva mezcla.
- (c) Macadam bituminoso: Se obtiene mezclando árido grueso de granulometría uniforme (macadam) con un betún de penetración. También se denomina **tarmacadam** (tar = asfalto) y se empleaba antiguamente en estabilización de capas granulares.
- (d) Hormigón bituminoso: Es el empleado usualmente en la construcción de capas bituminosas. Se obtiene adicionando árido grueso al mortero, por lo que está formado por tres tipos de materiales: árido grueso (grava), árido fino (arena) y betún.

## Por la temperatura de puesta en obra

Aunque en este apartado vamos a tratar sólo las mezclas en caliente, no está de más realizar esta aclaración de cara al estudio global de los aglomerados asfálticos. Existen, pues, dos tipos de mezclas según su temperatura de puesta en obra:

- (a) Mezclas bituminosas en frío (MBF): En ellas, el ligante suele ser una emulsión bituminosa –en algunos países se emplean betunes fluidificados–, de forma que la viscosidad es suficientemente baja como para no requerir un calentamiento previo a su puesta en obra.
- (b) Mezclas bituminosas en caliente (MBC): En este caso, el ligante utilizado para su confección es el betún de penetración, por lo que se necesita reducir su viscosidad calentándolo en obra a temperaturas que oscilan entre los 150 y los 200°C. De este modo se logra una mayor trabajabilidad y docilidad del material.

## Por el porcentaje de huecos en mezcla

La compactidad o la proporción de huecos que presente la mezcla influye de forma determinante en sus características mecánicas, reológicas e impermeables, por lo que es conveniente conocer las diferentes tipologías existentes y los usos recomendados. El PG-4 tipifica las siguientes clases de mezclas:

- (a) Mezclas densas (D): También denominadas cerradas. Su pequeño porcentaje de huecos (entre el 3 y el 6%) hace que su impermeabilidad sea muy alta,

por lo que resguardan eficazmente del agua a las capas subyacentes. No suelen emplearse dada la alta cantidad de betún que requieren, dada la gran superficie específica que poseen por su alto contenido en filler.

- (b) Mezclas semidensas (S): Son similares a las anteriores sólo que el porcentaje de huecos es algo menor (6 a 10%). Al tener un menor contenido en finos permiten una menor dosificación de ligante con el consiguiente ahorro económico. Son las más empleadas en capas de rodadura de carreteras y pavimentación urbana.
- (c) Mezclas gruesas (G): La curva granulométrica de los áridos que forman este tipo de mezclas se aleja de la máxima compacidad, empleando menores cantidades de *filler*, lo que conlleva una menor cantidad de ligante. Su carencia de impermeabilidad hace que este tipo de mezclas sean idóneas para su empleo en capas intermedias o de base, dado que aunque tienen menor calidad que las anteriores son más económicas.
- (d) Mezclas abiertas (A): Su elevado porcentaje de huecos y su práctica carencia de elementos finos hace que su índice de huecos sea muy alto (entre el 15 y el 20%). Resisten más por el rozamiento interno de las partículas que por cohesión, presentando una baja impermeabilidad. Se emplean en capas de base (tarmacadam).
- (e) Mezclas porosas o drenantes (PA): Últimamente han adquirido una gran importancia en la pavimentación de firmes, ya que ofrecen una serie de propiedades muy ventajosas desde el punto de vista de la evacuación de aguas –mayor adherencia y seguridad- o la generación de ruido de rodadura. Lógicamente permiten el paso del agua en su interior, por lo que la capa inferior debe presentar características impermeables (mezcla densa o semidensa).

### Por el tamaño máximo de los áridos

En función del tamaño máximo del árido empleado –arenas o gravas- cabe distinguir entre las siguientes mezclas:

- (a) Mezclas de textura fina: En este tipo de mezclas, el tamaño máximo de sus áridos no excede de 8 mm. Destacan las lechadas bituminosas o slurrys ya estudiadas con anterioridad y los microaglomerados en frío y en caliente, todos ellos tratamientos superficiales empleados en la rehabilitación de vías de cierta importancia.
- (b) Mezclas de textura gruesa: Constituyen la gran mayoría de los aglomerados tipificados en España, empleando tamaños máximos de árido normalizados de 8, 12, 20 y 25 mm. Son los que definen una mejor macrotextura del firme y determinan sus principales propiedades superficiales.

## Por la granulometría de los áridos

La distribución de tamaños en los áridos empleados condiciona las características de la mezcla bituminosa, estableciendo a su vez una división en dos grandes familias:

- (a) Mezclas continuas: Existe una distribución escalonada de tamaños de árido, de forma que las partículas más finas rellenan los huecos dejados entre las más gruesas. Este tipo de granulometrías es típica de las mezclas cerradas, caracterizadas por un alto contenido en filler. Se emplean de forma generalizada en nuestro país.
- (b) Mezclas discontinuas: Su granulometría es discontinua, faltando áridos de tamaños comprendidos entre 2 y 8 mm. Son mezclas relativamente impermeables, aunque con peor comportamiento plástico y más caras. Destacan los macadams, cuya granulometría es uniforme.

## Por la estructura del árido

Según la estructura y ordenación interna que presentan las partículas se distinguen dos tipos de mezclas:

- (a) Mezclas sin esqueleto mineral: Se trata de compuestos con un elevado contenido en filler –y por consiguiente de betún–, lo que hace que trabajen únicamente por cohesión al estar dispersos los áridos en el ligante, sin trabazón alguna. Destacan los mástics y asfaltos fundidos.
- (b) Mezclas con esqueleto mineral: Entre ellas se engloban los hormigones y morteros bituminosos, por lo que son las más empleadas en casi todos los países. Se adaptan a cualquier situación de carga y son más económicas que las anteriores, dado que su contenido en ligante es más reducido. Las mezclas normalizadas en España pertenecen exclusivamente a este grupo.

## Criterio de clasificación del PG-4

La normativa española (PG-4) emplea la siguiente nomenclatura para clasificar las diferentes mezclas bituminosas empleadas usualmente en carreteras:

### H-TMA

donde H es la apertura de la mezcla, es decir, su porcentaje de huecos  
TMA es el tamaño máximo del árido empleado en mm.

En función de estos parámetros se establece la dosificación del betún, con lo que la mezcla queda totalmente definida. De cara a uniformizar y homogeneizar las características de cada tipo de mezcla, se disponen una serie de husos granulométricos en función de la mezcla escogida, referenciados en la tabla de la página siguiente.

## T.77

## Husos granulométricos para MBC

TAMIZ UNE	CERNIDO PONDERAL ACUMULADO (%)											
	DENSO			SEMIDENSO			GRUESO		ABIERTO		DRENANTE	
	D8	D12	D20	S12	S20	S25	G20	G25	A12	A20	P12	PA12
40						100		100				
25			100		100	80-95	100	75-95		100		
20		100	80-95	100	80-95	75-88	75-95	65-85	100	65-90	100	100
12.5		80-95	65-80	80-95	65-80	60-75	55-75	47-67	65-90	45-70	75-100	70-100
10	100	72-87	60-75	71-86	60-75	55-70	47-67	40-60	50-75	35-60	60-90	50-80
5	70-90	50-65	47-62	47-62	43-58	40-55	28-46	26-44	20-40	15-35	32-50	15-30
2.5	45-70	35-50	35-50	30-45	30-45	30-45	20-35	20-35	5-20	5-20	10-18	10-22
0.63	18-34	18-30	18-30	15-25	15-25	15-25	8-20	8-20			6-12	6-13
0.32	12-25	13-23	13-23	10-18	10-18	10-18	5-14	5-14				
0.16	8-17	7-15	7-15	6-13	6-13	6-13	3-9	3-9				
0.08	5-10	5-8	5-8	4-8	4-8	4-8	2-6	2-6	2-4	2-4	3-6	3-6

Fuente: PG-4/88

Por otro lado también se tipifica la idoneidad de cada una de las mezclas en función de la zona del firme a la que vayan destinadas, así como el **espesor** que debe tener en cada caso:

## T.78

## Mezcla a emplear en función del tipo de capa

CAPA	ESPESOR (cm)	TIPO DE MEZCLA
RODADURA	$\leq 3$	D8
	3 – 5	D12, S12, A12, P12, PA12, D20, S20
	> 5	D20, S20
INTERMEDIA	6 – 9	D20, S20, S25, G20
BASE	9 – 15	S25, G20, G25, A20
ARCENES	4 – 6	D12 (o la misma que la calzada)

Fuente: PG-4/88

De lo anteriormente comentado se deduce que las mezclas más cerradas (D, S) se emplearán en capas de rodadura, las intermedias (G) en la capa binder y las abiertas (A) en la base, caso de estar tratada con betún. El tamaño de los áridos es correlativo y creciente con la profundidad; así, un pavimento bituminoso podría estar formado por una capa de rodadura S-12, una capa intermedia G-20 y una eventual base de tipo A-20. El espesor de la capa debe ser por lo menos el triple del tamaño máximo del árido.

## 2.2. Materiales

Los materiales que componen las mezclas bituminosas son fundamentalmente **áridos**, tanto gruesos como finos, **filler** o polvo mineral y un **ligante bituminoso**. A continuación se detallan las características exigibles a cada uno de ellos.

### Árido grueso

Aparte de cumplir las condiciones granulométricas y de tamaño máximo del correspondiente huso normalizado, se le exigen las siguientes propiedades:

- Debe ser fundamentalmente de machaqueo, con un mínimo de dos caras fracturadas en una proporción de entre el 75 y el 100%, en función del tipo de tráfico y la capa donde se aplique la mezcla.
- Su índice de lajas (NLT-354) no deberá ser superior a 30 en las categorías de tráfico pesado e intermedio (T0, T1 y T2) y a 35 en las demás categorías de tráfico.
- Deben poseer gran calidad, exigiéndose un coeficiente de desgaste de Los Ángeles (NLT-149) no superior a 30 en las capas de base, 25 en las intermedias y de rodadura ó 20 en las mezclas drenantes.
- El mínimo coeficiente de pulimento acelerado (CPA) según la Norma NLT-174 vendrá dado en función del tipo de tráfico, siendo éste de 0.50 para tráfico pesado (T0 y T1), 0.45 para tráfico medio (T2) y 0.40 para tráfico ligero (T3 y T4), reducidos en 0.05 para mezclas drenantes.
- Asimismo, el árido deberá presentar una buena limpieza, de forma que su adhesividad con el ligante sea aceptable.

T.79

### Propiedades de los áridos gruesos empleados en MBC

PROPIEDAD	CAPA	CATEGORÍA DE TRÁFICO				
		T0	T1	T2	T3	T4
Proporción mínima en partículas fracturadas	CR/Int Base	100 90		90 75		75 -
Índice de lajas	Todas	≤ 30			≤ 35	
Desgaste de Los Angeles	Dren. CR/Int Base	≤ 20 ≤ 25 ≤ 30				
Coeficiente de pulimento acelerado	Todas	≥ 0.50		≥ 0.45	≥ 0.40	
Proporción máxima de arena natural	Todas	10		15		20

Fuente: PG-4/88

## Árido fino

Este tipo de elementos, junto con el filler, cobran cada día una mayor importancia en la composición de las mezclas bituminosas, especialmente en las cerradas. Se ha demostrado que el árido fino es también decisivo para lograr una buena resistencia al deslizamiento en las capas de rodadura.

Es recomendable que este tipo de arenas procedan de rocas de buena calidad, exigiéndose **altos equivalentes de arena** (superiores a 45 ó 50 en capas de rodadura y a 40 en capas inferiores) y una **gran adhesividad**, determinada mediante el ensayo de Riedel-Weber (NLT-355).

## Filler

La importancia del filler en una mezcla bituminosa es decisiva ya que debido a su **gran superficie específica** condiciona la cantidad de ligante a emplear, constituyendo junto con éste un mástic que dota de cohesión al conjunto de la mezcla. También influye en la apertura de la mezcla y, por tanto, en sus características impermeabilizantes.

Las propiedades que suelen exigirse al filler empleado en este tipo de productos son los siguientes:

- *Denominación de origen* del filler, es decir, de qué tipo de roca proviene. Conviene que no contengan partículas que aumenten su plasticidad, como es el caso de las arcillas.
- Propiedades hidrofílicas o avidez por el agua, determinadas mediante el ensayo de inmersión-compresión o el de emulsibilidad.
- Ensayos de susceptibilidad térmica, viscosidad y fragilidad.
- Determinación de su forma y actividad: ensayo de densidad aparente en tolueno.

## Ligante bituminoso

En un principio, cualquiera de los ligantes bituminosos puede emplearse para la fabricación de mezclas bituminosas, aunque sin duda son los **betunes de penetración** los que tienen un uso más generalizado, sobre todo en lo que a mezclas en caliente se refiere. Los tipos de betún más empleados son el B 40/50 en zonas cálidas y el B 60/70 o el B 80/100 en zonas más frías.

En cuanto a la determinación de sus propiedades son de aplicación los diversos procedimientos de ensayo ya vistos en el Capítulo 21.



## 2.3. Propiedades

Las anteriores características exigidas a cada uno de los componentes de una mezcla bituminosa van encaminadas a conseguir una serie de **propiedades de conjunto** que hagan de ésta un material capaz de soportar las solicitaciones producidas por el tráfico sin que su funcionalidad se vea afectada en gran medida.

El estudio de su **comportamiento reológico** ante la aplicación de solicitaciones de diversa magnitud con una frecuencia y velocidad determinadas tiene una gran importancia de cara al análisis de las propiedades mecánicas de estos compuestos. En este sentido, se puede afirmar que las mezclas bituminosas presentan un comportamiento visco-elasto-plástico: elástico para tiempos de aplicación de carga muy pequeños y temperaturas bajas (módulo de elasticidad constante), y viscoplástico para temperaturas y tiempos de aplicación más elevados.

Dado la extraordinariamente compleja reología de este tipo de materiales, existen diversos modelos físico-matemáticos y experimentales que tratan de simplificarla y explicarla, tratando de relacionar deformación con tiempo de aplicación y temperatura (modelos viscoelásticos lineales termorreológicamente simples).

Las principales características exigibles a una mezcla bituminosa son las que a continuación se enumeran:

- (a) **ESTABILIDAD:** Es la primera característica que debe tenerse en cuenta en toda mezcla, ya que ésta debe de ser capaz de soportar cargas y de resistir las tensiones sin producir unas deformaciones excesivas. La estabilidad trata de representar la **resistencia intrínseca** del material, formada por su rozamiento interno y su cohesión.

Existen diversos métodos para evaluar la estabilidad o carga de rotura de una mezcla, la mayoría de ellos de tipo empírico. Destacan el ensayo Marshall para mezclas gruesas y el de Hubbard-Field para finas.

- (b) **RESISTENCIA A LA DEFORMACIÓN PLÁSTICA:** El comportamiento reológico anteriormente descrito condiciona la acumulación de deformaciones plásticas ante fuertes aplicaciones de carga prolongadas en el tiempo, provocando la fluencia del material (roderas). Una adecuada dosificación de la mezcla –en especial la relación filler/betún- ayuda a paliar este efecto.

Otras veces, la mala calidad de las capas inferiores influye en la mayor deformabilidad de una capa bituminosa, produciendo baches de diversa consideración; una mala adherencia, unida a fuertes esfuerzos tangenciales –como los generados en las zonas de parada habitual de vehículos- también contribuye a acentuar este tipo de deformación remanente.

- (c) **FATIGA:** La acumulación de procesos de carga/descarga en una determinada sección del firme van provocando una progresiva pérdida de elasticidad y

propiedades resistentes, aumentando las deflexiones y produciéndose el agrietamiento del firme.

- (d) FLEXIBILIDAD: Si las mezclas van a extenderse en capas de reducido espesor total (menor de 10 cm.) o sobre firmes flexibles existentes, deben poseer suficiente flexibilidad para que no se rompan o fisuren con excesiva rapidez, es decir, que su fatiga no sea prematura.
- (e) RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO: En el caso de que la mezcla baya a emplearse como capa de rodadura es fundamental que presente un alto coeficiente de resistencia al deslizamiento, para lo cual deben emplearse áridos angulosos y que den una macrotextura rugosa. En este aspecto, las mezclas porosas drenantes poseen grandes cualidades, generando además un escaso ruido de rodadura.
- (f) IMPERMEABILIDAD: Otra función comentada hasta la saciedad es la capacidad que debe tener la capa superior del firme de proteger del agua a aquellas que se sitúan por debajo de ella. Las mezclas cerradas son las más impermeables, aunque por otro lado las drenantes canalizan el agua en su interior, suponiendo una solución alternativa siempre que se extiendan sobre otra capa que sí posea propiedades impermeabilizantes.
- (g) DURABILIDAD: La exposición del firme a los distintos agentes meteorológicos –radiación solar, agua, hielo, procesos químicos- así como a las propias cargas de tráfico acaban por causar daños en su textura y estructura. Es lo que se conoce como **envejecimiento** del firme, y acarrea la aparición de deterioros de mayor o menor gravedad, que deben subsanarse mediante las actuaciones de mantenimiento pertinentes.

## 2.4. Proyecto y dosificación

El proceso de dosificación de mezclas bituminosas se basa en la elección de una granulometría conveniente y ajustada a uno de los husos normalizados en función del empleo que se pretenda dar al producto, para posteriormente determinar las proporciones óptimas de filler y ligante. Para ello se emplean fórmulas establecidas a partir de deducciones teóricas o, simplemente, ensayos mecánicos que definan ciertas propiedades de la mezcla.

Existe una gran variedad de métodos encaminados a proyectar mezclas bituminosas que reúnan las propiedades adecuadas para su empleo en una determinada capa del firme, pudiendo establecerse dos grandes grupos:

- (a) Métodos basados en la superficie específica: Este tipo de métodos se basa en estimar la superficie total de los áridos empleados y dosificar una cantidad tal de betún que sea capaz de recubrirla totalmente. Su principal desventaja

es la imprecisión de los resultados especialmente en mezclas cerradas, al ser más susceptibles a las variaciones del contenido en betún por poseer mayor cantidad de filler. Entre ellos, cabe destacar el **método de Duriez** o el del **Equivalente Centrífugo de Keroseno** (CKE) utilizado en España (NLT-169)

- (b) Métodos basados en ensayos mecánicos: A diferencia de los anteriores, esta clase de procedimientos se basa en la realización de ensayos que caractericen ciertas propiedades mecánicas de la mezcla, confeccionando para ello series de probetas con una proporción variable de ligante. Los valores de estabilidad y deformación arrojados por el ensayo, unidos a otras características tales como el índice de huecos determinan la proporción óptima de ligante, es decir, la mínima que cumpla los diversos criterios estipulados por la normativa.

Existen diversos procedimientos de ensayo en función de la tipología de la mezcla a tratar, aunque destaca el **ensayo Marshall** (NLT-159), que estudiaremos a continuación con mayor detalle.

## S.51

## Métodos de dosificación de mezclas bituminosas

Grupo	Método	Mezcla apropiada
<b>SUPERFICIE ESPECÍFICA</b> Métodos analíticos	Método de Duriez	Mezclas abiertas
	Equivalente centrífugo de keroseno (CKE)	Mezclas abiertas
<b>ENSAYOS MECÁNICOS</b> Métodos empíricos	Ensayo de indentación	Másticos
	Ensayo Hubbard-Field (NLT-160)	Morteros bituminosos
	Ensayo cántabro (NLT-352)	Mezclas abiertas y porosas
	Ensayo Marshall (NLT-159)	Hormigones bituminosos

### Dosificación mediante el método Marshall

El **método Marshall** (NLT-159) es sin duda el punto de referencia obligado para la dosificación de mezclas bituminosas en caliente; de esta afirmación pueden excluirse las mezclas abiertas, que preferiblemente se proyectarán mediante los métodos de superficie específica antes reseñados.

Dicho método se basa en el ensayo del mismo nombre, consistente en la rotura de probetas cilíndricas en forma de pastilla de dimensiones normalizadas mediante la aplicación de una compresión diametral efectuada a través de una mordaza perimetral

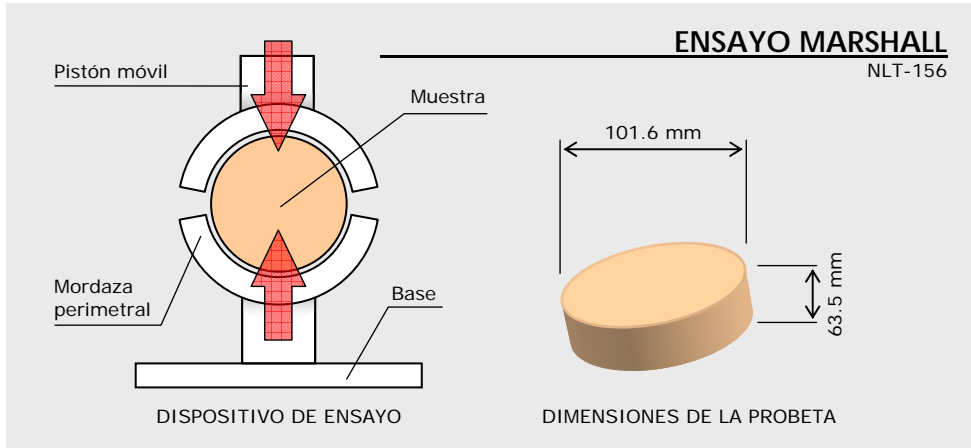


Fig. 23.5 – Ensayo Marshall para la dosificación de MBC (NLT-159)

que sujeta la probeta. La velocidad de aplicación de la carga es constante y de valor 2 in/min (50.8 mm/min).

Primeramente se procede a la elección de la granulometría y tipo de mezcla a emplear. Para ello, existen diversos criterios recogidos por la normativa española en diversas tablas, algunas de las cuales ya han sido expuestas en este capítulo. Posteriormente, en el capítulo que trata sobre el cálculo de firmes se hará mayor hincapié en este aspecto.

Una vez determinadas las características de los componentes de la mezcla se procede a la fabricación de series de probetas con diferentes contenidos de ligante, siempre dentro de unos intervalos sancionados por la experiencia (normalmente entre el 2.5 y el 6.0% respecto al peso del árido); deben confeccionarse al menos cuatro probetas por cada contenido. La compactación de la mezcla se realiza con la *maza Marshall* de características normalizadas, aplicando un número de 75 golpes por cara.

Una vez desmoldadas las probetas, y de cara a determinar el **porcentaje de huecos** tanto de los áridos como de la totalidad de la mezcla, se determina su **densidad aparente** mediante en método de la balanza hidrostática.

Tras mantener las probetas sumergidas en un baño de agua hasta que alcancen una temperatura de 60°C, se procede a la rotura de las mismas por compresión en el aparato Marshall anteriormente expuesto (Fig. 23.3), obteniéndose para cada una de ellas la relación entre la carga de rotura (**estabilidad Marshall**) y la máxima deformación diametral producida (**deformación Marshall**).

Los resultados obtenidos son tratados de forma gráfica, confeccionando una serie de gráficos que muestren la variación de cada una de las características en función del

contenido de ligante. Sobre estos diagramas se aplican una serie de criterios establecidos por la correspondiente normativa, y que hacen referencia a las tolerancias exigibles en función del tipo de tráfico de proyecto. La siguiente tabla, recogida en Artículo 542 del PG-4, reproduce dichas exigencias:

### T.80 Criterios de dosificación empleados en MBC

CARACTERÍSTICAS	CATEGORÍA DE TRÁFICO	
	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 D8	≥ 16	
Mezclas D12 y S12	≥ 15	
Mezclas D20, S20 y G20	≥ 14	
Mezclas S25 y G25	≥ 13	

Fuente: PG-4/88

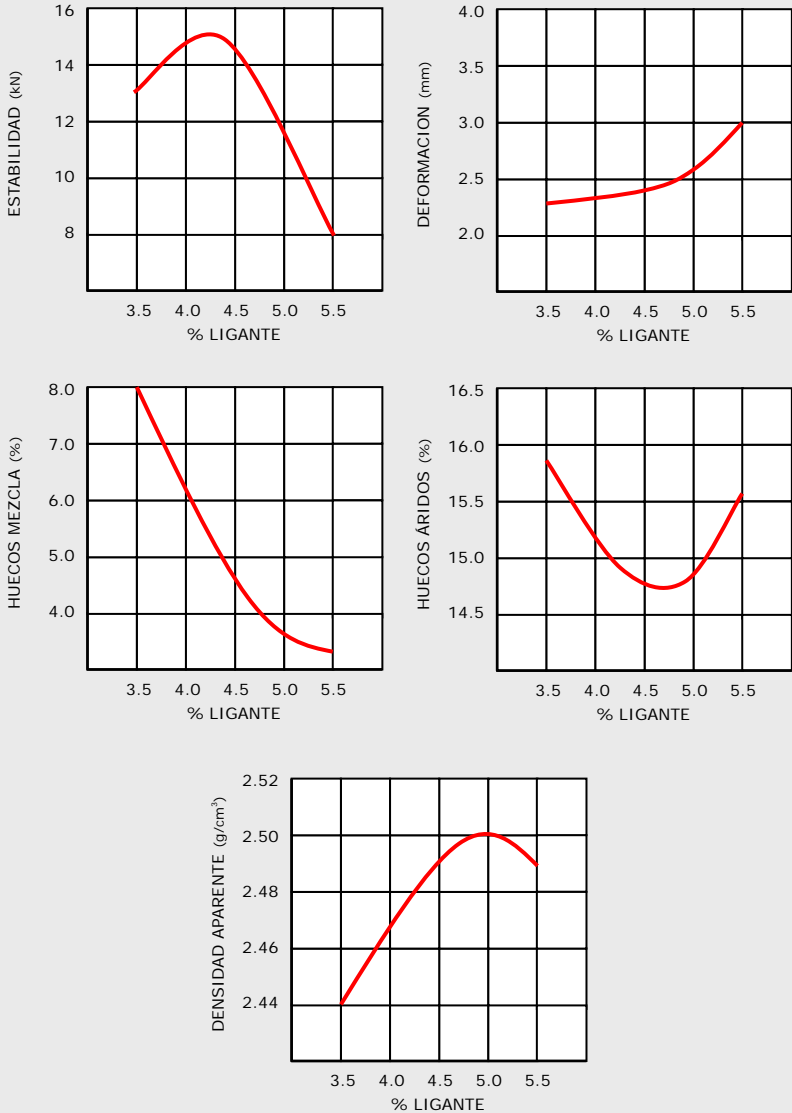
El **contenido óptimo de betún** será aquél que logre un compromiso entre la durabilidad de la mezcla –que aumenta con el contenido de betún- y su estabilidad, que tras alcanzar un máximo disminuye rápidamente, sin perder de vista la relación ponderal filler/betún recomendada en función de la capa y la zona climática considerada. Generalmente se procura minimizar el contenido de betún dentro de las tolerancias establecidas para que la mezcla sea lo más económica posible.

Algunos de los resultados obtenidos en el ensayo Marshall se aplican posteriormente en el control de calidad de la obra. Así, suele exigirse *in situ* un determinado porcentaje de la **densidad óptima Marshall** obtenida en laboratorio, que oscila entre el 95% para tráfico ligero y el 98% en capas cuyo tráfico sea más pesado.

Aparte del ensayo Marshall, es conveniente realizar otro tipo de pruebas que completen la información acerca de la mezcla, informándonos acerca de su comportamiento frente a las deformaciones plásticas. Tal es el caso de los ensayos de pista de laboratorio (NLT-173) o el de máquina giratoria.

