5.ª edición

CAMINOS

José Luis Escario

Ventura Escario

Enrique Balaguer

TOMO II Firmes, Servicios Auxiliares del camino. Explotación

Publicaciones de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

CAMINOS

POR

JOSE LUIS ESCARIO Y NUÑEZ DEL PINO

DR. INGENIERO DE CAMINOS

PROFESOR HONORARIO DE LA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS Y DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIEROS DE LIMA

Y

VENTURA ESCARIO UBARRI

DR. INGENIERO DE CAMINOS

M. S. HARVARD UNIVERSITY

SUBDIRECTOR DEL LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECÁNICA DEL SUELO "JOSÉ LUIS ESCARIO"

ENRIQUE BALAGUER CAMPHUIS

DR. INGENIERO DE CAMINOS

PROFESOR DE CAMINOS DE LA ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

TOMO SEGUNDO

FIRMES DE CARRETERAS Y AEROPUERTOS
SERVICIOS AUXILIARES DEL CAMINO. EXPLOTACION

QUINTA EDICION

MADRID, 1973

ES PROPIEDAD
DERECHOS RESERVADOS

Depósito Legal: M. 17.887 - 1967

Tipografía Artística. - Alameda, 12. - Madrid - 14

PROLOGO AL TOMO II DE LA 5.ª EDICION

Extrañará al lector que la segunda parte de esta obra tenga prólogo. Nadie lo había previsto así, pues nadie imaginaba que el fallecimiento de su autor iba a interrumpir el normal desarrollo de la edición de este tomo.

D. José Luis Escario, físicamente enfermo en sus últimos años, mantenía sin embargo su clara visión de los problemas y entusiasmo creador y trabajó incansablemente para poder dar fin a su obra. Y podemos decir con fuerza que es genuinamente su obra, pues reconocemos que nuestra colaboración sólo ha sido esporádica y parcial, especialmente en las últimas ediciones que llevaba su autor de manera muy personal, tanto en la redacción como en las correcciones. Y haciendo la última corrección de imprenta de los últimos capítulos fue como le sorprendió la muerte.

Todo el que ha escrito un libro sabe el trabajo agotador que supone; y también sabe lo difícil, si no imposible, que es cambiarlo de manos a mitad de camino. Afortunadamente en este caso la obra no estaba a mitad de camino, sino casi totalmente terminada de corregir. Gracias a ello hemos podido coger las riendas; pero aun así la salida de este tomo ha sufrido una demora que no hemos podido evitar. Muchas dudas nos han asaltado sobre qué hacer y cómo hacerlo, pero finalmente hemos decidido seguir el espíritu del autor, que bien claramente se refleja en el Prólogo a la 1.ª Edición (1943) cuando decía: "...no ignoramos la dificultad y responsabilidad de opinar, ni mucho menos las imperfecciones de nuestro tratado; pero como lo mejor es enemigo de lo bueno hemos creído preferible exponer a la crítica nuestra modesta labor, que dejar de hacer una aportación que la técnica española precisaba desde hace mucho tiempo".

Esperamos con ello que el lector sea benévolo si se encuentra con algún error que haya pasado inadvertido.

Para terminar queremos mencionar la colaboración del joven ingeniero D. José Luis Elvira, que ha asumido la dura tarea de leer el tomo completo para proceder a su corrección.

VENTURA ESCARIO ENRIQUE BALAGUER

CAPITULO XV

LA SUPERESTRUCTURA DEL CAMINO

15.1. Generalidades. — Realizada la explanación, no está terminado el camino; para que el tráfico pueda utilizarlo es preciso construir la superestructura necesaria y suficiente, a fin de que aquél pueda circular en todo tiempo, en condiciones de comodidad (rodadura suave), economía (reducido consumo de combustible y pequeño desgaste del vehículo) y seguridad (coeficiente de rozamiento por rotación conveniente). La superestructura que se construya deberá ser la precisa para que, teniendo en cuenta la naturaleza y resistencia del suelo que constituye la explanación, lleguen a él cargas que pueda resistir sin que la deformación exceda de la admisible; la capa superior del revestimiento debe, a su vez, ser capaz de resistir a la acción directa de las cargas que ha de recibir y de los agentes atmosféricos. Cada tipo de suelo y cada tipo de tráfico exigirá unas características y unas dimensiones mínimas para la superestructura o firme. La solución que se proyecte ha de ser la necesaria y suficiente; la más económica de establecimiento puede, si no es suficiente, destruirse con rapidez o exigir unos gastos de conservación excesivos. El firme más económico será aquél en el que la carga anual (interés y amortización del capital más gastos de conservación) sea un mínimo. La preocupación de construir firmes de suficiente resistencia aparece desde la más remota antigüedad: las calles enlosadas de Babilonia y Roma; los grandes espesores de piedra de las calzadas de esta última región son vestigios de una vieja técnica, fundada en principios similares a los actuales. La aparición del vehículo automóvil impuso, imperiosamente, condiciones especiales no sólo de resistencia del firme, sino también de continuidad y reducido desgaste de su superficie, para evitar el polvo, índice de destrucción del pavimento y peligro de consideración porque priva de visibilidad. La técnica moderna dispone de un gran número de firmes de variadas condiciones de resistencia y coste; es posible contar, en cada caso, según las condiciones de su cimiento, con el preciso para el tráfico que el camino ha de soportar.