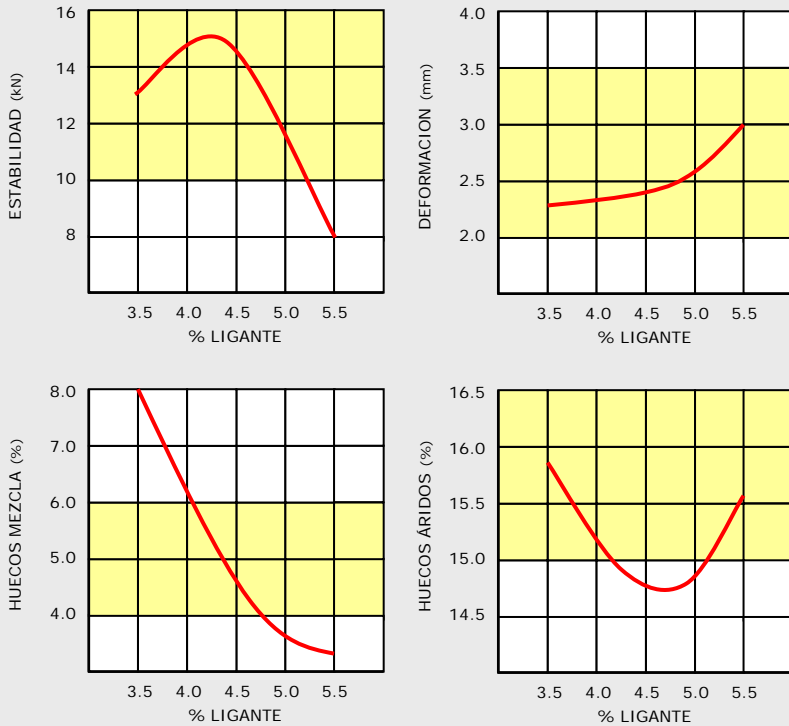
## E.20 Dosificación de mezclas mediante el método Marshall

De cara a la elaboración de una mezcla de tipo S-12 destinada a rehabilitar la superficie de rodadura de los firmes del casco antiguo de la ciudad de Alicante, se ha realizado un ensayo Marshall que ha arrojado los siguientes resultados, expresados de forma gráfica:



Si se estima que el tráfico sea de tipo medio (T2), se pide determinar el contenido de betún de la mezcla.

Para determinar el contenido de betún, deberemos aplicar a las cuatro primeras gráficas los criterios establecidos por el método Marshall (Tabla T.80) para las características particulares de tráfico (T2), emplazamiento (Capa de rodadura) y tipo de mezcla (S-12). El resultado serán una serie de restricciones que condicionarán el rango disponible de dosificación del betún:



La siguiente tabla resume los rangos máximos y mínimos en función de los diferentes factores considerados y da el porcentaje óptimo de betún:

FACTOR	CONDICIÓN	MÍNIMO (%)	MÁXIMO (%)
Estabilidad (kN)	> 10	3.5	5.25
Deformación (mm)	2 – 3.5	3.5	5.5
Huecos mezcla (%)	4 – 6	4.0	<b>4.75</b>
Huecos árido	≥ 15	<b>4.2</b>	5.15
<b>CONTENIDO ÓPTIMO EN BETÚN DE LA MEZCLA</b>			<b>4.20%</b>

## 2.5. Fabricación

La gran exigencia de calidad que se demanda a este tipo de productos, unido al grado de mecanización hoy por hoy existente en la industria de la construcción, hace que la totalidad de este tipo de compuestos se fabriquen en **plantas especializadas** para ser posteriormente transportadas a su lugar de puesta en obra.

Dada la gran variedad de mezclas, existe una amplia gama de equipos para la fabricación de las mismas, yendo desde sencillas instalaciones móviles similares a las empleadas en estabilizaciones hasta complejas plantas de elaboración de hormigones asfálticos para carreteras. Su capacidad de producción es acorde a su grado de complejidad y especialización, yendo desde las 20 hasta las 400 toneladas de aglomerado por hora, siendo normal un ritmo de producción de entre 100 y 250 T/h.

Las centrales de fabricación de mezclas en caliente son las instalaciones más extendidas, no sólo por la gran variedad de productos que pueden elaborar sino por ser éstos los más ampliamente demandados en la construcción de firmes.

### Elementos de una central de fabricación

Una central está formada por una serie de unidades independientes entre sí pero debidamente coordinadas, especializadas cada una de ellas en una fase de producción. Destacan las siguientes:

- Sistemas de alimentación y dosificación de áridos en frío.
- Secador de áridos y colectores de polvo.
- Unidad de cribado y almacenamiento de áridos caliente.
- Silos y sistemas de alimentación de fillers.
- Depósitos y sistemas de calentamiento y alimentación de betunes y aditivos.
- Unidad de dosificación de materiales en caliente.
- **Mezclador**, que puede ser de tipo continuo o discontinuo.
- Sistemas de almacenamiento de mezcla y descarga sobre camión.
- Unidad eléctrica de suministro a toda la instalación.
- Unidades auxiliares tales como:
  - Cintas transportadoras y elevadores de cangilones.
  - Depósitos de fueloil y sistemas de alimentación al quemador del secador y al de calentamiento de betún.

Las centrales se clasifican en **continuas** y **discontinuas** en función de la forma de trabajo del mezclador, ya que el resto de unidades son prácticamente iguales en ambos casos. En las centrales continuas, durante el tiempo de mezclado –que oscila



entre 30 y 45 segundos- los materiales pasan de un extremo a otro del mezclador; sin embargo, en las discontinuas se efectúa la mezcla en un recipiente para transcurrido este tiempo vaciarse totalmente.

En España proliferan las centrales discontinuas, aunque desde la década de los ochenta se ha ido extendiendo el uso de un tipo de central continua denominada de tambor secador-mezclador.

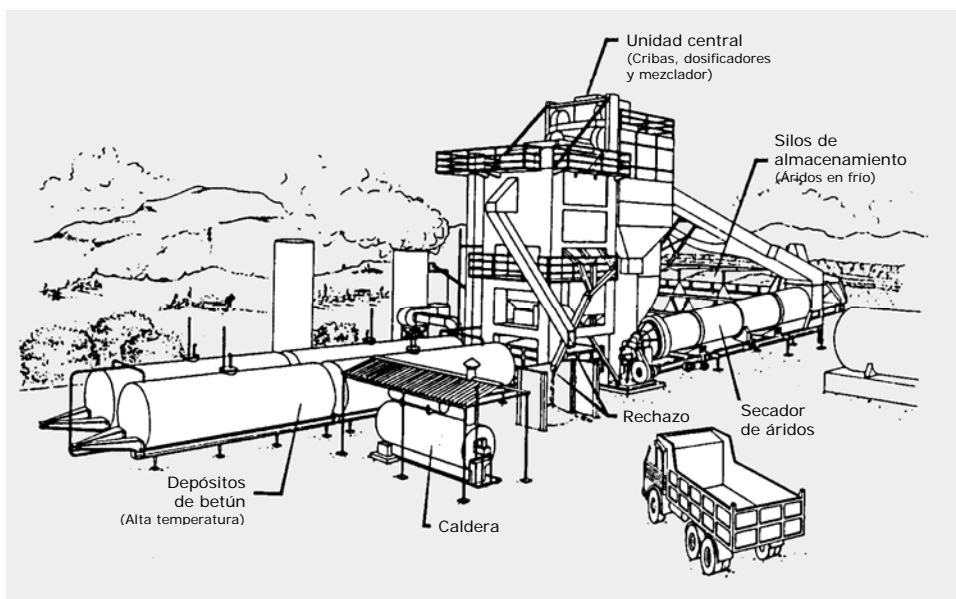


Fig. 23.6 – Esquema general de una central de fabricación de MBC

## 2.6. Puesta en obra

La forma en que se lleve a cabo la puesta en obra de una mezcla bituminosa va a influir en gran medida en su posterior comportamiento ante las cargas de tráfico, por lo que es indispensable cuidar al detalle los procedimientos constructivos empleados.

El proceso de puesta en obra de una capa bituminosa en caliente comprende las siguientes operaciones, que se suceden en el tiempo sin solución de continuidad:

- Preparación de la superficie existente.
- Transporte de la mezcla desde la central de fabricación al tajo donde pretende extenderse.
- Extendido del aglomerado.
- Compactación de la capa en tongadas.

## Preparación de la superficie

Con anterioridad a la ejecución de la capa bituminosa deben estudiarse previamente las **características geométricas** de la superficie sobre la que se extenderá dicha mezcla. Las mayores dificultades se presentan en las operaciones de refuerzo de carreteras antiguas, donde el perfil geométrico puede tener desperfectos de todo tipo y cuya completa corrección no puede realizarse con la extensión de una única capa.

Una vez decidida la geometría se procede a la **preparación física** de la superficie de apoyo, aplicando un barrido enérgico que elimine la suciedad y el polvo depositados para posteriormente efectuar un riego de imprimación o de adherencia según se trate de una capa granular o bituminosa respectivamente. En el caso de tratarse de una superficie de apoyo bituminosa deberán además eliminarse las zonas que presenten contenido excesivo de ligante (exudaciones).

Un problema diferente se plantea cuando va a extenderse una mezcla bituminosa como capa de refuerzo sobre un pavimento envejecido y agrietado; en este caso resulta conveniente fresar la superficie para eliminar el material envejecido y así conseguir que el refuerzo sea efectivo.

## Transporte

El aglomerado se transporta desde la central donde ha sido fabricado mediante camiones volquete de caja metálica basculante. Para impedir la contaminación del ligante, la superficie de la caja deberá estar bien limpia, así como ligeramente humedecida con agua jabonosa para evitar que la mezcla se adhiera a las paredes. Además la caja suele ser hueca, de forma que el humo que sale por el tubo de escape a alta temperatura es redirigido hacia el interior de la caja, ayudando a mantener caliente la mezcla durante todo el recorrido.

La parte superior del camión debe ir cubierta con una lona que evite la penetración de partículas extrañas en el aglomerado, así como la excesiva pérdida de calor que produce el exponer la mezcla a la intemperie. Esta medida es si cabe más recomendable en caso de bajas temperaturas o tiempo lluvioso.

A pesar de todas estas medidas, la **velocidad de enfriamiento** de la mezcla hace que no sea factible su uso pasado un determinado tiempo desde su salida de la central. Por ello deberán diseñarse itinerarios de transporte que comprendan vías de tráfico lo más fluido posible. Los factores que más influyen en el enfriamiento de la mezcla son la temperatura ambiente y el viento; tal es su influencia que las distancias de transporte pueden variar desde pocos kilómetros en tiempo frío y ventoso hasta más de cien en época estival.

Es importante controlar la temperatura con la que las mezclas en caliente llegan al tajo de extensión. Si es muy elevada (superior a 180° C) puede indicar que en la

fabricación el ligante ha alcanzado una temperatura excesiva, con un cierto peligro de oxidación o envejecimiento prematuro; si es baja (inferior a 135° C) la compactación no va a poder realizarse correctamente. En ambos casos debe devolverse el camión a la planta de origen.

Otro aspecto a vigilar desde el punto de vista de la calidad de la mezcla son las posibles segregaciones que puedan producirse durante la carga y descarga de los camiones; para evitarlas, la altura de descarga debe ser la mínima posible. También debe evitarse la formación de montones cónicos, haciendo que durante la carga el camión se mueva lentamente, ayudando manualmente a su distribución lateral si fuera preciso.

### Extendido

La extensión de mezclas bituminosas en caliente se realiza normalmente por medio de maquinaria específica, empleando las llamadas **extendedoras**. Cuando el camión que transporta la mezcla desde la planta de fabricación llega al tajo, se aproxima marcha atrás hacia la extendidora hasta tocar su parte delantera, basculando entonces la caja para verter el aglomerado sobre la tolva de recepción.

Una vez depositado el producto sobre la extendidora, una serie de dispositivos mecánicos –generalmente un sistema de cintas transportadoras– conducen el aglomerado a la parte trasera del aparato, regulando el paso de la cantidad necesaria de material. A continuación la mezcla es distribuida transversalmente por unos husillos helicoidales que además realizan un remezclado que corrige eventuales segregaciones.



Fig. 23.7 – Proceso de carga de una extendidora

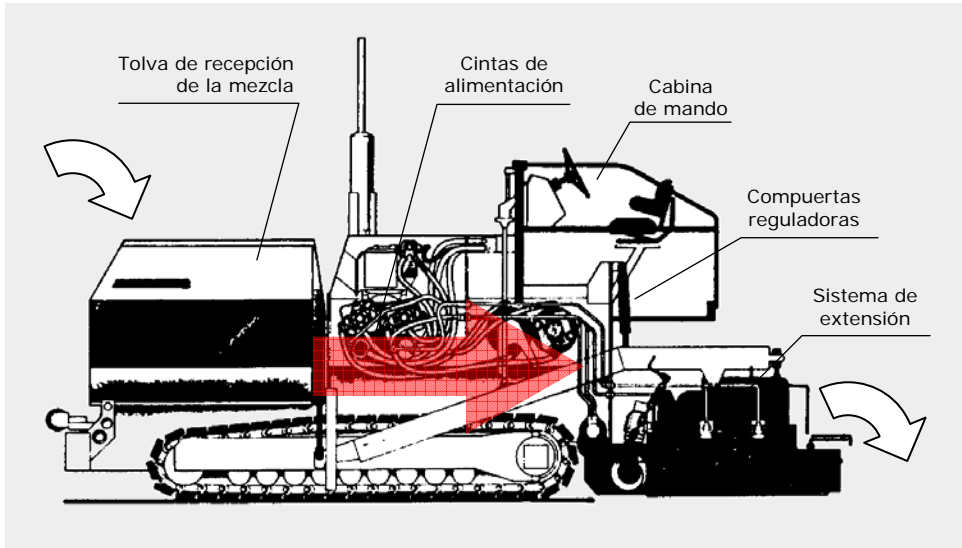


Fig. 23.8 – Esquema de funcionamiento de una extendedora

Finalmente, la mezcla es puesta en obra a través de un pistón vertical o *tamper*, que la precompacta en todo el ancho de extensión. La colocación y acabado definitivo es efectuado por la maestra o regla vibrante, que se apoya sobre la mezcla recién extendida; dicho listón va dotado de un movimiento vibratorio que realiza el acabado superficial y aumenta la precompactación dada por el pistón.

El control geométrico del espesor de la mezcla se realiza mediante un sistema automático de nivelación formado por un **palpador** que va recorriendo un hilo previamente nivelado mediante estacas, paralelo a la rasante a conseguir, situado en el margen de la calzada. En el caso de las zonas urbanas, la referencia de nivelación puede ser el bordillo de la acera.

La velocidad de extensión debe ajustarse al ritmo de suministro de la mezcla por parte de la central de producción, debiendo mantenerse a lo largo de todo el proceso una velocidad constante que asegure una buena regularidad superficial.

## Compactación de la capa en tongadas

Las operaciones de compactación tienen por objeto que la mezcla alcance la densidad mínima especificada en proyecto, que suele ser de entre el 95 y el 98% de la obtenida en el ensayo Marshall. Además, la compactación debe realizarse de manera uniforme en toda la superficie extendida, a fin de que el perfil definitivo coincida con el previsto en el proyecto.

Para cumplir estos dos requisitos es preciso que la temperatura de la mezcla en obra sea suficientemente elevada (superior a 120° C), aunque no demasiado ya que podrían producirse arrollamientos al pasar los compactadores.

Para materializar el proceso se emplean los denominados **trenes de compactación**, formados por diversos aparatos que sucesivamente atraviesan la superficie a apisonar. Se diferencian tres tipos de trenes en función del número de máquinas y fases que lo componen:

- (a) Tren de fase única: Consta únicamente de un rodillo vibratorio de llanta lisa, cuya frecuencia de vibrado difiere de la empleada en la compactación de suelos y capas granulares, ya que resultaría perjudicial para este tipo de capas. Este método de compactación se emplea habitualmente en Francia.
- (b) Tren de doble fase: Se compone de un rodillo estático de llanta lisa que efectúa una primera compactación de tipo medio y un compactador de neumáticos con mayor carga por eje, que efectúa una compactación definitiva mucho más enérgica. Es el método empleado actualmente en nuestro país.
- (c) Tren de triple fase: Consta de tres máquinas; primeramente se emplea un rodillo estático de llanta lisa con poca carga por eje, que efectúa una precompactación de la mezcla; la segunda fase se realiza también con rodillos estáticos de llanta lisa, pero esta vez con un mayor tonelaje; por último se acomete la tercera fase, llevada a cabo por un compactador de neumáticos lisos con mucha más carga por eje, encargado de dar un acabado rugoso y uniforme al firme. Los neumáticos van regados con agua para evitar la adherencia del betún al neumático.

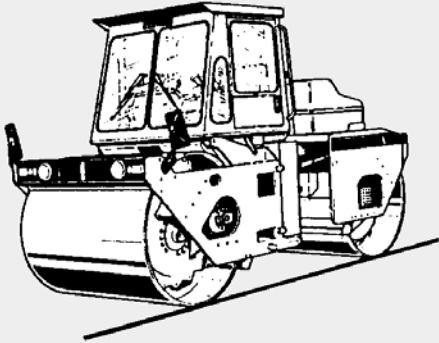
## 2.7. Control de calidad

En el control de calidad de las mezclas bituminosas en caliente (MBC) se pueden distinguir cuatro fases bien diferenciadas:

- Control de los componentes de la mezcla.
- Control del proceso de fabricación.
- Control de la puesta en obra.
- Control de la unidad de obra terminada.

### Control de los componentes

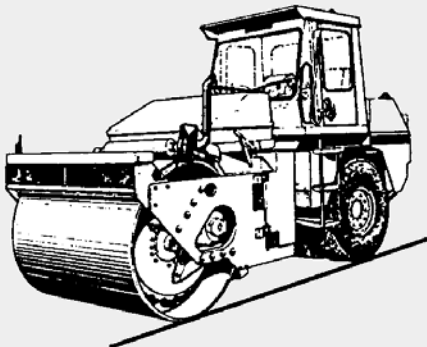
En la primera fase hay que realizar los correspondientes ensayos, tanto en origen como en el lugar de fabricación, para garantizar que los materiales básicos cumplen lo especificado en los pliegos de prescripciones.



COMPACTADORES VIBRATORIOS DE RODILLOS LISOS



COMPACTADORES DE NEUMATICOS



COMPACTADORES MIXTOS

Fig. 23.8 – Tipos de compactadores empleados en capas bituminosas

## Control del proceso

En la central de fabricación se debe controlar, en primer lugar, el buen funcionamiento de sus diversos elementos, poniendo especial atención en la calibración de los sistemas de dosificación, así como también de los indicadores de temperaturas.

Sobre la mezcla fabricada se deben realizar periódicamente controles de contenido de ligante y de granulometría de los áridos, para lo cual han de llevarse a cabo **ensayos de extracción** (NLT-164 y NLT-165). Con una frecuencia menor, hay que fabricar probetas y comprobar que se satisfacen las características mecánicas y de contenido de huecos que fueron fijadas en el proceso de dosificación.

## Control de la puesta en obra

En la puesta en obra es fundamental controlar la **temperatura del material** y que dicho proceso, empezando por la preparación de la superficie existente, se ajuste a lo especificado en los pliegos de prescripciones, a las indicaciones del Director de Obra y a las correspondientes normas de buena práctica. Hay que atender también a las condiciones climatológicas, debiéndose suspender la extensión de la mezcla cuando la temperatura ambiente es inferior a 5 °C con tendencia a disminuir, o cuando hay una lluvia apreciable. Un viento intenso constituye también un factor negativo a tener en cuenta.

Terminada la compactación, hay que comprobar que se ha alcanzado la densidad especificada. Independientemente de la necesaria **extracción de testigos** con sonda rotativa, lo que sirve también como comprobación de espesores y para poder controlar en el laboratorio las características mecánicas de la mezcla, los métodos de control de mayor rendimiento son los basados en técnicas nucleares, similares a los que se utilizan para el control de la compactación de los suelos. Aunque con ellos no se obtiene una medida absolutamente precisa de la densidad de la capa, proporcionan unos valores relativos suficientemente significativos no sólo del grado de compacidad, sino también de la homogeneidad de la capa.

## Control de la unidad terminada

Finalmente, ha de controlarse la **regularidad** de la superficie terminada, comprobando si se ajusta a los planos del proyecto y a las exigencias de los pliegos de prescripciones técnicas. En el caso de capas de rodadura, la regularidad superficial es fundamental como indicativo de la calidad alcanzada.

En las capas de rodadura, el control de calidad finaliza con la medida de la macrotextura y de la resistencia al deslizamiento. En España, el PG-4 establece que no antes de transcurridos dos meses desde la apertura al tráfico, pero dentro del plazo de garantía de la obra, se efectúe el ensayo del círculo de arena (NLT-335) y se mida la resistencia al deslizamiento mediante el péndulo de fricción del TRRL (NLT-175).

### 3. MEZCLAS BITUMINOSAS EN FRÍO

Se define como mezcla bituminosa en frío (MBF) la combinación de áridos y un ligante bituminoso en la que no es preciso calentar previamente los áridos. Además su puesta en obra se realiza a temperatura ambiente, por lo que desaparecen los problemas de transporte a largas distancias.

Las mezclas en frío tienen su principal campo de aplicación en la construcción y en la conservación de carreteras secundarias, puesto que en estas obras no se suelen justificar económicamente las instalaciones más complejas que se requieren para la fabricación de las mezclas bituminosas en caliente. Por otro lado, en obras de carreteras importantes siempre suele ser preferible recurrir a las mezclas en caliente, puesto que con ellas es más fácil garantizar la alta calidad exigida.

#### 3.1. Tipología

Dentro de las mezclas en frío se pueden distinguir dos grandes grupos. En primer lugar están las **mezclas abiertas**, llamadas AF y GF en la normativa española, que son las más empleadas. Se caracterizan por su trabajabilidad tras su fabricación, incluso durante semanas. Dicha trabajabilidad se basa en que el ligante permanece con baja viscosidad, debido a que se emplean emulsiones de betún fluidificado. Después de la puesta en obra en capas de reducido espesor, el aumento de la viscosidad es rápido; sin embargo, es muy lento en acopios, en los que únicamente endurece la superficie, siendo así viable el almacenamiento. En las capas ya extendidas, la evaporación del fluidificante es posible debido a que la granulometría es abierta, con pequeñas proporciones de árido fino, lo que supone un elevado porcentaje de huecos en la mezcla.

El segundo grupo de mezclas en frío está formado por las **mezclas densas**, denominadas DF y SF en la normativa española. Se fabrican con emulsiones de rotura lenta sin ningún tipo de fluidificante. Aunque pueden compactarse después de haber roto la emulsión (la presencia de agua supone una lubricación de las partículas de árido), no conviene ponerlas en obra si no son suficientemente trabajables. Por otro lado, no pueden abrirse al tráfico hasta que han alcanzado una resistencia suficiente. Este proceso se suele denominar de maduración; consiste básicamente en la evaporación del agua procedente de la rotura de la emulsión y es relativamente lento, debido a que la granulometría cerrada del árido hace que la mezcla tenga una pequeña proporción de huecos. Se emplean mucho menos que las mezclas abiertas en frío.

#### 3.2. Especificaciones

El PG-4 especifica los siguientes tipos de mezclas en frío en función de su granulometría –tamaño máximo del árido- y del índice de huecos o apertura de la



misma. La tabla que a continuación se reproduce recoge todos los tipos de mezclas contemplados en España:

TAMIZ UNE	CERNIDO PONDERAL ACUMULADO (%)											
	DENSА			SEMIDENSА			GRUESА			ABIERTA		
	DF12	DF20	DF25	SF12	SF20	SF25	GF12	GF20	GF25	AF12	AF20	AF25
40			100			100			100			100
25		100	80-95		100	80-95		100	75-95		100	65-90
20	100	80-95		100	80-95		100	75-95		100	65-90	
12.5	80-95		62-77	80-95		60-75	75-95		47-67	65-90		30-55
10		60-75			60-75			47-67			35-60	
5	65	47-62	45-60	47-62	42-58	40-55	30-48	28-46	26-44	20-40	15-35	10-30
2.5		35-50			30-45			20-35			5-20	
0.32		13-23			10-18			5-14				
0.08		3-8			2-7			1-5			0-4	
% ligante residual	4.0-5.5			3.5-5.0			3.0-4.5			2.5-4.0		

Fuente: PG-4/88

Al igual que ocurría en las mezclas en caliente, la normativa también establece el espesor de la capa compactada que debe cumplirse en función del tipo de mezcla empleada:

ESPESOR (cm)	TIPO DE MEZCLA
< 4	DF-12, SF-12, GF-12, AF-12
4-6	DF-20, SF-20, GF-20, AF-20
> 6	DF-25, SF-25, GF-25, AF-25

Fuente: PG-4/88



El análisis de las propiedades y funciones de las diferentes capas que integran el firme, y que ha sido objeto de estudio a lo largo de todo el pasado bloque temático, tiene su desenlace en este capítulo, donde dichas capas se dimensionan en base a diversos métodos y procedimientos de cálculo.

El **cálculo de firmes** constituye por tanto la aplicación práctica de lo que se ha dado en llamar *Mecánica de Firmes*. Como ya adelantábamos, su objetivo no es otro que definir los materiales y espesores de las capas que lo constituyen, siendo ambos aspectos los que determinarán sus características estructurales a corto y largo plazo.

Para dimensionar firmes –tanto flexibles como rígidos– existen gran variedad de métodos y modelos de comportamiento, clasificándose genéricamente en analíticos y empíricos. Naturalmente, las hipótesis de cálculo no serán las mismas en los firmes flexibles que en los rígidos, ya que la forma de resistir las solicitaciones varía radicalmente entre uno y otro tipo.

En cualquier caso, y sea cual sea el método de cálculo adoptado, el fin que se persigue no es otro que proyectar una estructura multicapa económicamente satisfactoria que sea capaz de servir como **sopORTE** a la rodadura de los vehículos durante un tiempo mínimo adecuado y previsto –el período de proyecto–, sin que los materiales que la constituyen ni las capas de suelo subyacentes se deformen de forma excesiva.

## 1. FACTORES A CONSIDERAR EN EL CÁLCULO

El proyecto de un firme debe perseguir una optimización resistente y funcional de la estructura, con un coste global mínimo que incluya los costes de construcción, conservación y rehabilitación en un periodo comprendido entre los 30 y 50 años, denominado **periodo de proyecto**.

Como en todo problema de diseño estructural, en el cálculo de firmes se emplean **hipótesis** básicas sobre materiales, condiciones externas, sollicitaciones o evolución y deterioro de la estructura, generalmente diferentes según el método de dimensionamiento empleado y el tipo de firme estudiado.

No obstante, pueden extrapolarse una serie de factores comunes a todos ellos, y que seguidamente se enumeran:

- El tráfico
- La explanada
- El clima
- Los materiales disponibles
- Otros factores

### El tráfico

Del amplio abanico de vehículos que componen el flujo de tráfico en una carretera interesa conocer el porcentaje de vehículos con más carga por eje –vehículos pesados-, así como la cuantía máxima de dicha carga esperada en el carril de proyecto –aquél más solicitado, y que por tanto determinará la estructura del firme- durante el periodo de proyecto adoptado.

La **repetición de cargas** y la acumulación de sus efectos en el firme durante dicho intervalo de tiempo también juegan un importante papel fundamental, ya que es el continuo proceso de carga/descarga el causante del proceso de **fatiga** del firme, decisivo a la hora de determinar la vida útil de la carretera.

Además, se tendrán en consideración las máximas presiones de contacto, las sollicitaciones tangenciales en tramos especiales –curvas, zonas de frenado o aceleración-, las velocidades de circulación de los vehículos pesados –especialmente en rampas- o el sistema de canalización del tráfico previsto.

### La explanada

Como parámetro fundamental para evaluar la competencia mecánica de una explanada se emplea su **capacidad portante**, obtenida mediante el índice CBR, o la resistencia a la deformación por esfuerzo cortante bajo las cargas de tráfico previstas.

También debe tenerse en cuenta la **sensibilidad** del suelo a la humedad, tanto en lo que se refiere a la influencia que ésta tiene sobre la resistencia mecánica del mismo como a las eventuales variaciones de volumen producidas por la presencia intermitente de agua.

## El clima

Este factor suele tenerse en cuenta sobre todo en la **elección de los materiales** –especialmente la dureza de los betunes de penetración- y en determinados aspectos constructivos, como es el dimensionamiento del **sistema de drenaje** (Capítulo 18). En lo que se refiere al diseño puro y simple de la estructura resistente no tienen especial influencia.

Son objeto de consideración las temperaturas extremas diarias y estacionales, el régimen y la cuantía de las precipitaciones y la posible presencia de hielo o nieve sobre el pavimento, con el subsiguiente empleo de sales fundentes o cadenas por parte de los vehículos. En climas muy fríos (continentales y periglaciares) tienen gran incidencia los fenómenos de hielo-deshielo.

## Materiales disponibles

Los materiales escogidos para el diseño de una capa son determinantes para conferir un determinado comportamiento mecánico al firme; además, de su correcta combinación depende la obtención de la sección de firme técnica y económicamente más adecuada.

Los materiales empleados en carreteras tiene diversa procedencia: por una parte, se considerarán los **áridos** que, cumpliendo las características de calidad exigidas y hallándose en la cantidad necesaria, estén ubicados en yacimientos o canteras emplazados a una distancia razonable de la obra, para no encarecer en exceso su precio; por otra, se considerarán los materiales básicos de mayor coste: **ligantes bituminosos** (betunes y derivados) y conglomerantes hidráulicos (cementos), principalmente.

## Otros factores

Otros factores que en ocasiones afectan de manera importante al proyecto de un firme son la eventual iluminación de la vía, el entorno o medio ambiente que la rodea, el equipamiento y la experiencia de las empresas constructoras o ciertas medidas de política general y local.

En general, todos los factores anteriormente indicados suelen estar sujetos una vez más por el apretado corsé que a veces supone el **presupuesto disponible** para la realización de una determinada obra.

## 2. MÉTODOS DE CÁLCULO

Independientemente de que se pretenda dimensionar firmes flexibles o rígidos, existen dos vías diferentes para abordar el problema, según se siga un **método analítico** –también denominado racional- o un **método empírico**.

El procedimiento analítico de dimensionamiento de un firme se basa –análogamente a otras estructuras proyectadas en Ingeniería- en la formulación de hipótesis previas para posteriormente abordar cálculo de las tensiones y deformaciones producidos por la acción simultánea de las cargas del tráfico y las generadas por las variaciones térmicas y climáticas, comparando los resultados obtenidos con los valores admisibles en cada caso.

Por su parte, los métodos empíricos proporcionan, para cada combinación posible de los factores básicos de dimensionamiento, soluciones que se han obtenido por acumulación de experiencias sobre el comportamiento normal de los firmes en tramos con tráfico real, tramos experimentales con tráfico especial o pistas de ensayo.

En la actualidad existe una **aproximación** creciente entre ambos métodos, ya que como suele ocurrir con todos los conceptos aparentemente antagónicos, se complementan mutuamente. De este modo, los métodos analíticos incorporan los resultados empíricos tanto para elaborar los modelos de comportamiento del firme en los que se basan como en el posterior análisis de los resultados obtenidos en el cálculo.

### 2.1. Métodos analíticos o racionales

Este tipo de procedimientos de cálculo requieren una **modelización** previa, tanto de la sección estructural como de las cargas, es decir, realizar una abstracción de sus propiedades reales y asimilarlas a una serie de funciones matemáticas a partir de las cuales se establecen los correspondientes algoritmos para el cálculo tensional y deformacional, generalmente empleando matrices.

El análisis de los resultados obtenidos se dirige a determinar el número de aplicaciones de la carga modelo que puede soportar la estructura antes de llegar a la rotura, es decir, su **fatiga**. Si dicho valor admisible supera al esperado según los correspondientes estudios de tráfico, sólo resta comprobar la sección desde los puntos de vista constructivo y económico.

Seguidamente detallaremos los métodos más usuales en cálculo analítico de firmes, tanto flexibles como rígidos.

#### Firmes flexibles

Las teorías y métodos más extendidos para la resolución de este tipo de firmes se basan en las **hipótesis generales** de la Elasticidad, que de forma resumida son:

- Los materiales se comportan como medios elásticos lineales, homogéneos e isotropos. Esto significa la proporcionalidad entre los tensores tensión y deformación, por lo que bastan dos parámetros –módulo de elasticidad (E) y coeficiente de Poisson ( $\nu$ )- para definir el comportamiento del material.
- Las capas se prolongan infinitamente en el plano horizontal, no ocurriendo así en profundidad; debe exceptuarse la capa inferior, que se considera como un macizo semiindefinido de Boussinesq.
- Los macizos multicapa están sometidos a la acción de una carga estática que ejerce una presión vertical uniforme sobre el área de la superficie superior de dicho macizo.

Partiendo de las hipótesis anteriores, diversos autores han establecido teorías que se pueden agrupar en tres categorías diferentes, según los modelos resistentes que se han empleado para caracterizar el firme:

- (a) Teorías bicapa de Burminster y tricapa de Jones: Cada capa es considerada como un cuerpo elástico de tres dimensiones, con adherencia perfecta a las otras capas. Actualmente, debido al masivo empleo de ordenadores, se han generalizado este tipo de métodos ampliando el número de capas a 4 ó 5.
- (b) Teorías bicapa de Hogg y tricapa de Jeuffroy: La capa superior se asimila a una placa delgada que desliza sobre la superficie de la inferior. El macizo es un sistema bicapa formado por materiales que responden a los principios establecidos por Boussinesq en su teoría sobre macizos semiindefinidos, que son aquellos con superficie finita y profundidad infinita.
- (c) Teorías de macizos equivalentes: Elaboradas por Ivanov, Odemark y Nijboer, reemplazan el sistema multicapa por un macizo semiindefinido de Boussinesq equivalente.

De todas ellas, suele emplearse la **Teoría multicapa de Burminster** (1.954) dado su carácter general, lo que permite adaptarla a cualquier situación particular. Según esta teoría, los firmes flexibles pueden asimilarse a un macizo multicapa (que emula el firme) apoyado sobre otro semiindefinido de Boussinesq (que trata de sustituir al terreno). Las hipótesis que establece son las siguientes:

- La carga se representa mediante una presión vertical distribuida uniformemente sobre un área circular en la superficie del pavimento, actuando de manera estática.
- Cada capa actúa como un medio elástico lineal, homogéneo, isotopo, continuo, de espesor constante e indefinido horizontalmente.
- Las capas apoyan unas sobre otras de forma continua, es decir, en toda su superficie. Las condiciones de adherencia entre ellas –existencia de tensiones

tangenciales en la superficie de contacto- presentan dos variantes: adherencia total (hipótesis optimista) o nula (hipótesis pesimista).

- No se considera el efecto de los gradientes térmicos. La influencia de la temperatura en los módulos ( $E$ ,  $\nu$ ) de los materiales sólo puede ser tenida en cuenta repitiendo el análisis para diferentes valores de dichos módulos.
- Se admite que los desplazamientos en el sistema son pequeños.

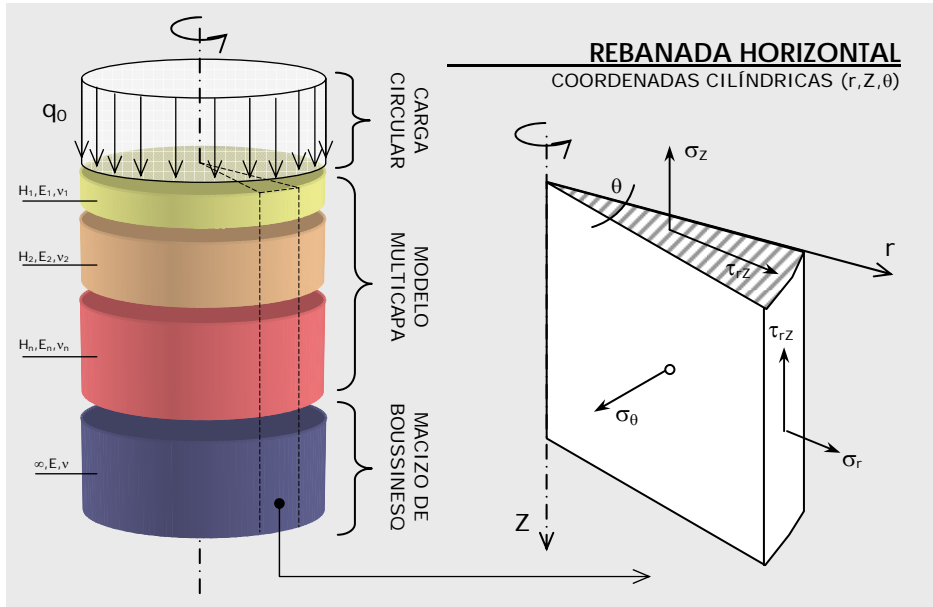


Fig. 24.1 – Modelo multicapa de Burminster empleado en firmes flexibles

### Firmes rígidos

Los firmes rígidos se modelizan como **losas de dimensiones limitadas** apoyadas sobre macizos semiindefinidos o macizos multicapa. De entre las teorías existentes destaca la del ingeniero danés Westergaard (1.926), el cual estableció un modelo constituido por una losa de características elásticas lineales apoyada sobre un macizo semiindefinido de Winkler.

El funcionamiento de este modelo se basa en que la reacción que el apoyo –neumático- transmite a la losa es proporcional al desplazamiento producido ( $F=k \cdot x$ ), con un comportamiento similar a como si estuviese sobre un conjunto de muelles o flotando sobre un líquido compresible (losa flotante).

Además, para el dimensionamiento de este tipo de firmes deben considerarse dos situaciones extremas provocadas por la **temperatura**, a saber:

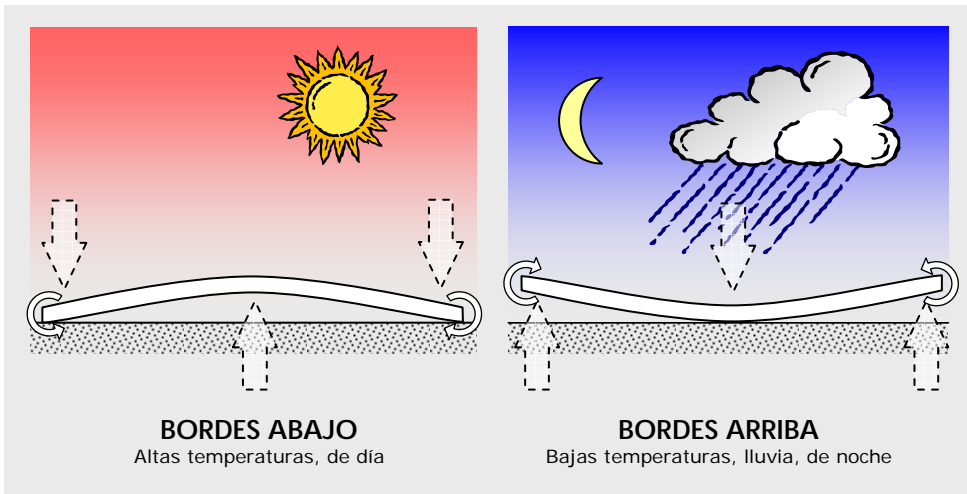


Fig. 24.2 – Efecto de la temperatura sobre las losas de hormigón

- **Bordes de la losa arriba:** Gradiente de temperatura creciente en profundidad, flexión positiva, geometría cóncava (∪).
- **Bordes de la losa abajo:** Gradiente de temperatura decreciente en profundidad, flexión positiva, geometría convexa (∩).

En función de estas situaciones y de la posición de la carga se establecen las **hipótesis de carga** más desfavorables a considerar en este tipo de elementos:

- Carga aplicada en una esquina con losa combada bordes arriba.
- Carga de borde, en el lateral de la losa, con losa arqueada bordes abajo.
- Carga interior con la losa abombada bordes arriba.

## Leyes de fatiga

Las **leyes de fatiga** son expresiones matemáticas obtenidas en laboratorio y calibradas con estudios de comportamiento a escala real con las que se determina el número  $N$  de aplicaciones de carga-tipo que puede soportar el material estudiado antes de llegar a la rotura. Si cada aplicación produce una determinada tensión ( $\sigma$ ) y su correspondiente deformación ( $\epsilon$ ), las leyes de fatiga se pueden expresar como:

- Materiales bituminosos, capas granulares y explanadas:  $\epsilon = K \cdot N^{-\alpha}$
- Materiales tratados con conglomerantes hidráulicos:  $\frac{\sigma}{\sigma_{\max}} = 1 - (A \cdot \log N)$



La comparación del valor admisible de aplicaciones de la carga-tipo con el tráfico esperado requiere establecer la equivalencia entre el espectro de cargas –el conjunto de todos los valores de las cargas con sus correspondientes frecuencias de aplicación- que constituye dicho tráfico y el número de aplicaciones (N) de la carga-tipo ( $P_0$ ) que produciría el mismo efecto destructivo en el firme. Dicha equivalencia suele basarse en los siguientes principios preconizados por la AASHTO:

- Un eje simple de  $P_i$  toneladas equivale a un número de ejes simples de  $P_0$  en función de la expresión:

$$e_i = \left( \frac{P_i}{P_0} \right)^a$$

donde  $a$  es un coeficiente que depende del tipo de firme, tomándose usualmente 4 para flexibles, 8 para semirrígidos y 12 para rígidos.

- Un eje tándem de  $Q_i$  toneladas equivale a un número de ejes simples de  $P_0$  según la siguiente expresión:

$$e_i = \beta \cdot \left( \frac{Q_i}{P_0} \right)^a$$

donde  $a$  presenta los mismos valores que en caso anterior y  $\beta$  vale 2.5 en el caso de firmes rígidos y 1.4 en el resto de firmes.

El número  $N_i$  equivalente de aplicaciones de carga respecto de la carga-tipo  $P_0$  será igual a:

$$N_i = \frac{N}{e_i}$$

Si la fatiga del firme se produce por  $N_i$  aplicaciones de la carga  $P_i$ , el grado de fatiga ( $f_i$ ) producido por una única aplicación de la misma será:

$$f_i = \frac{1}{N_i}$$

En consecuencia, el **grado total de fatiga** (F) ocasionado por un conjunto o espectro de cargas aplicadas, cada una de ellas  $n$  veces, será igual a la suma de sus grados de fatiga individuales, según enuncia la **Ley de Miner**:

$$F = \sum_i f_i \cdot n_i = \sum_i \frac{n_i}{N_i}$$

A continuación se plantea un ejercicio donde se plantea el problema de comprobación del grado de fatiga de diversos firmes en función a un espectro de cargas-tipo habitualmente empleado por la AASHTO.

## E.21

## Grado de fatiga de diversos firmes

Para determinar la resistencia a la fatiga de diversos firmes se ha encargado un estudio teórico basado en la aplicación del siguiente espectro de cargas AASHTO, compuestas por un eje simple:

Carga (T)	Número de aplicaciones	Carga (T)	Número de aplicaciones
5	25.000	11	300.000
7	75.000	13	150.000
9	200.000	15	100.000

Si se emplea una carga-tipo de 13 toneladas, para un número N de 1.000.000, determinar el grado de fatiga de los siguientes firmes:

## (a) Firme flexible

Debemos aplicar el espectro de cargas, teniendo en cuenta que al tratarse de un firme flexible  $a=12$ . De la aplicación de las fórmulas anteriormente deducidas, obtendremos la siguiente tabla:

$P_i$ (T)	$n_i$	$e_i=(P_i/13)^4$	$N_i=N/e_i$	$f_i=1/N_i$	$f_i \cdot n_i$ (%)
5	25.000	0.02	50.000.000	$2 \cdot 10^{-8}$	0.05
7	75.000	0.08	12.500.000	$8 \cdot 10^{-8}$	0.6
9	200.000	0.22	4.545.455	$22 \cdot 10^{-8}$	4.4
11	300.000	0.51	1.960.784	$51 \cdot 10^{-8}$	15.3
13	150.000	1.0	1.000.000	$100 \cdot 10^{-8}$	15.0
15	100.000	1.8	555.556	$180 \cdot 10^{-8}$	18.0
GRADO DE FATIGA PRODUCIDO POR LAS CARGAS				$F=\sum f_i \cdot n_i$	<b>53.35%</b>

## (b) Firme rígido

En este caso,  $a=12$ . De la aplicación de las mismas fórmulas anteriormente empleadas obtendremos la siguiente tabla:

$P_i$ (T)	$n_i$	$e_i=(P_i/13)^{12}$	$N_i=N/e_i$	$f_i=1/N_i$	$f_i \cdot n_i$ (%)
5	25.000	$105 \cdot 10^{-7}$	$9.52 \cdot 10^{10}$	$1.05 \cdot 10^{-11}$	-
7	75.000	$594 \cdot 10^{-6}$	$1.68 \cdot 10^9$	$5.95 \cdot 10^{-10}$	0.004
9	200.000	0.012	83.333.333	$1.20 \cdot 10^{-8}$	0.0024
11	300.000	0.135	7.407.407	$1.35 \cdot 10^{-7}$	0.04
13	150.000	1.0	1.000.000	$1 \cdot 10^{-6}$	15.0
15	100.000	5.57	179.856	$5.56 \cdot 10^{-6}$	55.6
GRADO DE FATIGA PRODUCIDO POR LAS CARGAS				$F=\sum f_i \cdot n_i$	<b>70.64%</b>

## 2.2. Métodos empíricos

Como se ha indicado anteriormente, los métodos empíricos proponen secciones estructurales cuyo comportamiento ha sido contrastado experimentalmente, pero que a menudo han sido también comprobadas analíticamente.

### Tipología

Los principales métodos de carácter empírico empleados actualmente son:

- (a) Carreteras con tráfico real: Se trata de carreteras normales dentro de la red viaria en las que se construyen secciones estructurales tipo para analizar su comportamiento y evolución en función del tráfico y del tiempo. Los principales inconvenientes que presenta son la heterogeneidad del tráfico y la larga duración del periodo de ensayo. Se emplean desde hace medio siglo en Gran Bretaña, por lo que sus resultados son bastante fiables.
- (b) Tramos especiales con tráfico especial: En ellos se controla y aumenta la carga e intensidad del tráfico, a fin de obtener resultados en un tiempo más reducido que en el caso anterior.

Destaca por la trascendencia de sus resultados el **ensayo AASHO**, para el cual se construyeron unos circuitos especiales, sobre los que circularon camiones del ejército durante nada menos que 25 meses, llegando a aplicar sobre una sección cualquiera un total de 1.114.000 pasadas, cifra relativamente baja por otra parte. Sus conclusiones sirven de base a la mayoría de los métodos empíricos actuales.

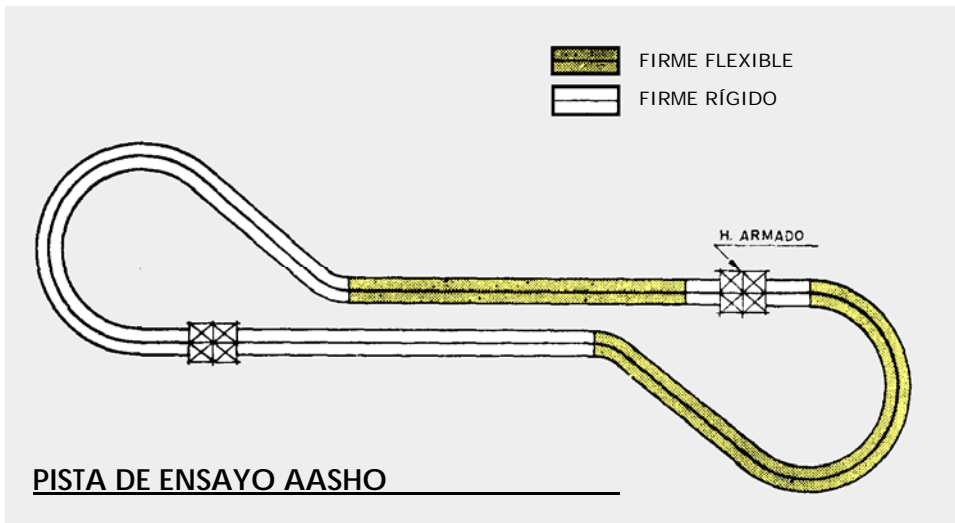


Fig. 24.3 – Pista de ensayo empleada por la AASHO

- (c) Pistas de ensayo: Son circuitos a escala real en los que se reproducen aceleradamente los efectos del tráfico. Constan generalmente de una pista circular de 3 a 35 m. de diámetro sobre la que se hace pasar un tren de ruedas simples o dobles que giran constantemente. Se emplean de forma generalizada en laboratorios de experimentación –entre ellos el CEDEX- desde principios de la década de los 80.

## Procedimiento empleado

Todos los métodos enumerados anteriormente tienen en común la sistemática siguiente, que se resume en tres puntos:

- Adopción de un **periodo de proyecto** o tiempo que el firme tarda en llegar a un grado de deterior que hace necesaria su rehabilitación estructural. Éste suele ser de 30 años en firmes con un pavimento de hormigón, 20 años en firmes bituminosos y 10 años en refuerzos bituminosos.
- Determinación de los **factores básicos** de dimensionamiento:
  - Variación del tráfico de proyecto: Número de vehículos pesados durante un día medio (IMDP), ejes equivalentes de la carga tipo ( $e_i$ ) acumulados durante el periodo de proyecto o durante un día medio, etc. Se suelen aceptar los mismos principios de equivalencia indicados para los métodos analíticos.
  - Caracterización de la capacidad de soporte de la explanada: Para ello se emplean ensayos que miden la capacidad portante (índice CBR), placa de carga, triaxial, módulo de balasto K, etc.
  - Definición de los materiales normalizados para las distintas capas: Normalmente suele hacerse referencia a un pliego de prescripciones técnicas generales, el PG-4 en el caso de nuestro país. En Estados Unidos se utiliza el método de la AASHTO, el cual emplea los denominados coeficientes de capa: la capacidad resistente del material se representa mediante un número que permite establecer equivalencias entre distintos materiales.
  - Caracterización de las condiciones locales y estacionales: Se engloban factores como la temperaturas máximas y mínimas, pluviometría, condiciones de drenaje, etc. Estas condiciones pueden tener una gran influencia en el comportamiento de los firmes, aunque suelen considerarse de manera muy simplificada.
- Presentación de la **solución** o soluciones mecánicamente factibles para cada combinación de los factores básicos. Los procedimientos de representación son muy variados, abarcando desde nomogramas hasta tablas, pasando por ábacos o catálogos de secciones estructurales.

Es preciso reseñar que cualquier método empírico presenta limitaciones de cara a su generalización fuera del ámbito en que se ha realizado, ya que se falsearían las condiciones para las que éste ha sido diseñado. Por ello, muchos países y organismos dedicados a la gestión de carreteras han diseñado su propio método, aparte de los creados por asociaciones técnicas, agrupaciones de fabricantes, etc.

## Métodos empleados en la actualidad

En el campo de los firmes flexibles, los métodos más conocidos y empleados son los de la empresa Shell (1.978) y el Asphalt Institute norteamericano (1.981). Para firmes rígidos, el más difundido es el de la Portland Cement Association (PCA, 1.984). Un método que abarca ambos tipos de firme es el de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 1.986).

En Europa se han puesto a punto desde hace más de veinte años métodos empíricos desarrollados por las correspondientes administraciones estatales y cuyas soluciones vienen dadas en forma de **catálogos de secciones estructurales**.

En nuestro país, la Dirección General de Carreteras publicó en 1.975 las Normas 6.1-IC para firmes flexibles y 6.2-IC para firmes rígidos de carreteras de nueva construcción. En los años siguientes, y tras varias revisiones, se emprendió un proceso encaminado a analizar y modificar las secciones normalizadas para todo tipo de carreteras. Fruto de este trabajo es la **Instrucción 6.1 y 6.2-IC sobre secciones de firme**, publicada en 1.989 por dicho organismo.

## 3. CÁLCULO SEGÚN LA INSTRUCCIÓN DE CARRETERAS

La Instrucción presenta una **amplia gama de secciones estructurales** para firmes de nueva construcción, así como para la reconstrucción total de firmes existentes. No excluye, sin embargo, la posibilidad de otros tipos de soluciones que se justifiquen debidamente.

Para cada combinación de categoría de tráfico y de categoría de explanada se dan varias secciones posibles entre las que ha de elegirse en cada caso concreto la más adecuada en función de consideraciones técnicas y económicas.

Debe puntualizarse que esas soluciones no son estrictamente equivalentes, ya que aparte de que los materiales imponen ciertos espesores mínimos constructivos todavía no se trabaja con un sistema de gestión de firmes. Por tanto, no se tiene en cuenta la diferente evolución –que no se conoce suficientemente- de los firmes bajo el tráfico real, ni la conservación, refuerzo, rehabilitación y valor residual que conlleva cada solución, ni los costes del usuario, tanto de funcionamiento –superficie de rodadura- como de demoras y accidentes durante las obras de conservación. Además,

las secciones con hormigón vibrado han sido calculadas para un período de servicio de 30 años, en tanto que las restantes lo han sido sólo para 20 años.

La elección de la sección de firme –o del grupo de secciones- apropiada se realiza aplicando los siguientes criterios, por otra parte coincidentes con los señalados al principio de este capítulo:

- El tráfico pesado
- La calidad de la explanada
- Los materiales disponibles
- El clima

### 3.1. Tráfico pesado

La estructura resistente del firme será función de la intensidad media diaria de vehículos pesados (IMDP) que se prevea en el **carril de proyecto** en el año de la puesta en servicio. La determinación de este valor se puede realizar mediante procedimientos de aforo para este tipo de vehículos, expuestos en el Capítulo 6.

Se entiende por **carril de proyecto** aquél que presenta un mayor estado de carga. Para su determinación –salvo que se disponga de datos concretos- se admitirán las siguientes disposiciones:

- En calzadas de dos carriles y doble sentido de circulación incide sobre cada carril la mitad de los vehículos pesados.
- En calzadas de dos carriles por sentido de circulación inciden sobre el carril exterior la totalidad de los vehículos pesados que circulen en el sentido considerado.
- En calzadas de tres o más carriles por sentido de circulación inciden sobre el carril externo el 85% de los vehículos pesados que circulen en el sentido considerado.







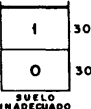






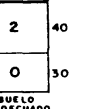








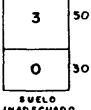



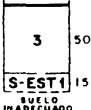
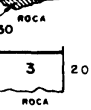
La Instrucción define cinco categorías de tráfico pesado en función de la IMDP, recogidas en la siguiente tabla:

T.83		Categorías de tráfico pesado	
CATEGORÍA		IMDP	
T0		IMDP > 2000	
T1		2000 > IMDP ≥ 800	
T2		800 > IMDP ≥ 200	
T3		200 > IMDP ≥ 50	
T4		IMDP < 50	

La categoría de tráfico pesado a considerar en el dimensionamiento del firme de la calzada principal en autopistas y autovías de nueva construcción no será en ningún caso inferior a la definida como T1.

### 3.2. Explanada

Se establecen tres grupos de explanadas atendiendo principalmente a su capacidad portante, medida a través del índice CBR. Además, para pertenecer a cada uno de estos grupos se exige una determinada tipología de suelo. Estos grupos son:

T.84		Categorías de la explanada				
GRUPO	CBR	TIPOLOGÍA				
<b>E1</b>	≥ 5 < 10	TERRAPLENES Y PEDRAPLENES				
		DESMONTES				
<b>E2</b>	≥ 10 < 20	TERRAPLENES Y PEDRAPLENES				
		DESMONTES				
						
<b>E3</b>	> 20	TERRAPLENES Y PEDRAPLENES				
		DESMONTES				
						

También quedan definidos los distintos materiales que pueden formar parte de la explanada, así como las características y artículos del PG-4 que deben cumplir:

T.85		Materiales utilizables en explanadas	
SÍMBOLO	DEFINICIÓN	ARTÍCULO PG-4	PRESCRIPCIONES
<b>0</b>	Suelo tolerable	330 Terraplenes	
<b>1</b>	Suelo adecuado	330 Terraplenes	
<b>2</b>	Suelo seleccionado	330 Terraplenes	
<b>3</b>	Suelo seleccionado	330 Terraplenes	▪ CBR > 20
<b>T</b>	Material de la zona de transición en pedraplenes	331 Pedraplenes	
<b>S-EST 1</b>	Suelo estabilizado in situ con cal o cemento	510 Suelos estabilizados "in situ" con cal 511 Suelos estabilizados "in situ" con cemento	▪ CBR de la mezcla a los 7 días > 5 ▪ Cemento o cal $\geq$ 2%
<b>S-EST 2</b>	Suelo adecuado estabilizado in situ con cal o cemento	330 Terraplenes 510 Suelos estabilizados "in situ" con cal 511 Suelos estabilizados "in situ" con cemento	▪ CBR de la mezcla a los 7 días > 10 ▪ Cemento o cal $\geq$ 3%
<b>S-EST 3</b>	Suelo adecuado estabilizado in situ con cemento	330 Terraplenes 511 Suelos estabilizados "in situ" con cemento	▪ Resistencia a compresión simple a los 7 días $\geq$ 1.5 MPa

Fuente: Instrucción de Carreteras (6.1 y 6.2-IC)

Para categorías de tráfico pesado T0 y T1 no se admiten las explanadas de categoría E1. Dados los importantes espesores de firme normalizados para dichas categorías de tráfico, resulta muy pequeño el sobrecoste relativo que supone la necesidad de estabilizar los suelos existentes o de traerlos de un préstamo. Además, dicho exceso de coste queda enormemente compensado por la mejora que se consigue en el comportamiento estructural del firme.

La superficie de la explanada debe quedar al menos a 60 cm. por encima del nivel más alto previsible de la capa freática donde el suelo utilizado sea seleccionado, a 80 cm. de donde sea adecuado y a 100 cm. donde sea tolerable. A tal fin han de adoptarse medidas como:

- La elevación de la rasante de la explanada.
- La colocación de drenes subterráneos.
- La interposición de geotextiles o de una capa drenante.



### 3.3. Materiales

Los materiales empleados para la construcción de firmes ya han sido suficientemente detallados en el bloque dedicado a afirmados; no obstante, se hará una breve reseña a los materiales contemplados por la Instrucción, su abreviatura y el artículo del PG-4 donde se hallan sus especificaciones técnicas:

T.86		Materiales utilizables en secciones de firme	
CLAVE	DEFINICIÓN	PG-4	
<b>R</b>	Mezcla bituminosa D ó S (Capa de rodadura)	542	
<b>RD</b>	Mezcla bituminosa P ó PA (Capa de rodadura)	542	
<b>RA</b>	Mezcla bituminosa A ó AF (Capa de rodadura)	542	
<b>I</b>	Mezcla bituminosa D, S ó G (Capa intermedia)	542	
<b>BB</b>	Mezcla bituminosa S, G ó A (Capa base)	542	
<b>ZN</b>	Zahorra natural	500	
<b>ZA</b>	Zahorra artificial	501	
<b>ZAD</b>	Zahorra artificial drenante	501	
<b>SC</b>	Suelocemento	259	
<b>GC</b>	Gravacemento	268	
<b>HM</b>	Hormigón magro	517	
<b>HC</b>	Hormigón comprimido o compactado	516	
<b>HV</b>	Hormigón vibrado en masa	463	
<b>HVA</b>	Hormigón vibrado armado continuo	463	
<b>TS</b>	Tratamiento superficial (riegos con gravilla)	532	
-	Tratamiento superficial (lechada bituminosa)	540	
-	Riegos de imprimación, adherencia y curado	530 a 532	

Fuente: Instrucción de Carreteras (6.1 y 6.2-IC)

### 3.4. Climatología

De cara la elección de ciertos materiales especialmente susceptibles a la temperatura, se fijan tres zonas térmicas estivales, reflejadas en el mapa adjunto. De esta forma puede elegirse la dureza adecuada del betún asfáltico o la relación en peso filler/betún en las mezclas bituminosas.

T.87

#### Betún a emplear en función de la zona climática

ZONA TÉRMICA	TRÁFICO				
	T0	T1	T2	T3	T4
EN CAPA DE RODADURA Y SIGUIENTE (intermedia o base)					
Cálida	40/50	40/50-60/70	40/50-60/70	60/70	60/70-80/100
Media	60/70	60/70	60/70	60/70-80/100	80/100
Templada	60/70	60/70-80/100	60/70-80/100	80/100	80/100
EN CAPA DE BASE (bajo otras dos)					
Cálida	60/70	60/70	60/70	-	-
Media	60/70	60/70	60/70-80/100	-	-
Templada	60/70-80/100	60/70-80/100	80/100	-	-

Fuente: PG-4/88

T.88

#### Relación ponderal mínima filler/betún

ZONA TÉRMICA ESTIVAL	TRÁFICO				
	T0	T1	T2	T3	T4
EN CAPA DE RODADURA					
Cálida	1.40	1.30	1.30	1.30	1.20
Media	1.30	1.20	1.20	1.20	1.10
Templada	1.20	1.10	1.10	1.10	1.00
EN CAPA INTERMEDIA					
Cálida	1.30	1.20	1.20	1.20	1.10
Media	1.20	1.10	1.10	1.10	1.00
Templada	1.10	1.00	1.00	1.00	0.90
EN CAPA BASE					
Cálida	1.20	1.10	-	-	-
Media	1.10	1.00	-	-	-
Templada	1.00	0.90	-	-	-

Fuente: PG-4/88

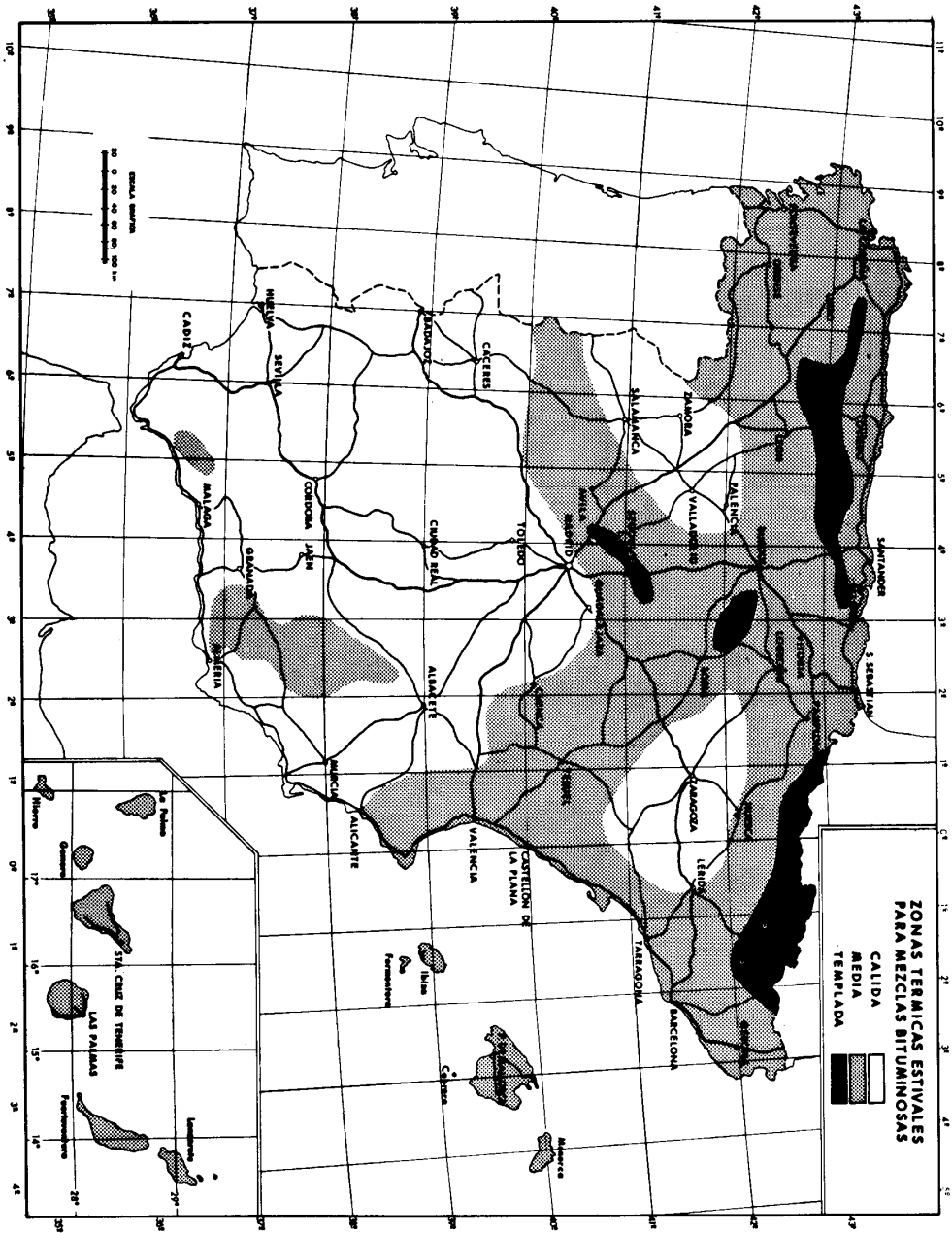


Fig. 24.4 – Mapa de zonas térmicas estivales (6.1 y 6.2-IC)



En función de la precipitación media anual –mayor o menor de 800 mm.- se establecen dos zonas pluviométricas: lluviosa y poco lluviosa, respectivamente. En la zona lluviosa se recomienda el empleo de **firmes drenantes**, realizados con mezclas bituminosas porosas modificadas con polímeros, aun cuando su uso debería extenderse a la práctica totalidad de las carreteras, como así parece que está sucediendo.

Por otro lado, en pavimentos de hormigón deberán sellarse las juntas transversales en zonas lluviosas, mientras que pueden dejarse sin sellar en zonas poco lluviosas.

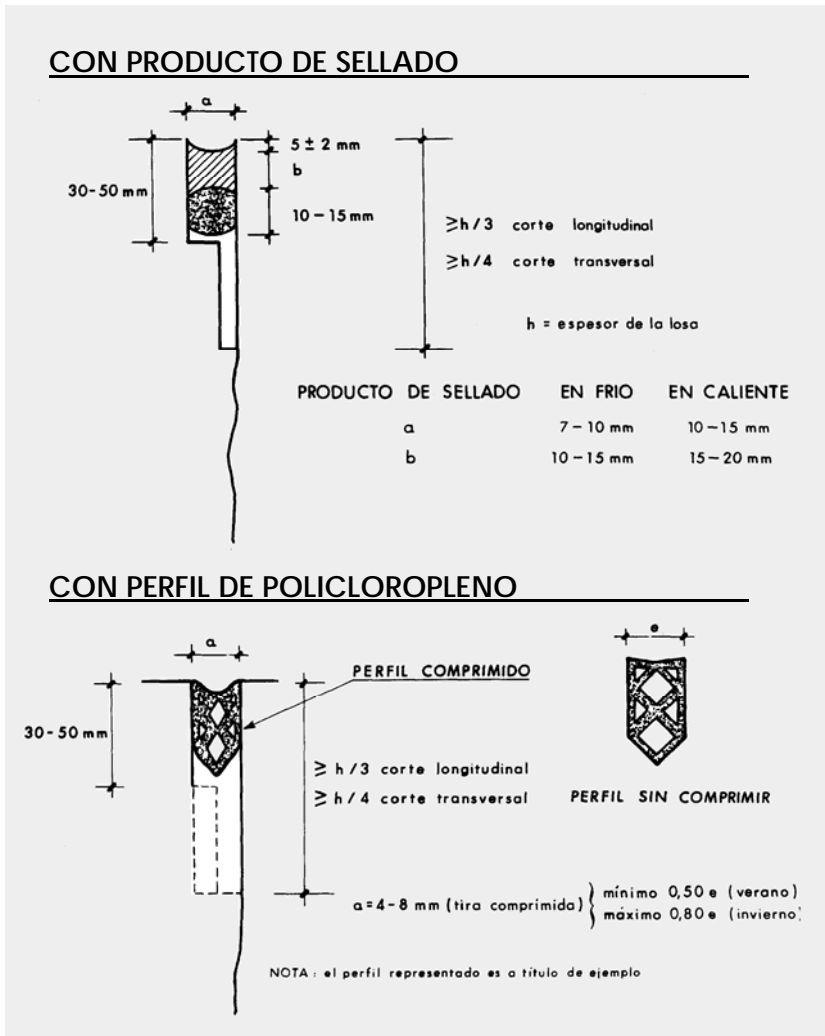


Fig. 24.6 – Esquemas de sellado de juntas en pavimentos de hormigón vibrado

### 3.5. Catálogo de secciones de firme

Todos los factores anteriormente vistos y que condicionan la sección tipo de firme a adoptar se sintetizan en una serie de tablas proporcionadas por la Instrucción, en las que se hace referencia a los posibles materiales que pueden componer una capa, así como el espesor de cada uno de ellos.

Además, en dichas tablas se hace referencia a las correspondientes **secciones tipo** de firme, asignándoles a cada una de ellas un código de tres cifras, a saber:

- La primera cifra corresponde a la categoría de tráfico pesado de la carretera. Estará comprendida, por tanto, entre 0 y 4.
- La segunda hace referencia a la categoría de la explanada, presentando un rango de valores que oscila entre 1 y 3.
- Por último, la tercera indica el tipo de materiales que forman la sección, presentándose los siguientes casos:
  1. Formadas exclusivamente por mezclas bituminosas o capas granulares.
  2. Compuestas por los mismos materiales, pero con mayor espesor en las capas granulares y menor en las bituminosas.
  3. Poseen una capa de suelocemento bajo una o varias bituminosas.
  4. Tienen pavimento bituminoso, base de gravacemento y subbase de suelocemento.
  5. Se caracterizan por estar formadas fundamentalmente de hormigón compactado, bajo un pavimento bituminoso de reducido espesor, que incluso a veces se reduce a un tratamiento superficial. (firme mixto)
  - 6 y 7. Engloban pavimentos rígidos, formados exclusivamente por hormigón vibrado, bien sea compactado en masa o armado.

Los espesores de cada capa señalados deben entenderse como **mínimos** en cualquier punto del carril de proyecto, por lo que lo normal es que el espesor medio realmente extendido y compactado deba exceder entre 1 y 3 cm., en función del material empleado, la terminación de la capa inferior o el procedimiento constructivo empleado.

La Instrucción también permite una **variación uniforme** transversal del espesor de una de las capas del firme –el pavimento en firmes rígidos y la base en los bituminosos- en vías con dos o más carriles con sentido, por tal de adecuar las necesidades mecánicas del firme al diferente tráfico existente en cada zona de la carretera.

En las dos siguientes páginas se recogen las mencionadas tablas que conforman el **catálogo de secciones de firme** actualmente vigente en nuestro país. No obstante, siempre puede justificarse otra sección válida no contemplada en dicho inventario.

T.89a

Catálogo de secciones de firme

TRÁFICO	T3							T4							
SECCIÓN	E1		E2			E3		E1			E2		E3		
HORMIGÓN VIBRADO	ZAHORRA NATURAL	ZAHORRA ARTIFICIAL	SUELO CEMENTO	GRAVA CEMENTO	HORMIGÓN COMPACTADO	MEZCLAS BITUMINOSAS	EXPLANADA	HORMIGÓN VIBRADO	ZAHORRA NATURAL	ZAHORRA ARTIFICIAL	SUELO CEMENTO	GRAVA CEMENTO	HORMIGÓN COMPACTADO	MEZCLAS BITUMINOSAS	EXPLANADA
		25				20								20	311
	25	25				18								18	312
	20		25			6								12	313
			20	18		*								6	314
			15		20	*								*	315
	20							21							316
		25				18								18	321
	25	25				15								15	322
			22**			12								12	323
			15	18		6								6	324
			15		20	*								*	325
	20							21							326
						18								18	331
		25				15								15	332
			22			12								12	333
				20**		6								6	334
					20	*							20	*	335
								21							336
	30	30				5								5	411
	25	30				TS								TS	412
	20		25			8								8	413
			15	18		6								6	414
	20				20	*								*	415
	20							20							416
	20	20				5								5	421
	25	20				TS								TS	422
			22**			8								8	423
				18**		6								6	424
	20				20	*								*	425
								20							426
		30				5								5	431
		30				TS								TS	432
			22			8								8	433
				18**		6								6	434
					20	*								*	435
															436

NOTAS:

TS = Tratamiento superficial mediante riegos con gravilla

\* = Tratamiento superficial ó 4 cm. de mezcla bituminosa

\*\* = Aplicable sólo con explanada de superficie estabilizada

T.89b

## Catálogo de secciones de firme

EXPLANADA	E2		E3		E2		E3		E1		E2		E3	
ZAHORRA NATURAL	25													
ZAHORRA ARTIFICIAL	20													
SUELO CEMENTO		20												
GRAVA CEMENTO			20											
HORMIGÓN MAGRO						15								
HORMIGÓN COMPACTADO							25							
MEZCLAS BITUMINOSAS														
HORMIGÓN VIBRADO														
TRÁFICO	T0													
SECCIÓN	021	022	023	024	025	026	027	031	032	033	034	035	036	037
HORMIGÓN VIBRADO						28	28						28	28
MEZCLAS BITUMINOSAS	35	30	30	15	10			35	30	27	15	10		
HORMIGÓN COMPACTADO												25		
HORMIGÓN MAGRO												15		
GRAVA CEMENTO													15	
SUELO CEMENTO														
ZAHORRA ARTIFICIAL	20	25						25						
ZAHORRA NATURAL														
TRÁFICO	T1													
SECCIÓN	121	122	123	124	125	126	127	131	132	133	134	135	136	137
HORMIGÓN VIBRADO						25	25						25	25
MEZCLAS BITUMINOSAS	30	25	25	15	10			30	25	22	15	10		
HORMIGÓN COMPACTADO												22		
HORMIGÓN MAGRO						15							15	
GRAVA CEMENTO													15	
SUELO CEMENTO														
ZAHORRA ARTIFICIAL	20	25						25						
ZAHORRA NATURAL														
TRÁFICO	T2													
SECCIÓN	211	212	213	214	215	216	217	221	222	223	224	225	226	227
HORMIGÓN VIBRADO													23	23
MEZCLAS BITUMINOSAS	30	25	18	12	8			25	20	18	12	8		
HORMIGÓN COMPACTADO														
HORMIGÓN MAGRO						15							15	
GRAVA CEMENTO														
SUELO CEMENTO														
ZAHORRA ARTIFICIAL	25	25						20	20	22	20	20		
ZAHORRA NATURAL														
TRÁFICO	T3													
SECCIÓN	231	232	233	234	235	236	237							
HORMIGÓN VIBRADO													23	23
MEZCLAS BITUMINOSAS	25	20	18	12	8									
HORMIGÓN COMPACTADO														
HORMIGÓN MAGRO													15	
GRAVA CEMENTO														
SUELO CEMENTO														
ZAHORRA ARTIFICIAL	25													
ZAHORRA NATURAL														

NOTA: Las explanadas de categoría E1 no son admitidas para soportar tráfico del tipo T0 y T1



### Anchura de las capas

La **anchura** de la capa superior del pavimento rebasará a la teórica de la calzada en al menos 20 cm. por cada borde. No obstante, en pavimentos de hormigón vibrado con arcenes del mismo material podrá coincidir con la teórica de la calzada.

En cuanto al resto de las capas, tendrán una anchura en su cara superior (a) igual a la de la capa inmediatamente superior (a<sub>s</sub>) más la suma de los **sobrecanchos** por derrames (d) y por criterios constructivos (s) indicados en la siguiente tabla:

#### T.90 Sobrecanchos mínimos en las capas de un firme

POR DERRAMES	d (cm)	Hormigón vibrado	0
		Otros materiales	e <sub>s</sub> *
POR CRITERIOS CONSTRUCTIVOS	s (cm)	Mezclas bituminosas	5
		Capas tratadas con conglomerantes hidráulicos	6 a 10
		Capas granulares	10 a 15
NOTA: e <sub>s</sub> es el espesor de la capa inmediatamente superior del firme			

Fuente: Instrucción de Carreteras (6.1 y 6.2-1C)

De esta forma, la anchura definitiva de cada capa vendrá dada por la expresión:

$$a = a_s + 2d + 2s$$

donde a<sub>s</sub> es la anchura de la capa superior

d es el sobrecancho producido por derrames de material

s es el sobrecancho producido por criterios constructivos

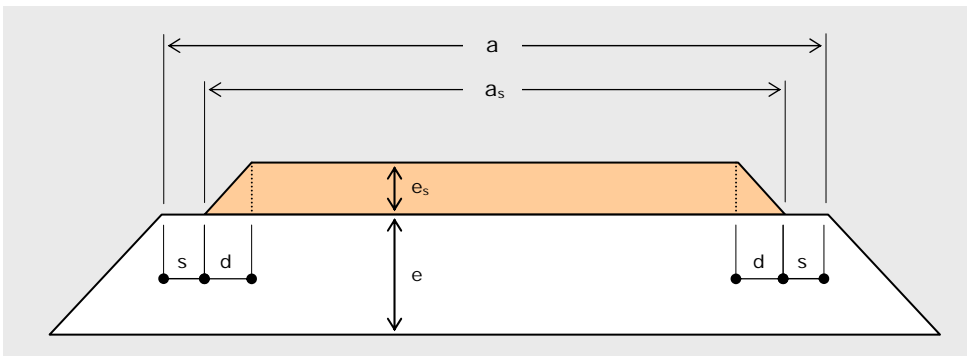


Fig. 24.7 – Cálculo de la anchura total mínima de una capa

## Arcenes

Estructuralmente, los arcenes soportan menos carga que la calzada por razones obvias de funcionalidad, ya que mientras que la calzada está destinada a la circulación continua de vehículos, los arcenes únicamente sirven para **efectuar detenciones** esporádicas. No obstante, el arcén también proporciona cierta rigidez transversal y supone una **zona de tránsito** hacia el terreno natural, por lo que sus características mecánicas deben ser tales que suavicen la transición entre una y otra zona.

El firme de los arcenes de anchura no superior a 1.25 m. se proyectará como una prolongación del de la calzada adyacente. Además, su ejecución será simultánea, de forma que no se disponga ningún tipo de junta longitudinal entre la calzada y el propio arcén.

En aquellos arcenes de anchura superior a 1.25 m., su firme dependerá de la categoría de tráfico previsto para la calzada y de la sección adoptada en ésta, procurando evitar en la medida de lo posible la utilización de materiales no empleados en la composición de las capas de firme de la calzada.

Salvo justificación en contra, deben adoptarse las soluciones recogidas por la Instrucción al estar previstas para situaciones de tráfico acordes con la función propia de los arcenes. En caso de preverse solicitaciones más fuertes, podrán emplearse secciones de mayor capacidad estructural.

Otro aspecto a tener en cuenta a la hora de determinar los espesores de las capas o tongadas de firme en el arcén es la **disposición constructiva** que presenten, a fin de coordinar correctamente su construcción. El espesor mínimo fijado por la Instrucción para cada una de las capas –excepto las bituminosas– que lo componen es de entre 15 y 27 cm.

### E.22

### Dimensionamiento de firmes según 6.1 y 6.2-IC

Se pretende dimensionar el firme de una arteria urbana en la ciudad de Alicante, cuya sección tipo es la siguiente:



Aforos realizados en vías de similares características arrojan un valor total de IMD de 21.015 vehículos, con un reparto por sentidos 60-40%, un porcentaje de pesados del 12%, aunque la cercanía de un polígono industrial hace pensar que el tráfico de este tipo de vehículos aumentará presumiblemente en 945 unidades diarias.

Por otro lado, el firme se asienta sobre una explanada formada por suelo seleccionado con un índice CBR de 14. A la vista de estos datos, se pide:

**(a) Determinar el tipo de tráfico de la carretera**

La Instrucción afirma que para carreteras de tres o más carriles por sentido, como es el caso, el carril de proyecto será el más externo, sobre el que inciden el 85% de los vehículos pesados en el sentido más desfavorable de circulación.

Aplicando a la IMD los porcentajes de distribución por sentidos (60%), de vehículos pesados (12%) y de incidencia en el carril de proyecto (85%) obtendremos el siguiente valor:

$$N_p = 0.85 \cdot 21015 \cdot 0.60 \cdot 0.12 = 1.286 \text{ vehículos}$$

al que habrá que sumar el incremento previsible por estar cerca de un polígono industrial, multiplicado también por el coeficiente de reparto entre sentidos, obteniendo la IMDP:

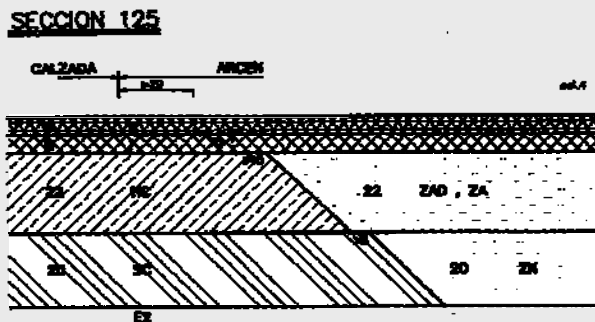
$$IMDP = 1.286 + 945 \cdot 0.60 = 1.853 \text{ vehículos pesados}$$

Este valor clasifica al tráfico de la vía como **T1** (ver **Tabla T.83**), al estar comprendido entre 800 y 2.000 vehículos.

**(b) Proponer una sección de firme tipo mixto válida para el tráfico estimado**

Para poder entrar en el catálogo de firmes de la Instrucción, primeamente debemos proceder a clasificar la explanada, que en nuestro caso es de tipo **E2** al ser un suelo seleccionado con un índice CBR situado entre 10 y 20.

Con el tráfico anteriormente hallado y el tipo de explanada ya podemos entrar en la **Tabla T.89**, donde se escogerá la sección 125, ya que la última cifra nos indica que el firme empleado es de tipo mixto. Una de las posibles secciones recogidas es la que se muestra a continuación:





# 25

## PATOLOGÍA DE FIRMES

A lo largo de su vida útil, el firme está sometido a múltiples solicitaciones que le hacen entrar en carga; la procedencia de dichas acciones no se restringe únicamente al ámbito de las generadas por el paso del tráfico, sino que también obedecen a variaciones térmicas, fenómenos de infiltración y erosión selectiva, e incluso procesos de tipo sísmico.

Todo este cúmulo de incidencias hace inevitable la **fatiga** del firme, ocasionada por la merma de las propiedades resistentes de los materiales que conforman sus capas ante los continuos ciclos de carga/descarga a que se ven sometidos. Otras veces, las **deficiencias constructivas** o **de proyecto** son las que ponen en evidencia la incapacidad prematura de un firme, acortando su periodo de servicio.

La consecuencia inmediata y tangible de este desgaste es la aparición de diversos **síntomas** –término de origen médico oportunamente aplicado a la construcción- que advierten claramente de este mal funcionamiento de algún aspecto relativo a la infraestructura viaria.

El objetivo fundamental de este capítulo es hacer un recorrido por todos aquellos deterioros que suelen presentarse en las carreteras de manera más frecuente, analizando sus posibles **causas** y tratando de proponer **soluciones** que palien este tipo de deficiencias, más aún teniendo en cuenta la influencia que tienen en el nivel de calidad ofrecido al usuario.

## 1. EL DETERIORO DEL FIRME

Como ya se ha comentado en la introducción, el continuado paso del tráfico sobre el firme y otros factores de diversa índole causan un proceso de fatiga y deterioro en el firme que en determinadas zonas puede acelerarse por diversas causas atribuibles a una deficiente previsión, una mala construcción o sencillamente a la “mala suerte”.

Las **patologías** que afectan habitualmente a las obras de carreteras pueden clasificarse dentro de las siguientes tipologías:

- (a) Agrietamientos superficiales: Se observan a simple vista, pudiendo tener su origen en la propia capa o deberse al agrietamiento de capas inferiores, generalmente estabilizadas con algún tipo de conglomerante hidráulico.
- (b) Roderas: Deformaciones longitudinales en la capa de rodadura producidas por la canalización de cargas elevadas en asociación con elevadas temperaturas, lo que genera una deformación permanente a corto plazo y una posterior fluencia lateral del material bituminoso.
- (c) Deformaciones superficiales: Se producen por asentamientos diferenciales de alguna de las capas granulares o de la propia obra de tierra, debidos a la incapacidad mecánica de dicha capa para absorber las sollicitaciones verticales u horizontales que a ella llegan. Pueden estar localizadas en zonas concretas o afectar a un tramo más amplio de carretera.
- (d) Pulimento: Es quizá la patología más común e inevitable; se produce por el continuo proceso de abrasión al que se someten los áridos que están en contacto con la superficie del neumático, influenciado además por el agua presente en la superficie.
- (e) Desprendimientos: Pérdida de material producida por la pérdida de cohesión existente entre las partículas, ocasionando la aparición de estrías, baches y socavones.
- (f) Exudaciones y fluencias: Movilizaciones de material dentro de la estructura del firme, que ocasionan deformaciones y otro tipo de patologías derivadas.

De cara al estudio de las diversas patologías que puede presentar un firme, suele distinguirse entre las que afectan a los **firmes flexibles y semiflexibles**, compuestos por productos bituminosos, y las propias de los **firmes rígidos** de hormigón.

Actualmente existe una amplia gama de publicaciones dedicadas exclusivamente al análisis de una o diversas de estas patologías, aunque destaca la editada en 1.989 por el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo –actual Ministerio de Fomento-, en la que se recogen de manera gráfica y concisa los principales deterioros que pueden producirse en el firme. En dicho texto se basa la descripción y clasificación realizada en el presente capítulo.

## 2. PATOLOGÍAS EN FIRMES FLEXIBLES Y SEMIRRÍGIDOS

Este tipo de patologías es típica de los firmes cuyo pavimento está compuesto por capas bituminosas. El siguiente esquema resume las más destacables:

S.52

### Patologías propias de los firmes flexibles y semirrígidos

<b>D</b> DEFORMACIONES	D1	Rodera	D6	Firme ondulado
	D2	Hundimiento	D7	Ondulación
	D3	Blandón	D8	Huella
	D4	Cordón longitudinal	D9	Burbuja
	D5	Arrollamiento transversal	D10	Protuberancia
<b>R</b> ROTURAS	R1	Grieta longitudinal central	R7	Cuarteo en malla gruesa
	R2	Grieta longitudinal lateral	R8	Grietas en las rodadas
	R3	Grieta transversal	R9	Grieta en el borde de la calzada
	R4	Grieta errática	R10	Grieta reflejada
	R5	Grieta parabólica	R11	Grieta curva
	R6	Piel de cocodrilo (cuarteo en malla fina)	R12	Fisuras finas
<b>P</b> DESPREN- DIMIENTOS	P1	Firme brillante	P6	Desintegración
	P2	Descarnadura	P7	Fallo de envuelta
	P3	Aridos pulimentados	P8	Verruga
	P4	Peladura	P9	Estriado
	P5	Bache		
<b>X</b> EXUDACIONES	X1	Exudación	X3	Mancha de humedad
	X2	Flujo de ligante	X4	Ascensión de finos

## 2.1. Deformaciones

Dentro de este grupo de deterioros se engloban aquéllos que afectan a la geometría de la superficie de rodadura de la carretera.

### Rodera

Se trata de una deformación longitudinal en la capa de rodadura producida por la canalización de cargas elevadas en asociación con elevadas temperaturas, lo que genera una deformación permanente a corto plazo y una posterior fluencia del material bituminoso que origina cordones laterales. Pueden deberse a dos causas principales:

- Empleo de mezclas bituminosas con insuficiente resistencia a la deformación plástica, en combinación con tráfico pesado y elevadas temperaturas.
- Compactación insuficiente del pavimento.

Su cuantificación se realiza midiendo su extensión y la máxima profundidad mediante una regla o cinta métrica y un transversoperfilógrafo.

### Hundimiento

Son alteraciones en la cota transversal de la rasante que pueden crear desniveles importantes. Se deben principalmente a:

- La degradación localizada de capas superficiales como consecuencia de un drenaje inadecuado.
- Ejecución del firme localmente defectuosa.
- Contaminación de las capas inferiores.
- Desplome de cavidades subterráneas, especialmente en zonas urbanas.
- Presencia de heterogeneidades no detectadas en el terreno.

### Blandón

Asiento localizado en la superficie de la calzada que la configura en forma de hundimiento, aunque de menor magnitud que el anterior. También se denomina socavón, y se produce como consecuencia de:

- La degradación de capas inferiores en un punto sensible.
- Mala construcción o contaminación local.
- Falta de resistencia de la explanada.
- Rotura de canalizaciones, debido a la merma en las condiciones mecánicas del terreno y el lavado de finos producido por el agua a presión. Se da con más frecuencia en zonas urbanas.
- Falta de drenaje, por ausencia, deficiencia o rotura del mismo.



Fig. 25.1 – Deformaciones en firmes flexibles (I)



## Cordón longitudinal

Desplazamiento horizontal del material en la superficie de rodadura, creando protuberancias prolongadas en la dirección del tráfico, generalmente en el borde de la calzada. Se debe a las siguientes causas:

- Falta de unión entre capas bituminosas, mezclas inestables.
- Falta de contención lateral de la capa de rodadura.
- Fuerzas tangenciales excesivas, debidas a la circulación de vehículos pesados en zonas de mayor pendiente (rampas).

## Arrollamiento transversal

Desplazamiento del material en la superficie de rodadura, creando protuberancias prolongadas en el sentido perpendicular al tráfico. Es ocasionado por:

- Falta de unión entre capas bituminosas, o mezclas inestables.
- Fuerzas tangenciales debidas a los frenazos y a las aceleraciones de los vehículos, creando una especie de *efecto alfombra*.
- Juntas de trabajo.

## Firme ondulado

Ondulaciones transversales en la superficie de rodadura en forma regular y próxima, recordando la chapa ondulada. Reconocibles por la deformación de las marcas viales. Las causas achacables a su aparición son:

- Deformación diferencial del suelo en profundidad.
- Zonas sometidas a tensiones tangenciales importantes.
- Excesiva inestabilidad de las mezclas bituminosas.
- Mala calidad y/o puesta en obra de la capa de rodadura.

## Ondulación

Onda o sucesión de ondas transversales distantes entre sí más de 60 cm, causadas por los siguientes factores:

- Deformación diferencial del suelo en profundidad.
- Mala terminación de las capas inferiores del firme.

## Huella

Impresión en relieve que se localiza en la superficie de rodadura, ocasionada por el paso de vehículos pesados. Se produce por diversos motivos:

- Estacionamiento prolongado de vehículos pesados.
- Mezcla bituminosa de escasa estabilidad.
- Que haya sido dejada por el compactador de neumáticos en la compactación.

## Burbuja

Hinchamiento localizado de la calzada, en forma de ampolla de tamaño variable, producido por presión de vapor de agua o aire en zonas de capa de rodadura impermeable o débil en espesor o consistencia.

## Protuberancia

Hinchamiento localizado de la calzada, producido por:

- Elevación de la calzada debido a la acción del hielo.
- Abombamiento de la calzada debido a las deformaciones plásticas.
- Entumecimiento de materiales arcillosos por absorción de agua.
- Defectos en las juntas de las capas de gravacemento.

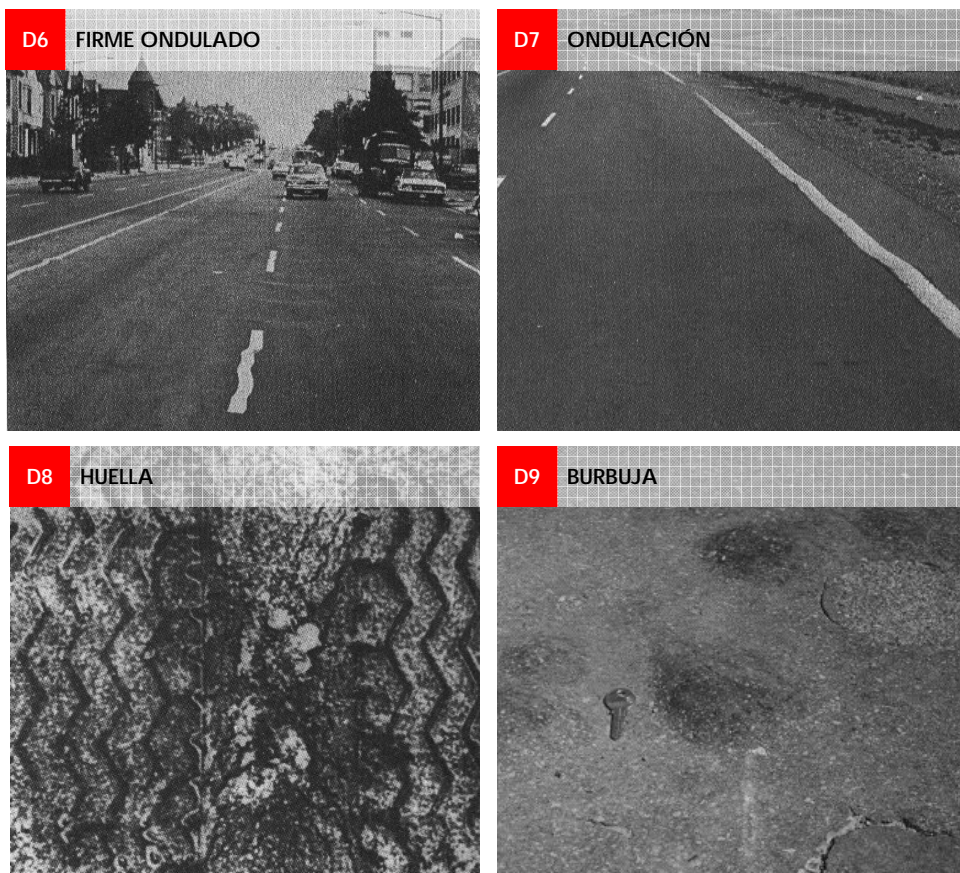


Fig. 25.2 – Deformaciones en firmes flexibles (II)

## 2.2. Roturas

Dentro de esta clase de patologías se encuentran aquéllas que producen la aparición de discontinuidades superficiales y profundas en la estructura del firme. A continuación estudiaremos las más frecuentes.

### Grieta longitudinal central

Se trata de una fisura o grieta que sigue el eje de la calzada. Se produce debido a las siguientes causas:

- Mala construcción de la junta longitudinal de la capa superior.
- Reflejo de grieta longitudinal en capa de base.
- Penetración diferencial de las heladas en la parte central de la calzada debido al poder aislante de la nieve acopiada en los bordes de la calzada.

### Grieta longitudinal lateral

Es una línea de rotura paralela al eje y próxima al borde de la calzada, originada por los siguientes efectos:

- Mala construcción de la junta longitudinal entre dos bandas de mezclas bituminosas.
- Reflejo en superficie de la junta de trabajo de la base de gravacemento.
- Movimiento diferencial en el caso de ensanche de calzadas.

### Grieta transversal

Se trata de una línea de rotura transversal o sensiblemente perpendicular al eje de la carretera. Se debe normalmente a:

- Retracción térmica de la capa de rodadura.
- Retracción térmica o hidráulica de las capas tratadas con conglomerantes hidráulicos.
- Mala ejecución de la junta transversal.

### Grieta errática

Línea de rotura en forma de zig-zag, normalmente siguiendo una dirección longitudinal. Puede ser causada por:

- Puesta en obra defectuosa de la base.
- Terraplenes con taludes inestables.
- Acción del hielo.



Fig. 25.3 – Roturas en firmes flexibles (I)

## Grieta parabólica

Son líneas de rotura curvadas que se asemejan a parábolas, o en forma de media luna. Son debidas normalmente a:

- Deslizamiento de la capa de rodadura en zonas sometidas a esfuerzos importantes, tales como frenado y aceleraciones.
- Falta de unión de la capa de rodadura con la inferior.

## Piel de cocodrilo (cuarteo en malla fina)

Malla de líneas de rotura con diagonales no mayores de 20 cm., semejantes a las escamas de un cocodrilo. Son consecuencia de las siguientes acciones:

- Rotura de la capa de rodadura debido a las sollicitaciones del tráfico, a la fatiga y al envejecimiento.
- Falta de capacidad portante del firme, o de espesor.
- Evolución de un cuarteo en malla gruesa.

## Cuarteo en malla gruesa

Malla de líneas de rotura con diagonales de longitud superior a 20 centímetros, causadas habitualmente por:

- Falta de espesor o fatiga de las capas del firme.
- Falta de capacidad portante del firme.
- Mala calidad de alguna de las capas del firme.

## Grietas en las rodadas

Son grietas en o junto al eje de la zona de rodadas ocasionadas por el paso de los vehículos. Ocasionadas por:

- Fatiga o deformación de la capa de rodadura al paso de vehículos pesados.
- Falta de capacidad de soporte del firme.
- Capa de rodadura excesivamente rígida respecto de las subyacentes.

## Grieta en el borde de la calzada

Línea de rotura en el borde del pavimento. Suele producirse por las siguientes causas:

- Asiento del arcén o del ensanchamiento de la calzada.
- Rotura producida por movimientos del terreno.
- Excesiva deformabilidad del conjunto estructural del firme.
- Mal drenaje.

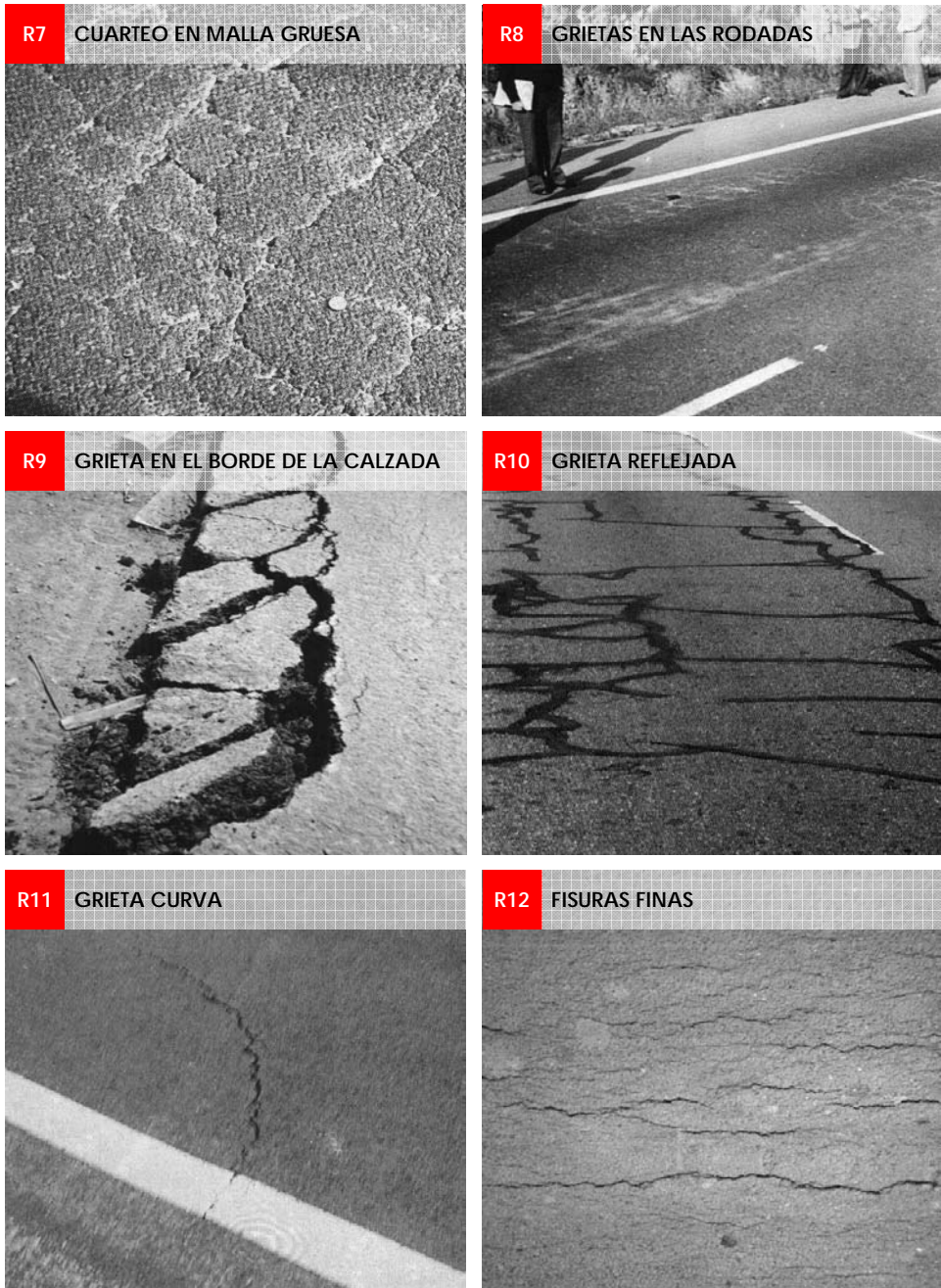


Fig. 25.4 – Roturas en firmes flexibles (II)

- Acción del hielo.
- Anchura insuficiente de la calzada que obliga a los vehículos a circular muy cerca del borde.

### **Grieta reflejada.**

Grieta reflejada por agrietamiento de las capas inferiores. Puede ser causada por:

- Movimiento de las capas inferiores.
- Falta de unión en las juntas o grietas de las capas inferiores.
- Retracción de la capa de base, normalmente de gravacemento.

### **Grieta curva**

Grieta en forma de arco de circunferencia oblicuo, ocasionada normalmente por un asentamiento de los rellenos.

### **Fisuras finas**

Pequeñas y finas fisuras superficiales muy próximas, generadas por:

- Mala dosificación del ligante.
- Compactación no efectuada en su momento, base inestable durante la compactación.
- Compactación realizada cuando la mezcla está demasiado caliente.
- Exceso de compactado.
- Exceso de finos en la superficie.

## **2.3. Desprendimientos**

Los desprendimientos son patologías que afectan a la regularidad de la capa de rodadura, ocasionando erosiones y fragmentaciones del material, e incluso la desaparición de ciertas zonas del pavimento.

### **Firme brillante**

Se caracteriza por un aspecto brillante oscuro de la calzada. Suele deberse a las siguientes causas:

- Pérdida de áridos superficiales dejando aparecer el ligante.
- Excesiva compactación (incluido el tráfico) de una mezcla demasiado rica en mortero y ligante. Temperatura de compactación demasiado elevada.
- Exceso de ligante.

## Descarnadura

La superficie de rodadura aparece parcialmente descarnada por arranque de gravilla. Puede deberse a uno de los siguientes motivos:

- Falta de adhesividad entre los áridos y el ligante.
- Ligante envejecido o muy duro.
- Dosificación de ligante muy escasa.
- Falta de compactación.
- Apertura al tráfico antes de tiempo (tratamientos superficiales)

## Áridos pulimentados

La superficie de la calzada aparece lisa y pulida por desgaste de los áridos debido al efecto de abrasión por acción del tráfico. Es un efecto inevitable, causado principalmente por los siguientes factores:

- Áridos de la superficie de la calzada pulimentados por el tráfico.
- Hundimiento e los áridos gruesos en el mortero en el caso de mezclas o en la capa de la base.
- Áridos poco apropiados para la intensidad de tráfico.

## Peladura

Zona localizada en la que la capa de rodadura se ha desprendido del firme (mezcla o riego), ocasionada por:

- Mala adherencia con la capa inferior.
- Insuficiente espesor o estabilidad de la capa de rodadura.

## Bache

Cavidades producidas en el pavimento y firme de forma irregular y diferentes tamaños. Suelen deberse a:

- Evolución de otros deterioros con desintegración y arranque de los materiales del firme provocado por el tráfico.
- Imperfecciones locales.

## Desintegración

Descomposición del firme con pérdida progresiva del material de la calzada, ocasionado por las siguientes :

- Separación de la película de ligante y de los áridos (fallo de envuelta) debida a la acción del agua, productos químicos o efectos mecánicos.



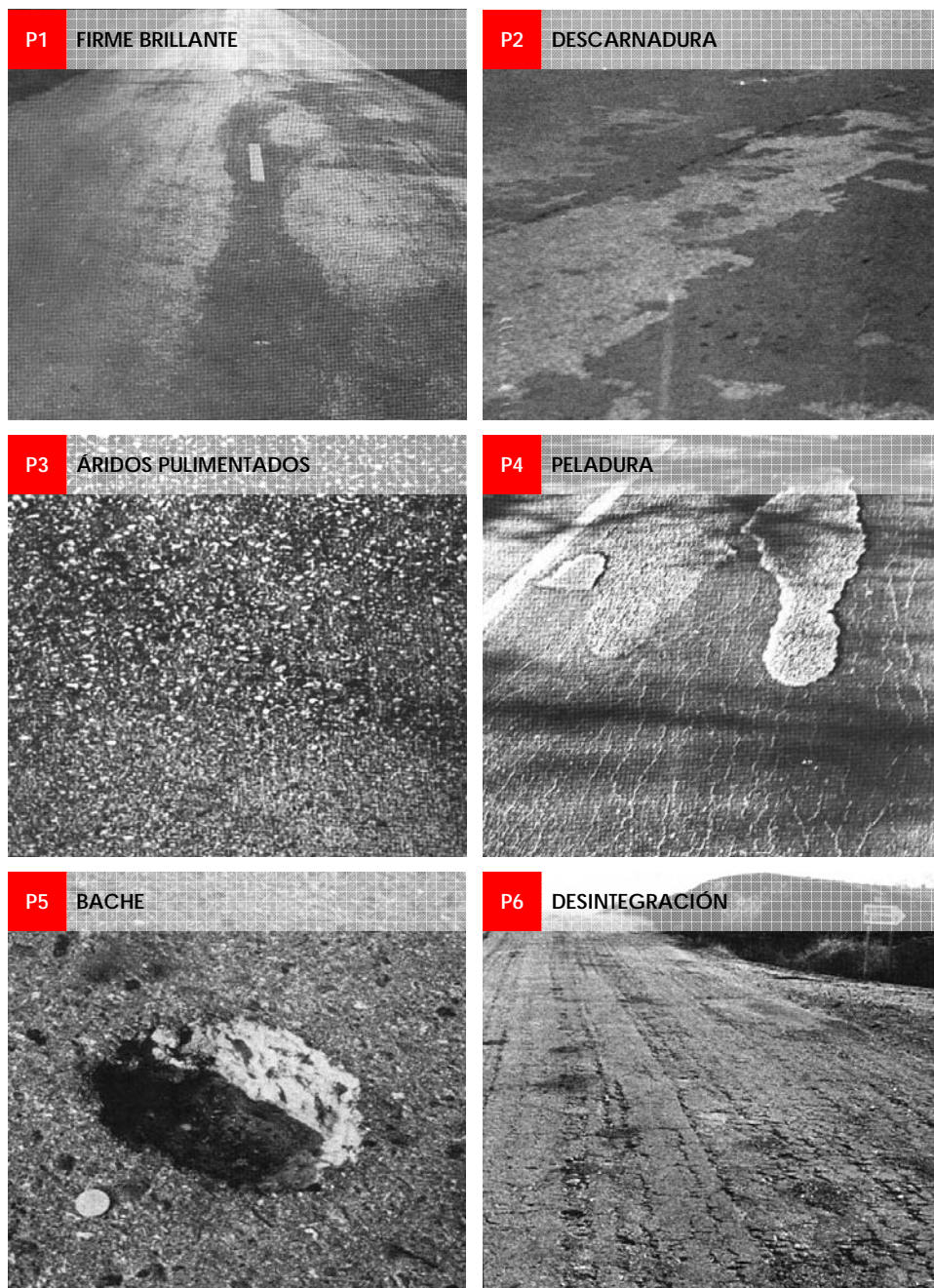


Fig. 25.5 – Desprendimientos en firmes flexibles

- Defecto de construcción (segregación, mala formulación, sobrecalentamiento de la mezcla, etc.)
- Descomposición de los áridos y/o envejecimiento del ligante.

### Fallo de envuelta

Separación de la película de ligante de los áridos en presencia de humedad. Aparecen principalmente por las siguientes causas:

- Dosificación inadecuada, escasa en ligante.
- Mala calidad del ligante bituminoso.
- Utilización de áridos hidrófilos.
- Puesta en obra en malas condiciones climatológicas.

### Desintegración

Descomposición del firme con pérdida progresiva del material de la calzada, ocasionada por:

- Separación de la película de ligante y de los áridos (fallo de envuelta) debida a la acción del agua, productos químicos o efectos mecánicos.
- Envejecimiento del ligante.
- Defecto de construcción (segregación, mala formulación, sobrecalentamiento de la mezcla, etc.)
- Descomposición de los áridos.

### Verruga

Los áridos más gruesos sobresalen de la capa de rodadura en forma de protuberancias por pérdida de mortero a su alrededor o desgaste de otros áridos más blandos. Aparecen en las siguientes circunstancias:

- Desgaste del revestimiento por causas análogas a las de la desintegración, dejando aparecer los áridos más duros en forma de protuberancias.
- Desgaste de los áridos más blandos cuando se utilizan conjuntamente con áridos más duros.

### Estriado

Franjas de gravilla alternativamente desprendidas, paralelas al eje de la calzada. Suelen deberse a una de las siguientes causas:

- Mala puesta en obra del ligante por defectos de la barra pulverizadora.
- Altura incorrecta de la barra de riego, provocando un roce con el firme.
- Exceso de viento o baja temperatura en la extensión del ligante.

## 2.4. Exudaciones

Las exudaciones son movilizaciones de material dentro de la estructura del firme, lo que provoca segregaciones y heterogeneidades en su estructura interna, que pueden favorecer y ocasionar las roturas, deformaciones y otro tipo de patologías derivadas.

### Exudaciones

Presencia de ligante en zonas de la superficie de la calzada, dándole un aspecto negro y brillante; producidas por:

- Sobredosificación del ligante en la capa de rodadura.
- Contaminación por riego de adherencia excesivo.
- Ligante de muy baja viscosidad.
- Su aparición se ve favorecida por el tráfico intenso.

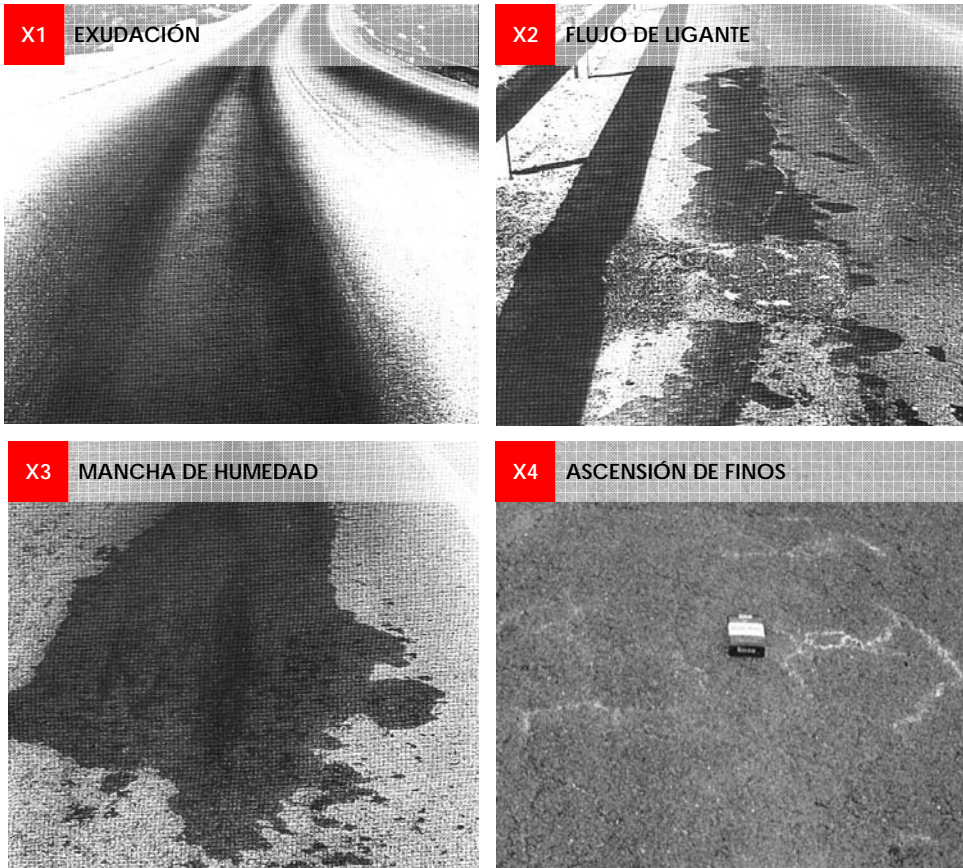


Fig. 25.6 – Exudaciones en firmes flexibles

## Flujo de ligante

Ascenso del betún a la superficie de rodadura a través de una grieta, generalmente provocada por la sobredosificación de ligante en capas inferiores o riego de adherencia.

## Mancha de humedad

Aparición de zonas húmedas en la superficie, en forma de manchas de diversas dimensiones. Se deben a:

- Circulación de agua entre capas del firme.
- Manantiales no drenados o captados.
- Salida de agua a través de grietas, zonas poco o mal compactadas, o más porosas.

## Ascensión de finos

Señales blanquecinas en la superficie de la calzada, ocasionadas por:

- La fechada de la capa de grava-escoria, grava-cemento o suelo-cemento sube a través de la capa de rodadura en zonas con grietas o mal compactadas.
- Ascenso del mortero de las capas de adoquinado u hormigón blindado.

## 3. PATOLOGIAS EN FIRMES RÍGIDOS

Los deterioros y patologías observados en este tipo de firmes son similares a los producidos en firmes flexibles, aunque se producen de diferente manera y sus efectos son distintos, debido al diferente comportamiento mecánico de ambos grupos. Para su catálogo y clasificación puede seguirse el esquema suministrado en la página siguiente.

### 3.1. Deformaciones

Este tipo de patologías afectan a la nivelación geométrica del pavimento, pudiéndose producir discontinuidades en las losas que provoquen su deterioro a largo plazo. Las más frecuentes en este tipo de firmes son el escalonamiento y el asiento.

#### Escalonamiento

Se da cuando un borde en una junta aparece hundido y el otro levantado, y normalmente está producido por un asiento diferencial de la explanada o debido a la acción del tráfico en losas agrietadas o con juntas sin pasadores.

### Asiento

Descenso de la superficie de la carretera, observado frecuentemente en la unión con obras de fábrica. Está causado por la deformación permanente de la explanada debida a una compactación insuficiente, acción del hielo o variaciones en el contenido de humedad.

**S.53** **Patologías propias de los firmes rígidos**

<b>D</b> DEFORMACIONES	D1	Escalonamiento		
	D2	Asiento		
<b>R</b> ROTURAS	R1	Grieta longitudinal	R8	Pérdida de estanqueidad
	R2	Grieta transversal	R9	Pandeo
	R3	Rotura de esquina	R10	Desconchado
	R4	Cuarteo en malla gruesa	R11	Bache
	R5	Piel de cocodrilo (cuarteo en malla fina)	R12	Peladura
	R6	Rotura de junta transversal	R13	Arranque de árido grueso
	R7	Descascarillado		
<b>F</b> FLUENCIAS	F1	Expulsión del producto de sellado		
	F2	Surgencia o <i>pumping</i>		
<b>O</b> OTROS DEFECTOS	O1	Falta de textura superficial		
	O2	Junta longitudinal abierta		
	O3	Desgaste en las rodadas		

### 3.2. Roturas

Dentro de esta clase de patologías se encuentran aquéllas que producen la aparición de discontinuidades superficiales y profundas en la losa que conforma el pavimento rígido del firme, e incluso su colapso. A continuación estudiaremos las más destacables y habituales en carreteras.

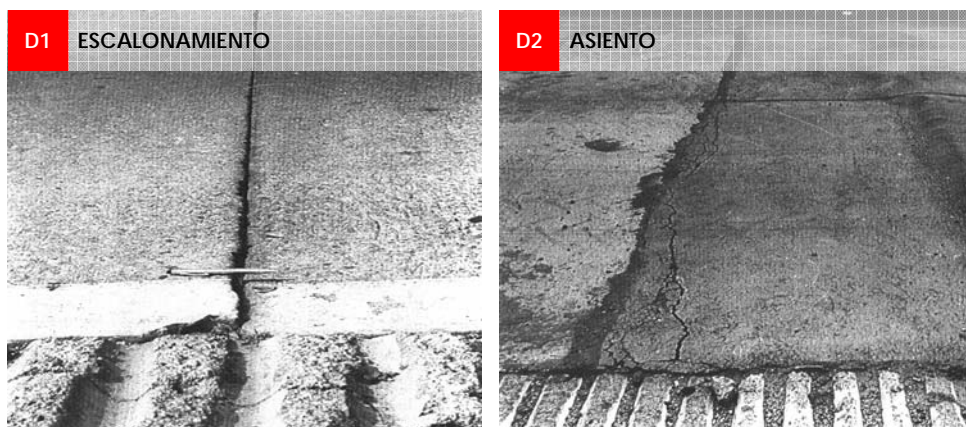


Fig. 25.7 – Deformaciones en firmes rígidos

### Grieta longitudinal

Línea de rotura paralela al eje de la calzada, ocasionada por alguna de estas causas:

- Falta de junta longitudinal.
- Anchura excesiva de la losa.
- Asiento lateral de la losa.

### Grieta transversal

Se trata de una línea de rotura perpendicular al eje de la calzada. Su aparición viene motivada por:

- Junta de contracción serrada demasiado tarde.
- Longitud excesiva de la losa o espesor insuficiente de la losa.
- Fenómenos de retracción térmica.

### Rotura de esquina

Grieta que se produce oblicuamente en la losa, entre juntas transversal y longitudinal. Se produce normalmente por una falta de apoyo de la losa o la existencia de sobrecargas en las esquinas.

### Cuarteo en malla gruesa

Fisuración en forma reticulada con desniveles de los fragmentos rotos, producida generalmente por:

- Falta de capacidad portante de la base o explanada.



Fig. 25.8 – Roturas en firmes rígidos (I)

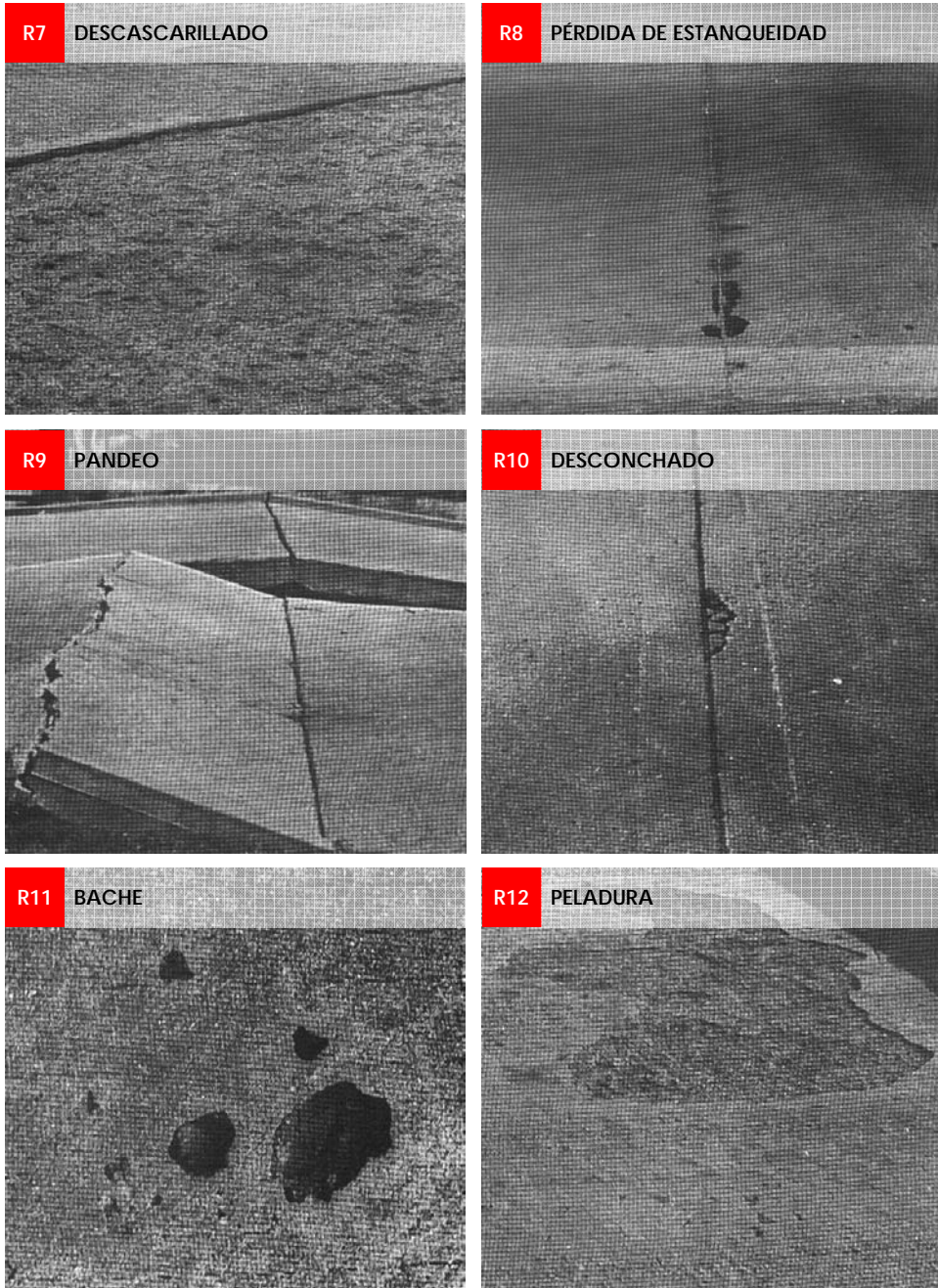


Fig. 25.9 – Roturas en firmes rígidos (II)



- Falta de espesor para el tráfico existente.
- Socavación de la base.
- Aparición de sobrecargas eventuales no previstas en proyecto.

### **Piel de cocodrilo (cuarteo en malla fina)**

Grietas capilares limitadas a la superficie del pavimento. Ocasionadas por:

- Acción de las variaciones climáticas o de fundentes químicos del hielo sobre un hormigón mal realizado o proyectado.
- Protección ineficaz del hormigón durante el período de fraguado.
- Retoque excesivo para posibilitar el acabado del hormigón fresco añadiendo agua.

### **Rotura de junta transversal**

Se observa que parte de losa aparece rota o reventada en el borde de una junta transversal. Puede producirse por diversas causas:

- Hormigón rellenando parte de la junta de dilatación.
- Pasadores adheridos en ambos lados, o mal colocados o mal cortados.
- Dilatación excesiva de la losa unida a una anchura de la junta insuficiente o a una junta obstruida por materiales no compresibles.

### **Descascarillado**

Desintegración progresiva de la superficie; primero se desprende el mortero y luego los áridos. Se debe a diversos motivos:

- Acción combinada del tráfico con ciclos de hielo-deshielo en un hormigón con grietas capilares o poroso sin aire ocluido.
- Mala dosificación del hormigón o mala calidad de la arena.
- Exceso de mortero en la superficie por demasiada vibración o mala dosificación.

### **Pérdida de estanqueidad**

Despegue o rotura del producto de sellado dejando penetrar el agua a través de la junta. Normalmente se produce por:

- Mala calidad del producto de sellado.
- Mal relleno de la junta.
- Envejecimiento anormal del producto de sellado.
- Forma inadecuada de la acanaladura.

## Pandeo

Levantamiento localizado de la losa que se produce normalmente en una junta o grieta transversal o en una parte débil del pavimento. A la larga, acaba fracturando la losa. Se produce por los siguientes casos:

- Dilatación térmica.
- Excesivo esfuerzo de compresión, no previsto en proyecto.
- Placa de junta de dilatación, sin pasadores, colocada inclinada durante la ejecución.

## Desconchado

Desintegración del borde de la junta o grieta provocando la remoción del hormigón de buena calidad. Se debe a:

- Debilitamiento de los bordes de la junta debido a un acabado excesivo.
- Presencia de un árido duro en el interior de una junta o una grieta activa.

## Arranque de árido grueso

Desconchado del hormigón y pérdida de los áridos gruesos, producido por una elevada susceptibilidad de los áridos a la acción del hielo, por presentarse sucios o tener una calidad inadecuada o irregular.

## Bache

Cavidades de forma redondeada, de varios tamaños producidas en el pavimento. Se da en presencia de materiales extraños en el hormigón: terrones de arcilla, cal viva o falta de homogeneidad en el mortero.

## Peladura

Zona localizada en la que la capa de mortero –o la de microhormigón, o reconstrucción de la capa de rodadura- se ha desprendido del firme. Causada por:

- Acción del tráfico sobre una capa de rodadura mal realizada.
- Espesor insuficiente de la capa de refuerzo.
- Mala unión con la capa subyacente.
- Mala dosificación.

### 3.3. Fluencias

En este tipo de defectos se observa un flujo del material más viscoso o fino a la superficie, perdiendo el contacto con las capas interiores del firme.

## Fluencia del sellado

Expulsión del producto de sellado empleado en las juntas longitudinales y transversales. Puede deberse a diferentes motivos:

- Exceso de material en la acanaladura.
- Mala calidad del producto.
- Forma o dimensiones inadecuadas de la acanaladura.

## Surgencia o *pumping*

Expulsión de agua mezclada con arcilla o limo a través de juntas o grietas, al pasar los vehículos creando cavidades bajo las losas. Causado por el efecto del tráfico y el agua infiltrada en un pavimento de hormigón que se apoya sobre una base o un suelo plástico, cuando la transmisión de cargas a la losa contigua no está asegurada.

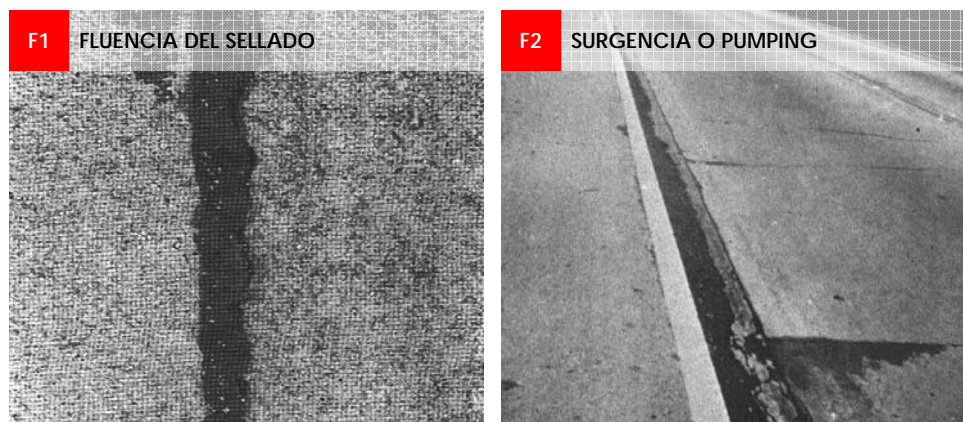


Fig. 25.10 – Fluencias en firmes rígidos

## 3.4. Otros defectos

En este apartado se engloban todas aquellas patologías y deterioros de difícil clasificación dentro de los anteriores apartados, destacando las siguientes: falta de textura superficial, desgaste en las rodadas y junta longitudinal abierta.

### Falta de textura superficial

Pérdida de la necesaria textura superficial haciéndola deslizante, ocasionada por la falta de microtextura (capa de cemento carbonatado, suciedad, áridos pulimentables en la superficie de la calzada) y/o macrotextura (tratamiento superficial de mala calidad o gastado).

## Junta longitudinal abierta

Abertura excesiva de la junta longitudinal del eje sin anclajes. La causa principal que la produce es el deslizamiento lateral de las losas debido a un asiento diferencial de la explanada y/o a la ausencia de arcenes estabilizados.

## Desgaste en las rodadas

Depresión en la zona de rodadas por remoción de los materiales en la superficie. Se genera debido a las siguientes causas:

- Empleo frecuente de neumáticos con clavos o cadenas.
- Mala calidad de los áridos o dosificación del hormigón.
- Solicitaciones excesivas debidas al tráfico pesado en curvas e intersecciones.

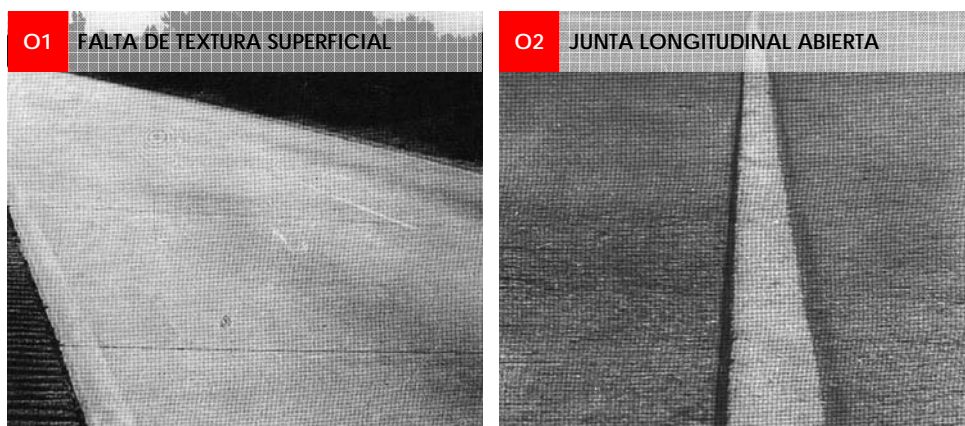


Fig. 25.11 – Otros defectos de los firmes rígidos

## 4. CONSEJOS PARA LA PREVENCIÓN DE PATOLOGÍAS

A la vista de los deterioros que más frecuentemente se observan en los firmes y tras analizar las principales causas que los producen, pueden enumerarse una serie de **recomendaciones y precauciones** que deben tenerse en cuenta durante el proceso de proyecto, preparación y ejecución de la obra para tratar de evitar la aparición de estas patologías:

- (a) Emplear materiales de calidad: Muchos de los defectos se ocasionan por la falta de determinadas características en uno o varios de los materiales de construcción que componen el firme. Por ello, es necesario seleccionarlos cuidadosamente en función de las condiciones de entorno particulares de la obra y efectuar todo tipo de ensayos para cuantificar sus propiedades.

- (b) Adecuado proceso de construcción: Si importante es escoger unos buenos materiales, más aún lo es ponerlos correctamente en obra. Una mala puesta en obra puede ocasionar graves problemas de asentos, roturas o segregaciones de material, en ningún caso tolerables.
- (c) Control de calidad: Una vez ejecutada cada unidad de obra, debe comprobarse que sus características son las idóneas mediante los pertinentes ensayos, ya que de otro modo se corre el riesgo de que su comportamiento no sea todo lo deseable que se quiere.
- (d) Proyecto ajustado a las condiciones de entorno: No debe caerse en la tentación de redactar proyectos “en serie” empleando unidades de obra tipo, debiéndose analizar las peculiaridades de la zona y disponer soluciones específicas al respecto.

Además de todas estas precauciones conviene efectuar un correcto mantenimiento de la vía una vez puesta en servicio, ya que aunque la aparición de defectos en el firme es prácticamente inevitable sí es subsanable. Un adecuado sistema de control asegurará que la calidad del firme no merme en exceso.



Fig. 25.12 – Operario efectuando labores de conservación en un firme



# 26

## MANTENIMIENTO DEL FIRME

Las características iniciales de un firme van degradándose con el transcurso del tiempo debido al paso de los vehículos sobre él y a las acciones climáticas del entorno. Por ello, las operaciones efectuadas con el fin de restituir dichas características pueden considerarse como parte del **mantenimiento** de una carretera.

Empleando un criterio más amplio, también pueden incluirse también las actuaciones dirigidas a tratar de homogeneizar la calidad de la red, las que tienen como objetivo una adecuación a los criterios de trabajo, las de adaptación del firme a las crecientes solicitaciones del tráfico o las que se refieren a la corrección de errores e insuficiencias constructivas.

Aunque a primera vista se trate de una tarea aparentemente más oscura y prescindible que las de proyecto y construcción, la conservación de carreteras es fundamental en la economía del país, debido fundamentalmente a dos motivos: por un lado, el gran patrimonio que representa la red de carreteras –unos 12.5 billones de pesetas- y cuyo valor es preciso mantener; por otro, porque la conservación tiene una incidencia directa sobre la explotación, de forma que al disminuir aquélla en una determinada vía aumentan en ella los accidentes, consumos y tiempos de recorrido.

Otro aspecto importante a tener en cuenta es que la construcción y el mantenimiento se hallan en estrecha relación: una carretera proyectada y construida

con generosidad para el tráfico que va a soportar tendrá unos gastos de conservación menores, pero es preciso analizar si la reducción de gastos de conservación compensa el mayor coste inicial. Por contra, una carretera concebida con un coste reducido puede acarrear gastos de conservación excesivos e incluso prohibitivos. En cualquier caso, al ir completándose las redes de carreteras planificadas en los países desarrollados, las necesidades de inversión se desplazan desde la construcción de nuevas vías hasta la conservación de las existentes.

El alcance de la conservación de carreteras es muy amplio y en ella hay que incluir, aparte del firme, la explanada, los sistemas de drenaje, las obras de fábrica y estructuras singulares, la señalización, el alumbrado, las plantaciones de márgenes y taludes, la lucha contra la nieve y el hielo. Sin embargo, en este capítulo se va a hacer completa referencia a la conservación del firme, que en general requiere una inversión más importante.

## 1. OBJETIVOS DEL MANTENIMIENTO

Las actuaciones de conservación sobre el firme se dirigen a tres objetivos de mantenimiento:

- Una adecuada **resistencia al deslizamiento** a fin de que el pavimento proporcione una suficiente seguridad a los vehículos que circulan por él.
- Una **regularidad superficial** acorde con el trazado de la vía y las velocidades normales de recorrido, de manera que la rodadura sea cómoda para el usuario.
- Una **resistencia estructural** suficiente para el tráfico que ha de soportar la carretera.

Estos anteriores parámetros anteriormente citados determinarán el nivel de degradación del firme o, dicho de otro modo, la calidad que éste ofrece al usuario. Para mantener un adecuado nivel de calidad se recurre a diversas tareas de mantenimiento.

### 1.1. Tipos de tareas de mantenimiento

Dentro de las tareas de mantenimiento y conservación se pueden distinguir dos grupos diferentes: las que constituyen el **mantenimiento rutinario** u **ordinario** y las **actuaciones extraordinarias**.

El primer grupo hace referencia a actuaciones llevadas a cabo de manera rutinaria y con regularidad: semanal o mensualmente, antes o después de una temporada de lluvias, etc. Por su parte, las actuaciones extraordinarias responden a la aparición de deterioros importantes y generalizados que requieren una reparación más urgente.

El siguiente esquema hace una distinción entre las distintas tareas de mantenimiento que pueden ser consideradas como ordinarias y aquellas que merecen el calificativo de extraordinarias:

**S.54 Tareas de mantenimiento en firmes**

Mantenimiento ordinario	Actuaciones extraordinarias
<p><b>OPERACIONES PREVENTIVAS</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Limpieza de márgenes y cunetas</li> <li>- Limpieza de obras de paso</li> <li>- Limpieza de los sistemas de drenaje subterráneo</li> <li>- Mejora de arceles</li> <li>- Mantenimiento de la señalización y del balizamiento</li> <li>- Tratamientos de impermeabilización</li> <li>- Protección contra la erosión y contra desprendimientos</li> <li>- Mantenimiento de la adecuada circulación en periodos fríos</li> </ul> <p><b>OPERACIONES CURATIVAS</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Saneamiento de blandones</li> <li>- Bacheo</li> <li>- Sellado de grietas y fisuras</li> <li>- Corrección de mordientes</li> <li>- Reparación y resellado de juntas</li> </ul>	<p><b>REHABILITACIONES ESTRUCTURALES</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Renovación superficial</li> <li>- Fresado</li> <li>- Rehabilitaciones estructurales</li> <li>- Recalce de losas de hormigón</li> <li>- Mejora del drenaje subterráneo</li> <li>- Refuerzos</li> </ul> <p><b>RECONSTRUCCIONES Y RECICLADOS</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>- Reconstrucción parcial o total del firme</li> <li>- Reciclado del firme</li> </ul>

**1.2. Niveles de mantenimiento**

Considerado el mantenimiento en su sentido más amplio, pueden distinguirse en ella diferentes niveles en función de la gravedad de los daños existentes en el firme:

- (a) Mantenimiento preventivo: Encaminado a prevenir la aparición de deterioros en el firme o a subsanarlos rápidamente si existen, para evitar males mayores.
- (b) Rehabilitaciones estructurales: Se recurre a ellas cuando el paso del tráfico y las acciones climáticas han producido una disminución apreciable de la capacidad resistente del firme.



- (c) Reconstrucción del firme: En estos casos, el deterioro es de tal magnitud que es preciso demoler y reconstruir el tramo de firme afectado. Actualmente se emplean técnicas de reciclado que tratan de aprovechar el material demolido.

## Mantenimiento preventivo

Este tipo de actuaciones sobre el firme no conducen a una modificación sustancial de su sección estructural. Se realizan periódicamente para impedir la aparición de deterioros (**conservación preventiva**) o bien se actúa, naturalmente lo antes posible, cuando esos deterioros han aparecido (**conservación curativa**).

A su vez, la conservación curativa puede dirigirse a la corrección de deterioros localizados (operaciones puntuales) o al tratamiento de tramos de una longitud apreciable (operaciones generales). Entre estas últimas hay que destacar las operaciones de **renovación superficial**, cuyo objetivo es dotar al firme de una nueva capa de rodadura, es decir, de unas nuevas características superficiales.

## Rehabilitaciones estructurales

En un segundo nivel de la conservación se sitúan los **refuerzos** y, en general, las rehabilitaciones estructurales. Se recurre a ellas cuando el paso del tráfico y las acciones climáticas han producido una notable disminución de la capacidad resistente del firme.

En la mayor parte de los casos esta rehabilitación estructural consiste en un refuerzo del firme: después de acondicionar si fuera preciso la superficie existente, se extienden una o varias capas que suponen una **resistencia adicional** y por tanto alargan la vida de la infraestructura en condiciones satisfactorias.

En algunos casos la rehabilitación estructural se basa en técnicas diferentes a las de refuerzo. Es el caso de los **recalces** de losas en pavimentos de hormigón o de la mejora o incluso sustitución de la capa de base en los pavimentos de adoquines empleados en algunas vías urbanas.

## Reconstrucción y reciclado de firmes

El tercer y último nivel de la conservación, es el de la reconstrucción del firme. Su necesidad puede justificarse por tres razones:

- Existencia de una explanada y/o capas inferiores del firme inadecuadas por su carácter plástico, erosionable o entumecible.
- Cuando no se ha actuado a tiempo conservando o reforzando, y se ha alcanzado un alto grado de deterioro que no es posible abordar con una rehabilitación estructural.

- Cuando el deterioro ha llegado a tal punto en el que reforzar resulta mucho más costoso que construir un nuevo firme.

Para reconstruir el firme hay que demolerlo y excavarlo previamente, así como sanear convenientemente la explanación; si ésta se encuentra satisfactoriamente, puede utilizarse el viejo firme como explanada y construir directamente sobre él el nuevo.

La reconstrucción puede ser total o parcial; este último caso se da cuando el daño afecta únicamente a un pequeño tramo o zona de la sección transversal (un carril, por ejemplo).

Las técnicas de **reciclado** alcanzaron a principios de los años ochenta un cierto auge, aunque más por sus posibilidades que por las realizaciones prácticas. La crisis energética y el deseo de limitar el consumo de ligantes bituminosos llevaron a poner a punto técnicas de aprovechamiento de firmes envejecidos, bien directamente –técnicas de reciclado *in situ*- o tras su reciclado en central. En ambos casos, a los materiales existentes se les incorporan en mayor o menor medida adiciones –aglomerantes o áridos- y posteriormente se procede a su remezclado, extendido y compactación.

## 2. TÁCTICAS DE CONSERVACIÓN

Aunque desgraciadamente sea todavía frecuente, la conservación no puede dejarse en manos del azar, de unas circunstancias favorables en las disponibilidades presupuestarias ni por supuesto esperar a la aparición de situaciones irreversibles que incluso hayan podido provocar accidentes para entonces entrar en acción. Paralelamente a la elaboración del proyecto debería elaborarse una estrategia o táctica de conservación de la carretera destinada a mantener su calidad técnica durante toda su vida útil por encima de unos mínimos.

La **estrategia de conservación** de una carretera o de un tramo con características homogéneas se puede definir como el conjunto de actuaciones a desarrollar durante la vida de la carretera o del tramo para que su índice de servicio no baje del mínimo admisible. Su elaboración está condicionada por numerosos factores, tanto de tipo técnico como económico: tráfico, tipología de la sección estructural del firme, medios técnicos y humanos disponibles para su conservación, asignaciones presupuestarias destinadas al mantenimiento de vías, etc.

El principal objetivo de la estrategia de conservación debe ser, dentro de sus limitaciones, lograr una mayor vida útil del firme al menor coste. Esto lleva lógicamente a que no todas las estrategias que pudieran plantearse técnicamente sean económicamente adecuadas, pero todas ellas pueden incluirse en dos grandes grupos:

- Estrategias puntuales: Está formado por aquéllas que prevén grandes operaciones de conservación a realizar en momentos concretos y muy

separados en el tiempo, de manera que con esas operaciones se restituyan prácticamente las condiciones iniciales del firme.

- (b) Estrategias continuas: Comprende las estrategias en las que prevalecen operaciones muy frecuentes, prácticamente continuas, de manera que las características iniciales del firme se vayan perdiendo con la mayor lentitud posible.

Como hemos apuntado, la estrategia debe mantener la calidad técnica de un firme a lo largo de su vida útil; dicha calidad técnica se puede representar por un único parámetro de carácter global –el **índice de servicio**– o por varios parámetros que definan aspectos parciales como la regularidad superficial (IRI), el coeficiente de resistencia al deslizamiento (CRD), el índice de fisuras y baches o el estado estructural, empleando la medida de deflexiones características.

Como ejemplo de índice de servicio global se puede mencionar el PSI (Present Serviceability Index) empleado en el método AASHTO. Este índice puede variar entre 5 (estado óptimo) y 0 (estado ruinoso), siendo habitual fijar el mínimo admisible en 2 o 2,5 según los casos. La variación del índice de servicio con el tiempo define la curva de comportamiento de la carretera.

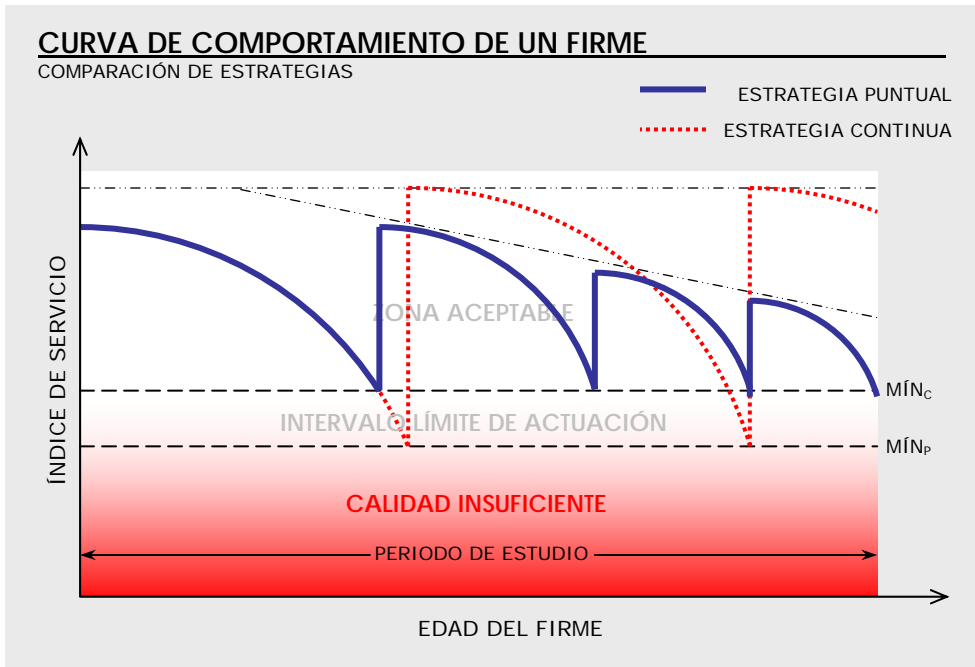


Fig. 26.1 – Estrategias en el mantenimiento de firmes

### 3. GESTIÓN DE FIRMES

Una red de carreteras constituye un **patrimonio** muy importante. Dicho patrimonio tiene en España un valor aproximado de 12.5 billones de pesetas, de los cuales 5.5 corresponden a la red del Estado, 5.2 a las Comunidades Autónomas y 2.3 a las Diputaciones y Cabildos. Asimismo se estima que el valor de reposición y mantenimiento de carreteras alcanza entre el 10 y el 20% del P.I.B. de un país.

Aparte del valor patrimonial de la red, hay que tomar en consideración el hecho de que el estado de la misma influye de manera directa en los costes del transporte por carretera, que en España supone el 90% del total del transporte interior de viajeros y el 77% del de mercancías.

Si se tiene en cuenta que los usuarios gastan anualmente en sus vehículos una cantidad similar a la del valor de reposición de la red, se entiende la necesidad de aplicar criterios de coste económico en la gestión de firmes de carreteras.

#### 3.1. Sistemas de gestión

La noción de gestión va asociada en cualquier ámbito a la administración de unos recursos para alcanzar unos objetivos determinados. Cuando las actividades que se realizan para la consecución de esos objetivos están sistematizadas y por tanto se desarrollan de acuerdo con un plan preestablecido en el cual las distintas fases están interrelacionadas se habla entonces de **sistemas de gestión**.

En relación a las actividades de mantenimiento de firmes, la OCDE (1.987) define el sistema de gestión de firmes como "el procedimiento consistente en coordinar y controlar todas las actividades encaminadas a conservar los firmes de carreteras, asegurando la mejor utilización posible de los recursos disponibles, es decir, haciendo máximo el beneficio para la sociedad".

Dentro del objetivo global señalado pueden definirse objetivos de diversa índole: económicos, técnicos y administrativos. Desde el punto de vista técnico, un sistema de gestión de la conservación debe dirigirse al establecimiento de estrategias de conservación y a la definición de **prioridades** en las actuaciones implícitas en esas estrategias. Es preciso por tanto disponer de **modelos de evolución** de los firmes y de datos sobre la evolución real de los mismos y su estado en un momento dado.

#### Gestión moderna de carreteras

Hasta ahora la gestión se fundamentaba en el buen hacer de los técnicos responsables de cada una de las redes, generalmente con muy escasos medios, con datos más o menos objetivos, y en todo caso, con su experiencia. Se trataba de asignar

los escasos recursos disponibles para el mantenimiento de la red de la forma más óptima posible.

En general, en cuanto una red de carreteras sobrepasa una cierta longitud, las actuaciones a realizar se deciden conforme se van degradando los firmes. Es decir, cuando una carretera se fisura e, inclusive, empiezan a aparecer baches, es cuando se piensa que es necesario realizar un refuerzo o una actuación sobre la misma.

La gestión moderna de carreteras implica por tanto el **prever** las zonas en donde hay que actuar, en contra de la tendencia actuar en función de lo que se ve; este planteamiento posibilita la política de realizar actuaciones en su debido tiempo, con lo que se mantiene la capacidad funcional de la carretera y su valor económico, dentro de unos niveles aceptables sin permitir que la red se arruine y descapitalice.

Actualmente, se dispone de medios materiales que permiten obtener información acerca de distintos parámetros de las carreteras, y de programas informáticos que ayudan al gestor en la difícil tarea de dirigir adecuadamente los recursos. Este tipo de programas informáticos recibe el nombre de Sistemas Expertos de Gestión de Firmes.

Este tipo de sistemas (SEGF) permiten, mediante el estudio de la evolución de las características estructurales y funcionales de los pavimentos, caracterizar y establecer prioridades entre las actuaciones necesarias en las diferentes zonas.

### 3.2. Bases de datos

La forma operativa para conseguir el aprovechamiento de la información necesaria para el funcionamiento de un sistema de gestión es la creación de las denominadas **bases de datos**, generalmente en soporte informático. Éstos son el conjunto de archivos informativos coherentes entre sí –especialmente en cuanto a la referenciación y definición de los datos- accesibles a numerosos usuarios, modificables en función de las necesidades y actualizados permanentemente.

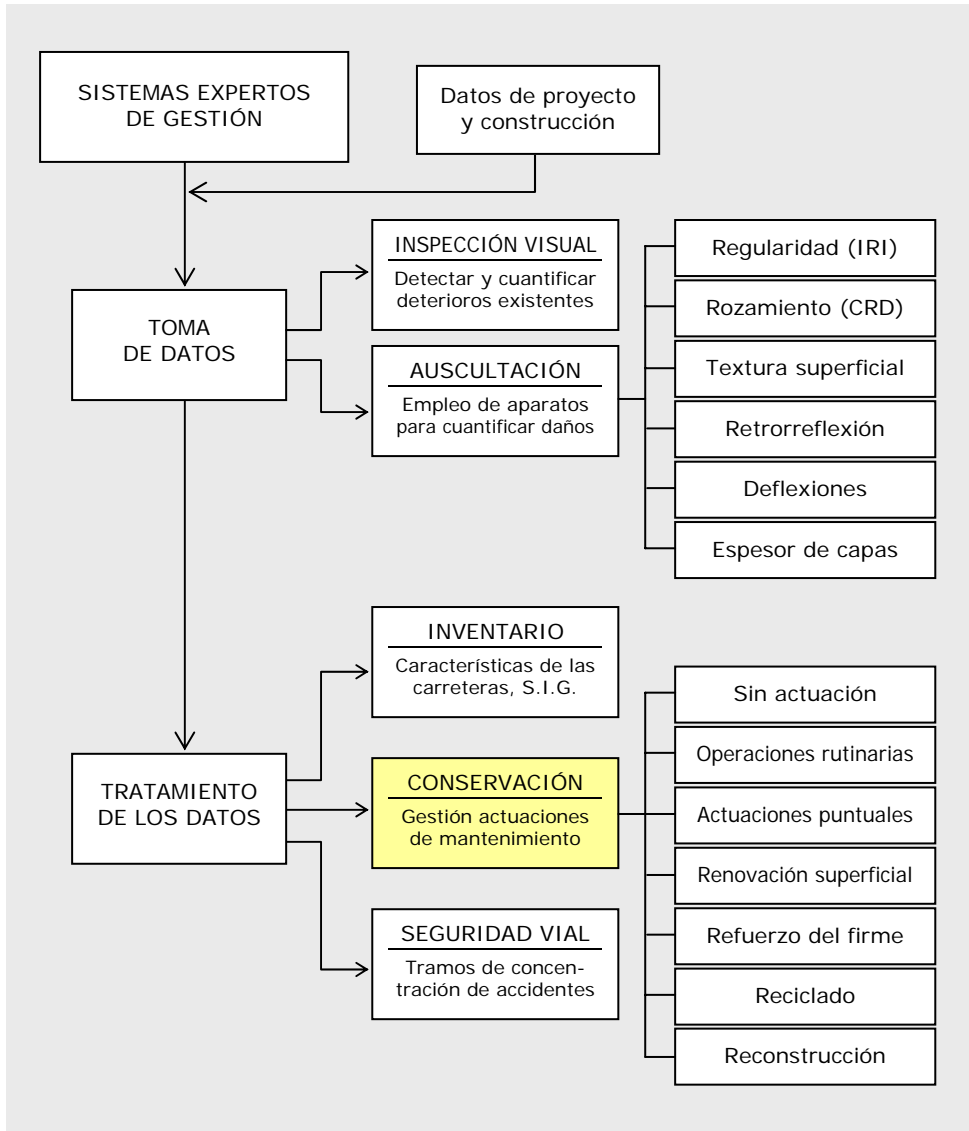
En relación a los firmes, las fuentes de una base de datos son por un lado la inspección visual y la auscultación con aparatos y por otro el propio proyecto de construcción, así como los informes del control de calidad o los existentes de anteriores actuaciones de conservación llevadas a cabo durante la vida del firme.

La información mínima que debe suministrar una base de datos ha de estar constituida por:

- Inventario de la red, con datos geométricos y puntos singulares existentes.
- Datos de tráfico.
- Secciones estructurales de los firmes.
- Deterioros superficiales.

Sin embargo, es habitual que en estas bases de datos estén también disponibles los relativos a medidas de regularidad superficial, medidas de resistencia al deslizamiento, características del drenaje y señalización de balizamiento. Finalmente pueden aparecer también datos de accidentes, medida de deflexiones y ensayos sobre probetas testigo.

**S.55** | **Proceso de gestión de un firme**



### 3.3. Funcionamiento de un sistema de gestión

Tal y como se ha expuesto en el apartado anterior, la utilización de un Sistema Experto de Gestión de Firmes (SEGF) permite planificar y prever las actuaciones que deben realizarse sobre las carreteras de una red para mantenerla misma con un nivel de calidad adecuado.

Para evaluar el estado de una carretera se utilizan una serie de **parámetros** que definen las características estructurales y funcionales de la misma:

- Fisuración (%)
- Baches (%)
- Deflexión característica (1/100 mm)
- Adherencia (CRD)
- Regularidad (IRI)

El estudio se inicia clasificando las carreteras de la red en función de su importancia. Estas categorías son definidas por el gestor en función de aquellos parámetros que estime más oportunos. Un posible criterio de clasificación es el de utilizar el **tráfico** que soporta la carretera (IMD) como parámetro de clasificación, dividiéndose los diferentes tramos de carretera en función del tráfico que soportan.

Una vez definidas las categorías de carreteras se asignan a cada una de ellas los límites que deben cumplir los parámetros considerados, es decir, se establecen unos **umbrales de calidad** para cada parámetro. Estos umbrales son los que determinan la necesidad o no de una actuación y son definidos por el propio técnico gestor.

Para cada parámetro y categoría de tramo se establecen dos valores: cuando algún parámetro supera el primero se aconseja una determinada actuación, mientras que si supera el segundo la actuación se considera obligatoria. Es la existencia de este intervalo la que permite al sistema experto adoptar diferentes soluciones en función del grado de necesidad de la actuación y de las disponibilidades presupuestarias. Un ejemplo posible pueden ser los siguientes intervalos:

Categoría de la vía	Fisuración (%)		Baches (%)		Deflexión (1/100 mm)		Adherencia (CRD)		Regularidad (IRI)	
	Rec.	Obl.	Rec.	Obl.	Rec.	Obl.	Rec.	Obl.	Rec.	Obl.
A	15	50	10	35	100	125	0.45	0.35	3	4
B	25	40	20	30	125	160	0.40	0.35	4	5
C	35	60	30	40	160	185	0.40	0.35	5	6.5
D	50	65	35	50	180	200	0.35	0.30	5.5	9

Datos obtenidos del Sistema de Gestión empleado por Geocisa

Una vez definidas las categorías de tráfico de cada tramo de carretera y asignados sus umbrales de calidad correspondientes, se procede a la aplicación del sistema de gestión propiamente dicho.

La mayoría de aplicaciones destinadas a la gestión de carreteras parten de los valores de los parámetros en un momento determinado y estima su evolución a lo largo de un periodo de tiempo definido previamente por el gestor. Dicha evolución se calcula mediante una serie de modelos de comportamiento que dependen a su vez de variables tales como el tipo de pavimento, el espesor de las capas, el tráfico, la pluviometría de la zona, etc. Todos estos datos se han incorporado previamente al modelo.

Cuando alguno de los parámetros supera el umbral de calidad correspondiente se genera una actuación:

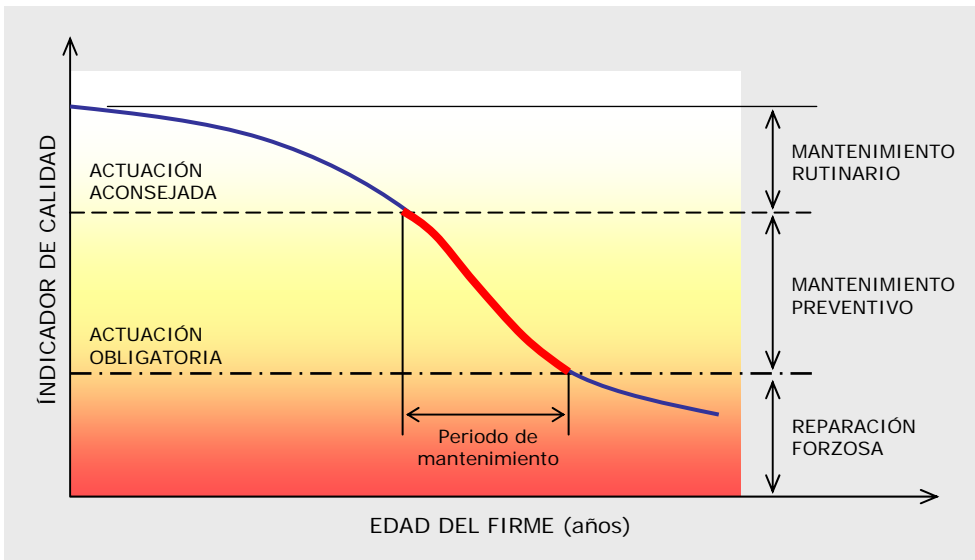


Fig. 26.2 – Período de mantenimiento de un firme

Si el indicador de calidad de algún parámetro sobrepasa el primer valor del intervalo significa que dicho parámetro requiere alguna actuación aparte de la conservación ordinaria. Esta actuación se puede ir posponiendo hasta que se sobrepase el segundo valor en cuyo instante la actuación es obligatoria.

En función de la posición dentro del intervalo en la que se encuentre el índice del parámetro, el sistema recomienda una actuación u otra. Esta actuación viene determinada por su **valoración económica** y del estado de los demás indicadores. La valoración económica de la actuación se hace en función de los precios unitarios de cada una de las actuaciones previstas.



Este proceso permite evaluar los tramos de la red en los que se hace necesario actuar y el momento más idóneo para efectuar la operación concreta en cada caso, lo cual permite al gestor fijar las actuaciones que considere más importantes así como los presupuestos anuales. De esta forma se establece un proceso iterativo hasta que se ajustan las asignaciones presupuestarias a lo largo del periodo, con las actuaciones necesarias para mantener el nivel de calidad deseado.

Los resultados obtenidos se pueden exportar a un S.I.G. (Sistema de Información Geográfica) que recibe el nombre de T.E.C. (Temáticas Expertas de Carreteras)

## 4. CRITERIOS DE EVALUACIÓN DE LA CALIDAD DE UN FIRME

Para evaluar el estado de un firme se emplean dos procedimientos diferentes, sucesivos y complementarios: la inspección visual y la auscultación con aparatos.

Con el primero se pretende detectar y localizar de manera sencilla y rápida –y si es posible estimar cuantitativamente- los deterioros existentes en el tramo sometido a estudio; con el segundo se va más allá, cuantificando exactamente y evaluando los daños existentes en el firme previamente localizados para determinar cuál es el tratamiento de conservación que debe aplicarse.

### 4.1. Inspección visual

La inspección visual es el principal medio para la obtención de datos genéricos relativos al estado del firme. Consiste en una inspección realizada directamente sobre el terreno por técnicos cualificados que recorren la carretera a pie o en vehículo a marcha lenta, con objeto de detectar e incluso tratar de cuantificar los deterioros existentes siguiendo criterios preestablecidos.

Para que una inspección visual sea eficaz debe responder a unos criterios que a la vez sean sencillos y no introduzcan una subjetividad grande. Así por ejemplo la Dirección General de Carreteras estableció en 1.981 un método de evaluación visual basado en la creación de siete bloques de datos:

- Tipo de capa de rodadura
- Aspecto de la capa de rodadura
- Reparaciones existentes
- Roderas
- Sección en desmonte
- Defectos varios
- Tipo de arcén

En cualquier caso, una herramienta de apoyo muy útil para la inspección visual es la existencia previa de **catálogos de deterioros**. Se trata de colecciones de fichas en cada una de las cuales se incluye la denominación del deterioro correspondiente, una descripción del mismo, una explicación de sus posibles causas y una fotografía de un firme afectado por dicho deterioro (Capítulo 25).

## 4.2. Auscultación con aparatos

La auscultación con aparatos del firme de una carretera es un paso más sobre la inspección visual, aunque en ningún caso puede prescindirse de ésta en la determinación del estado de dicho firme. Gracias a la auscultación con aparatos es posible proceder a cuantificaciones, absolutamente imprescindibles por ejemplo en el caso de los refuerzos, y llegar a rendimientos elevados en la obtención de datos, lo que permite el seguimiento de una red de carreteras.

La auscultación debe basarse en trabajos desarrollados de una manera **continua** en el espacio y con una **periodicidad** preestablecida. Es lo que se denomina **auscultación sistemática**, que se lleva a cabo con aparatos que permiten elevados rendimientos. Seguidamente, en las zonas o tramos en que dicha auscultación sistemática o la propia inspección visual han detectado singularidades, se procede a una auscultación puntual de menor rendimiento, pero que proporciona mayor precisión.

A continuación se describen algunos de los métodos de auscultación empleados en el mantenimiento de firmes.

### Regularidad superficial. Índice IRI

La regularidad superficial es un factor que afecta de manera importante a la comodidad que percibe el usuario al circular por la carretera. Una carretera con una superficie irregular provocará molestos y continuos movimientos verticales bruscos en el vehículo que los amortiguadores no son capaces de absorber en su totalidad. Para la medida de esta característica se emplean diferentes aparatos:

- (a) Perfilógrafos y viágrafos: Basados en la medida de la superficie empleando referencias estrictamente geométricas. En ellos, se registra el desplazamiento vertical de una rueda con respecto a un bastidor horizontal de 3 a 10 m. de longitud. Actualmente están obsoletos dado su bajísimo rendimiento, empleándose únicamente los transversoperfilógrafos para medir deformaciones en el sentido perpendicular al eje de la vía.
- (b) Analizadores de tipo dinámico: Este tipo de aparatos poseen mayores rendimientos que los anteriores, al incorporar acelerómetros para realizar las medidas de regularidad superficial, alcanzando velocidades de entre 20 y 70 km/h, más próximas a las características de los vehículos. Destacan los

regularímetros, el analizador del perfil longitudinal (APL) francés o el analizador de regularidad superficial (ARS) español.

- (c) **Equipos de medida integral:** Este tipo de aparatos integra diversos sistemas para la medición de diversas características superficiales del firme aparte de la regularidad superficial, por lo que su rendimiento se multiplica espectacularmente. Los diferentes equipos de medida van integrados en furgonetas cuyas velocidades superan los 70 km/h., pudiendo determinarse simultáneamente la regularidad y textura superficial, resistencia al deslizamiento, fisuración de la superficie, o la profundidad de las roderas. Estos vehículos multifuncionales son los empleados actualmente en la auscultación de carreteras.

Para la cuantificación de los resultados obtenidos por los aparatos de auscultación se emplea el **Índice de Regularidad Internacional (IRI)**, elaborado en 1.986 por un equipo de expertos para el Banco Mundial. De forma simplificada, el IRI puede definirse como el desplazamiento vertical acumulado del usuario durante una distancia recorrida, lo que matemáticamente equivale a:

$$IRI = \frac{1}{(n - 1)} \cdot \sum_{i=2}^n |Z - Z_0|_i$$

donde  $Z - Z_0$  es el desplazamiento vertical relativo del usuario  
 $n$  es el número de medidas consideradas

La determinación del IRI sigue un modelo físico llamado QCS (Quarter Car Simulation o *de cuarto de coche*) que trata de simular la suspensión y masas de un vehículo tipo circulando a una velocidad constante de 80 km/h. El índice obtenido suele expresarse en mm/m.; un valor inferior a 2 denota una excelente regularidad superficial.

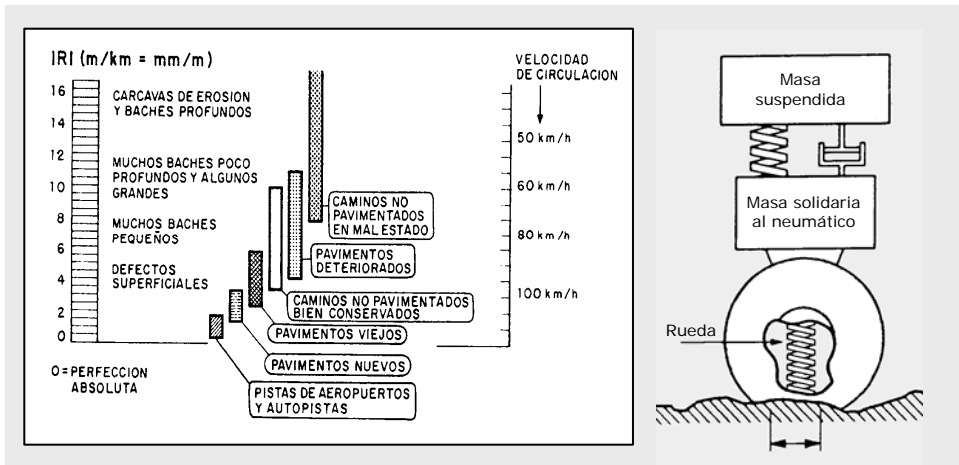
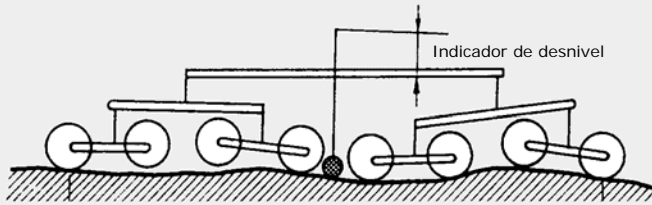


Fig. 26.3 – Escala IRI y modelo físico QCS

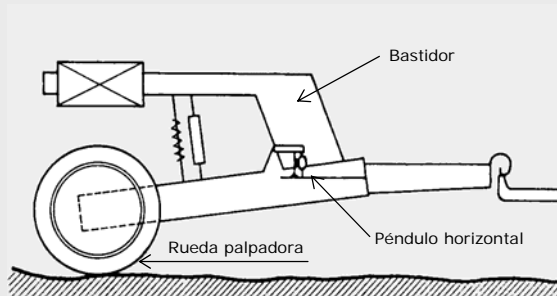
## EQUIPOS DE MEDIDA DE LA REGULARIDAD SUPERFICIAL

TIPOLOGÍA Y ESQUEMAS DE COMPOSICIÓN



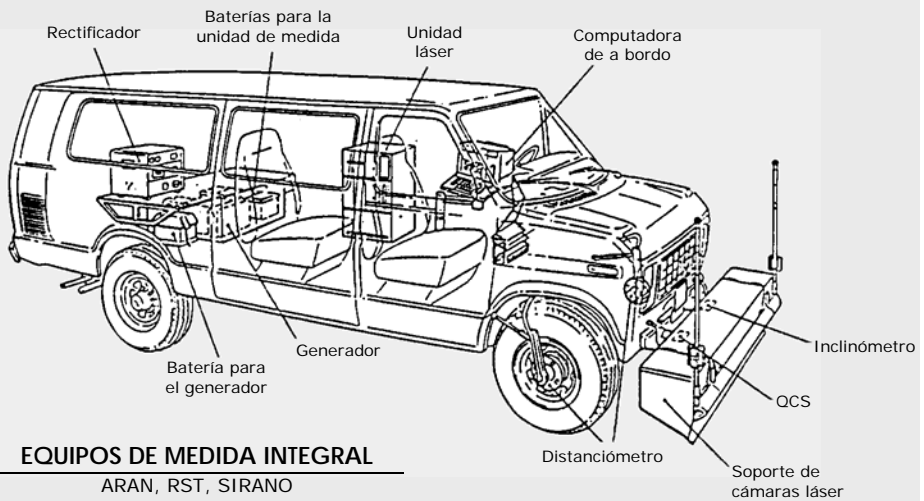
### REFERENCIAS GEOMÉTRICAS

PERFILÓGRAFOS Y VIÁGRAFOS



### ANALIZADORES DINÁMICOS

REGULARÍMETROS, APL, ARS



### EQUIPOS DE MEDIDA INTEGRAL

ARAN, RST, SIRANO

Fig. 26.4 – Equipos empleados en la medida de la regularidad superficial

## Resistencia al deslizamiento (CRD)

Ya estudiamos en el capítulo dedicado al estudio de las características de los vehículos los diferentes aparatos empleados en la determinación del coeficiente de resistencia al deslizamiento –tanto longitudinal como transversal- aunque no está de más hacer un breve recordatorio:

- (a) **Deslizógrafos:** Su funcionamiento se basa en la aplicación directa de la definición de coeficiente de rozamiento longitudinal. Se compone de un vehículo tractor que circula a una velocidad constante –comprendida entre 40 y 120 km/h-al que se acopla un remolque cuya carga puede variarse, y en el que se halla el neumático a ensayar. Un **dinamómetro** es el encargado de registrar el esfuerzo horizontal necesario para provocar el deslizamiento.
- (b) **Aparato SCRIM:** Bajo estas siglas se esconde la Sideway-force Coefficient Routine Investigation Machine, máquina empleada por el TRRL del Reino Unido para la determinación de los coeficientes de rozamiento longitudinal y transversal. Montada sobre un remolque se halla una rueda lisa inclinada  $20^\circ$  respecto al eje del vehículo, permanentemente mojada por un difusor situado en la parte delantera, a la que se hallan conectados unos sensores que realizan una medida permanente. La velocidad de ensayo suele ser de 50 a 80 km/h, según el tipo de vía.

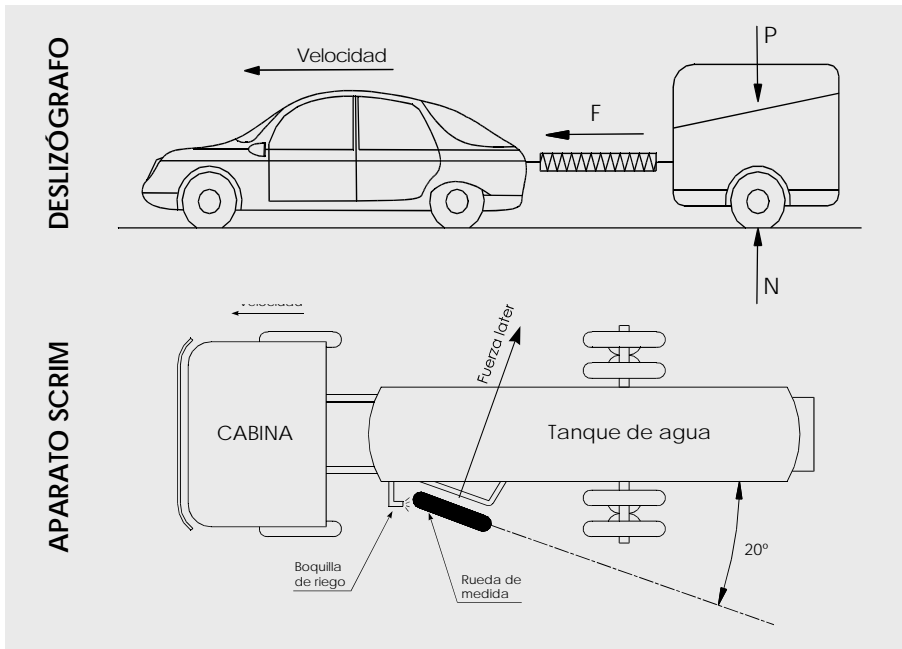


Fig. 26.5 – Aparatos empleados en la determinación del CRD

## Textura superficial

La textura superficial da una idea del grado de desgaste de un firme, además de estar íntimamente relacionada con los fenómenos de adherencia entre el neumático y el firme (microtextura) y con los de hidroplaneo (macrotextura). También existe cierta relación entre la megatextura (situada entre los 1 y los 50 mm.) y la regularidad superficial que presenta el pavimento.

Todo ello hace que internacionalmente se admita el empleo de los valores obtenidos en la estimación del IRI y del CRD para la determinación de la megatextura y la micro/macrotextura respectivamente.

No obstante, existen diversos métodos específicos –algunos ya comentados anteriormente- que permiten una determinación directa de esta característica del firme:

- (a) Ensayo de la mancha de arena (NLT-335): Este método se basa en extender un volumen conocido de arena fina de granulometría uniforme –generalmente 50 cm<sup>3</sup>- quedando enrasada con los picos más salientes y procurando que forme una figura de área conocida, normalmente un círculo. Mediante una simple división entre el volumen extendido y el área ocupada puede obtenerse la profundidad media, determinándose valores puntuales de la macrotextura.
- (b) Texturómetro láser: Este método es más sofisticado que el anterior y consigue unos mejores rendimientos. Se fundamenta en la emisión de un rayo láser que toca la superficie del firme y se refleja en un potenciómetro óptico, pudiendo obtenerse la altura de reflexión en función de la zona de incidencia del rayo reflejado. Suele montarse conjuntamente con el aparato SCRIM, consiguiendo una lectura continua a lo largo de todo el tramo analizado.

## Auscultación de la sección estructural

La auscultación de la sección estructural se realiza con equipos que aplican una sollicitación tipo y miden la respuesta de la estructura del firme. Salvo para firmes rígidos, se trata de medir la deformación vertical elástica recuperada o **deflexión** que produce una carga tipo en la superficie del pavimento: un par de ruedas gemelas, una placa circular cargada, etc. Entre los equipos que miden deflexiones de forma directa pueden citarse los siguientes:

- (a) Viga Benkelman (NLT-356): El equipo cuya medida se utiliza tradicionalmente como deflexión patrón para el refuerzo de firmes flexibles es la viga Benkelman. Consta únicamente de un brazo de palanca en cuyo extremo final existe un comparador en el que se realiza la medida de la deflexión producida en el extremo inicial, que se sitúa entre las dos ruedas gemelas de un eje tipo de 13 toneladas.

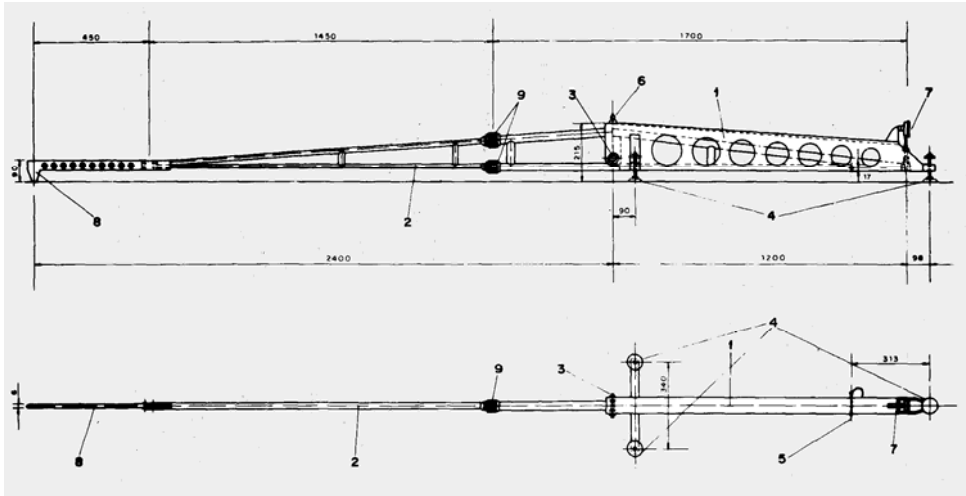


Fig. 26.6 – Viga Benkelmann (NLT-356)

- (b) Deflectógrafo Lacroix: Su procedimiento de medida sigue un principio análogo al de la viga Benkelman. Consta de dos vigas montadas sobre camión que miden las deflexiones automáticamente cada 3-5 m, mientras que con la viga Benkelman no resulta práctico hacer medidas distanciadas a menos de 25 m. La velocidad del deflectógrafo Lacroix es sin embargo muy reducida (2-4 km/h), por lo que puede provocar interferencias en el tráfico.
- (c) Deflectómetros de impacto: Con los deflectómetros de impacto se determina la deflexión que origina una masa que cae guiada sobre resortes colocados sobre una placa circular apoyada en el pavimento. Son equipos móviles de medida puntual y espaciamiento variable, en los que las características de la carga pueden modificarse cambiando la masa que cae, el tipo de resortes y la altura de caída.
- (d) Curviámetro: permite medir deflexiones a mayor velocidad (18 km/h), así como radios de curvatura del cuenco de deformación. Las medidas se hacen mediante unos sensores denominados *geófonos* montados sobre una oruga.

Un segundo tipo de instrumentos –menos empleados que los anteriores- recurren a una **evaluación indirecta** de las diferentes capas mediante la propagación de ondas: vibrador de ondas superficiales, georadar, etc.

La representación gráfica de las deflexiones medidas con una cierta cadencia en un tramo determinado constituye un **deflectograma**. Dicho deflectograma requiere un tratamiento estadístico a fin de diferenciar los tramos que precisan una consideración especial y de establecer la denominada **deflexión característica** en cada tramo homogéneo.

## 5. DIMENSIONAMIENTO DE REFUERZOS

El **refuerzo** de un firme consiste en rehabilitarlo estructuralmente mediante la extensión de una o varias capas nuevas que por su espesor y rigidez incorporan una resistencia adicional significativa. En España, el proyecto de refuerzos se rige por la Norma 6.3-IC, elaborada por la Dirección General de Carreteras del MOPT.

En términos generales también cabe distinguir para el dimensionamiento de refuerzos, como para el de firmes de nueva construcción, entre **métodos empíricos** y **métodos analíticos**. Aunque el dimensionamiento de un refuerzo tiene una serie de características propias –por ejemplo, períodos de proyecto sensiblemente menores– pueden aplicarse algunos de los principios generales del dimensionamiento de firmes.

Aparte de las características climáticas de la zona por la que discurre la carretera y de los materiales que se van a emplear, los parámetros de entrada son la categoría del tráfico y un parámetro que represente globalmente la capacidad resistente del firme existente; en el caso de los firmes flexibles dicho parámetro es la **deflexión de cálculo**. Esta se obtiene con equipos ya estudiados: viga Benkelman, deflectógrafos, etc. Las medidas deben efectuarse en la época en que la humedad de la explanada sea máxima, ya que en esas circunstancias la deformabilidad del firme es mayor.

La utilización de la deflexión (d) se basa en que su valor está relacionado con el número de aplicaciones de carga N que puede soportar hasta su rotura por fatiga (Capítulo 24). Su valor se establece experimentalmente a partir de la siguiente expresión:

$$\log d = -A \cdot \log N + B$$

Para cada sección estructural de firme puede establecerse una ley diferente del tipo de la anterior; por ello la medida de las deflexiones debe complementarse siempre con la caracterización de los materiales y de la estructura del firme. Así, por ejemplo, una deflexión de una determinada magnitud puede resultar muy elevada en un firme semirrígido con base de gravacemento, no siéndolo sin embargo en un firme flexible constituido por tratamientos superficiales y capas granulares.

### 5.1. Norma 6.3-IC sobre refuerzo de firmes

Esta norma, aprobada en 1.980, presenta la metodología para estudiar y proyectar el refuerzo de un firme existente o su renovación superficial. En ella se establece que la necesidad de refuerzo puede plantearse por varios motivos:

- Agotamiento estructural estimado por inspección visual y/o por auscultación con equipos de diferente rendimiento. Relacionado con la prolongación de la ya caduca vida útil del firme.



- Previsible crecimiento brusco del tráfico. Relacionado con la modificación de las condiciones inicialmente establecidas en proyecto.
- Excesivos gastos de conservación. Ligado a la estrategia de conservación.

Para el proyecto del refuerzo hay que tener en cuenta la tipología del firme a reforzar: flexible, semirrígido o rígido. La Norma se centra en los primeros, entendiendo como tales los constituidos por capas granulares no tratadas, con pavimento bituminoso de espesor no superior a 15 cm.

Para reforzar un **firme semirrígido** existente se pueden establecer analogías con el procedimiento de refuerzo de los firmes flexibles. Sin embargo, se requieren en general estudios adicionales para la caracterización mecánica de los materiales, tales como calicatas, extracción de testigos o estudios de propagación de ondas superficiales. En el caso de tratarse de **pavimentos de hormigón** se proponen varias soluciones basa-das en el dimensionamiento de firmes nuevos.

### Categorías de tráfico

La presente Norma define cuatro categorías de tráfico en función del número acumulado de ejes equivalentes de 13 t. previstos en el carril y periodo de proyecto, de entre 10 y 20 años. Haciendo una analogía con la vigente Instrucción de secciones de firme (6.1 y 6.2-IC) también se facilita por parte del autor de este libro una equivalencia en función de la IMDP estimada:

T.91		Categorías de tráfico en refuerzos	
CATEGORÍA	NÚMERO ACUMULADO DE EJES POR CARRIL	IMDP ESTIMADA	
TR1	$2 \cdot 10^6 - 5 \cdot 10^6$	750 – 2000	
TR2	$8 \cdot 10^5 - 2 \cdot 10^6$	300 – 400	
TR3	$2.5 \cdot 10^5 - 8 \cdot 10^5$	100 – 300	
TR4	$8 \cdot 10^4 - 2.5 \cdot 10^5$	30 – 100	
NOTA: Para la estimación de la IMDP se ha considerado que cada vehículo pesado equivale a 0.5 ejes y un periodo de proyecto de 15 años.			

Fuente: Instrucción de Carreteras (6.3-IC)

### Estudio de deflexiones

Se considera como **deflexión patrón** la recuperación elástica obtenida con viga Benkelman, al retirarse un eje formado por dos ruedas gemelas. Las condiciones ambientales del ensayo (NLT-356) son:

- Carga del eje-tipo de 13 toneladas.

- Temperatura de 20°C en la superficie del pavimento.
- Máxima humedad de la explanada.

En función del **deflectograma** obtenido hay que establecer una serie de tramos homogéneos en función de la variación de las deflexiones realizadas en diversos puntos del firme. La longitud de dichos tramos debe estar comprendida entre 200 y 2.000 m.

En cada tramo debe determinarse la deflexión característica, expresada normalmente en centésimas de milímetro y definida como:

$$d_k = m + 2s$$

siendo  $m$  la media aritmética de las deflexiones puntuales consideradas  
 $s$  la desviación típica de las mismas

Aplicando a la deflexión característica de cada tramo los eventuales coeficientes de corrección por humedad de la explanada –cuando las medidas no se realizan con la máxima humedad posible- y por temperatura del pavimento si ésta ha sido diferente de 20° C, se obtiene la deflexión de cálculo:

$$d_{KC} = C_h \cdot C_t \cdot d_k$$

El coeficiente corrector de humedad  $C_h$  recoge la influencia que tienen en las deflexiones la naturaleza de la explanada y sus condiciones de drenaje. Su valor se obtiene de la siguiente tabla:

T.92		Coeficiente corrector de la humedad en refuerzos ( $C_h$ )		
EXPLANADA Y DRENAJE	COEFICIENTE $C_h$			
	Periodo húmedo	P. intermedio	Periodo seco	
A1	1	1.15	1.30	
A2 y B1	1	1.25	1.45	
B2	1	1.30	1.60	
A: Suelos seleccionados y adecuados B: Suelos tolerables e inadecuados		1: Buenas condiciones de drenaje 2: Malas condiciones de drenaje		

Fuente: Instrucción de Carreteras (6.3-IC)

El coeficiente corrector de temperatura ( $C_t$ ) se obtiene de la figura de la página siguiente. De todas formas, en firmes sin mezclas bituminosas o siempre que el espesor de éstas sea inferior a 10 cm. se toma como 1. Hay que tener en cuenta que la deformabilidad de las mezclas bituminosas –salvo que estén ya muy fisuradas- varía de forma sensible con la temperatura.

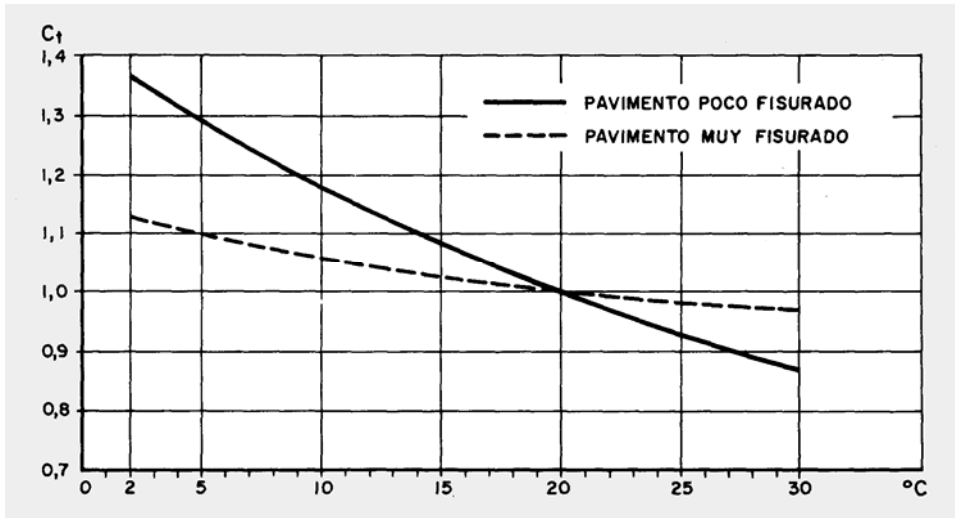


Fig. 26.7 – Coeficiente de corrección por temperatura del pavimento

## Dimensionamiento del refuerzos en firmes flexibles

Los **parámetros de dimensionamiento** empleados para dimensionar un refuerzo son la categoría del tráfico y la deflexión de cálculo, considerándose tres tipos de soluciones de refuerzo para firmes flexibles:

- **Tipo A:** Base granular y pavimento de mezcla bituminosa o tratamiento superficial.
- **Tipo B:** Mezcla bituminosa.
- **Tipo C:** Base tratada con conglomerante hidráulico y pavimento de mezcla bituminosa.

En cada caso particular, el proyectista deberá seleccionar de entre las secciones estructurales posibles la **solución técnica y económicamente más adecuada**, teniendo en cuenta las disponibilidades de materiales para las capas del refuerzo, los costes de las unidades de obra, los volúmenes de obra y muy especialmente las condiciones de mantenimiento del tráfico durante la ejecución del refuerzo.
















## Dimensionamiento del refuerzos en firmes rígidos

Para el refuerzo de pavimentos de hormigón, la Instrucción ofrece diversas soluciones constructivas:

- Refuerzo con mezclas bituminosas, en espesores no inferiores a 12-15 cm., según la categoría del tráfico.

TIPO A: BASE GRANULAR Y PAVIMENTO DE MEZCLA BITUMINOSA O TRATAMIENTO SUPERFICIAL

6.3.1C

$d_{kc}$	TR 1	TR 2	TR 3	TR 4
0-50				
50-75			VEASE APARTADO 7 RENOVACION SUPERFICIAL	
75-100				
100-125			AR-331  DTS 10	
125-150			AR-341  DTS 15	AR-441  DTS 10
150-200			AR-351  DTS 20	AR-352  5 AR-353  8 AR-451  DTS 15
200-250			AR-361  DTS 25	AR-362  5 AR-363  8 AR-461  DTS 20
250-300			AR-371  DTS 30	AR-372  5 AR-373  8 AR-471  DTS 25
300+			ESTUDIO ESPECIAL	

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros




-  MEZCLAS BITUMINOSAS (4.7.3.2)
-  BASE GRANULAR (4.7.3.10)
-  DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (4.7.3.5)

Fig. 26.8 – Refuerzo de firmes flexibles (Tipo A)

TIPO B: MEZCLA BITUMINOSA

6.3.1C

$d_{kc}$	TR 1	TR 2	TR 3	TR 4
0-50				
50-75	BR-111 5		VEASE APARTADO 7 RENOVACION SUPERFICIAL	
75-100	BR-121 8-10(*)	BR-221 5		
100-125	BR-131 12	BR-231 8-10(*)	BR-331 4	
125-150	BR-141 15	BR-241 12	BR-341 8	BR-342 4 10
			BR-343 DTS 10	BR-441 4
150-200	BR-151 18	BR-251 15	BR-351 10	BR-352 4 10
			BR-353 DTS 10	BR-451 8
				BR-452 4 10
				BR-453 DTS 10
200-250	BR-161 20	BR-261 18	BR-361 14	BR-362 4 12
			BR-363 DTS 15	BR-461 10
				BR-462 4 10
				BR-463 DTS 10
250-300		BR-271 20	BR-371 16	BR-372 4 15
			BR-373 DTS 17	BR-471 12
				BR-472 4 10
				BR-473 DTS 12
300+	ESTUDIO ESPECIAL			

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros

(\*)- Si se elige el refuerzo de 8 cm, éste se extenderá en una sola capa




-  MEZCLAS BITUMINOSAS (4.7.3.2)
-  GRAVA-EMULSION (4.7.3.8)
-  DOBLE TRATAMIENTO SUPERFICIAL (4.7.3.5)

Fig. 26.9 – Refuerzo de firmes flexibles (Tipo B)

TIPO C: BASE TRATADA CON CONGLOMERANTE HIDRAULICO Y PAVIMENTO DE MEZCLA BITUMINOSA

6.3.1C

$d_{kc}$	TR 1	TR 2	TR 3	TR 4
0-50	VEASE APARTADO 7 RENOVACION SUPERFICIAL			
50-75				
75-100				
100-125				
125-150				
150-200				
200-250				
250-300				
300 +	ESTUDIO ESPECIAL			

No están representados los riegos de imprimación, adherencia y curado

Espesores en centímetros

MEZCLAS BITUMINOSAS (4.7.3.2)

GRAVA-CEMENTO (4.7.3.7) Cuando se emplee base de grava-escoria, el espesor de mezcla bituminosa GRAVA-ESCORIA (4.7.3.9) podrá reducirse de 12 a 10 cm y de 6 a 5 cm.

Fig. 26.10 – Refuerzo de firmes flexibles (Tipo C)

- Refuerzo con pavimento de hormigón en masa parcialmente adherido al existente, con un espesor de 3 - 5 cm menos del obtenido según la norma de firmes nuevos. Esta solución está en desuso.
- Refuerzo con pavimento de hormigón en masa no adherido al existente, con una capa intermedia de regularización y una reducción de espesor de 2 - 3 cm sobre el obtenido según la norma de firmes nuevos.
- Refuerzo con pavimento continuo de hormigón armado con un espesor de 18 a 20 cm.

## 6. RENOVACIÓN SUPERFICIAL

La **renovación superficial** de un firme consiste en dotarle de nuevas características superficiales. A diferencia del refuerzo, no tiene por objeto aumentar la capacidad resistente del firme, aunque en muchos casos suele contribuir indirectamente a ello. Según la Norma 6.3-IC, las condiciones que justifican una renovación superficial de un tramo de carretera son las siguientes:

- Cuando no es necesario un refuerzo pero el estado superficial del pavimento presenta deficiencias que afectan a la **seguridad vial**, la **comodidad** del usuario o la **durabilidad** del firme.
- Cuando, una vez elaborada la tramificación, existan tramos cortos que no precisen refuerzo ni renovación superficial, pero estén comprendidos entre otros que sí lo necesiten y se pretenda obtener una homogeneidad de la capa de rodadura por **motivos funcionales** o **estéticos**.
- En ciertos casos conviene por razones operativas extender el criterio expresado en el párrafo anterior a tramos o grupos de tramos de longitud mayor en los que de acuerdo con la Norma no sean estrictamente necesarios el refuerzo o la renovación superficial, pero se prevea que lo hayan de ser a corto plazo.

Por otro lado, la Norma 6.3-IC clasifica los procedimientos de renovación superficial en tres grupos:

- Con aportación de material: mezclas bituminosas, tratamientos superficiales mediante riegos con gravilla y lechadas bituminosas.
- Con sustitución de material: supone la renovación de la capa o capas afectadas y su sustitución por otras nuevas de características adecuadas. Las técnicas de renovación de capas más utilizadas son el fresado y el cepillado.
- Por tratamiento de la superficie del pavimento: fresado, abujardado, ranurado, etc.

En cada caso, la elección de la solución debe hacerse teniendo en cuenta los siguientes aspectos:

- Características generales de la carretera: área a tratar, intensidades y velocidades de tráfico, accidentes, tipos de deterioros, características geométricas de la carretera, clima, etc.
- Diagnóstico de los desperfectos detectados en el firme por inspección visual y auscultación con equipos.
- Características de las diferentes técnicas: limitaciones, rendimiento y coste, durabilidad, experiencia, etc.