15.2. Tipos de firmes. — Los firmes pueden clasificarse, de un modo general, en dos grandes grupos: firmes flexibles y firmes rígidos.

Un firme flexible consiste en una serie de capas de rigidez nula o relativamente débil, constituidas por materiales de calidad decreciente con la profundidad. En ellos, la transmisión de las cargas del tráfico al cimiento se realiza por un mecanismo de disipación gradual de tensiones; éstas van disminu-

yendo paulatinamente con la profundidad por una razón de reparto y no por efecto de una resistencia elevada a flexión de las capas del firme que produzca un efecto losa apreciable.

Las capas que normalmente forman o pueden formar un firme flexible, citadas desde la superficie y en el sentido de la profundidad, son las siguientes: pavimento, base y subbase. Este conjunto apoyará sobre la superficie de la explanada (fig. 15-1), preparada de acuerdo con lo expuesto en el tomo I de

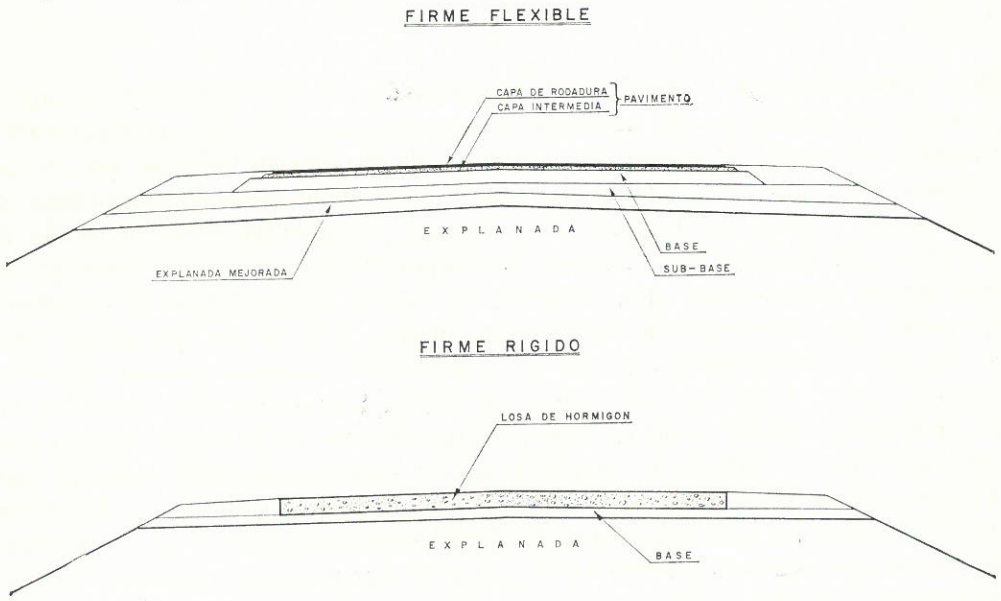


Figura 15-1.

esta obra. Con frecuencia se incluye, como formando parte del firme flexible, otra capa llamada explanada mejorada, constituida por suelo seleccionado de buena calidad convenientemente extendido y compactado sobre el terreno. Es dudoso si esta capa debe considerarse como integrante del firme propiamente dicho o como parte de las obras de tierra.

El pavimento tiene como función principal constituir la capa de rodadura para el tráfico. Ha de lograrse con él una superficie geométricamente uniforme sin desniveles ni ondulaciones, suficientemente rugosa para evitar el deslizamiento de los vehículos e impermeable para impedir la penetración del agua en las capas inferiores del firme y el cimiento. Cuando tiene un espesor apreciable contribuye de modo notorio a la resistencia estructural del conjunto.

Los tipos más corrientes de pavimentos son los tratamientos superficiales, las mezclas bituminosas. Un tratamiento superficial simple consiste en la aplicación de un riego de un producto bituminoso sobre la superficie de la base, cubierto por una capa de gravilla que se compacta debidamente. La aplicación de estas operaciones, repetidas veces, da origen a los tratamientos superficiales dobles, triples, etc.

Las mezclas bituminosas están constituidas por mezclas de áridos y un ligante bituminoso. El pavimento de mezclas bituminosas está formado normalmente por varias capas; la superior se llama de rodadura, y a la siguiente o siguientes capa o capas intermedias.

La base desempeña una función primordialmente resistente. Las cargas del tráfico se distribuyen por esta capa, que ha de resistir sin deformaciones permanentes los elevados esfuerzos a que se ve sometida. Los tipos de bases más utilizados son las granulares, las estabilizadas y las bituminosas.

Las bases granulares o bases sin cohesión están constituidas por materiales pétreos procedentes del machaqueo y trituración de rocas de canteras o gravas naturales, o mezcla de estos materiales y áridos naturales. Pueden ser de granulometría continua, bases de zahorra artificial, o discontinua bases de macadam; el macadam está formado por piedra machacada de tamaño uniforme convenientemente encajada y compactada, cuyos huecos se rellenan posteriormente por medio de un material fino, el recebo, que debe ser detritus de machaqueo o un suelo arenoso adecuado.

Las bases estabilizadas más extendidas pueden estar formadas por un suelo seleccionado mezclado con cemento y agua, bien por un material granular, mezcla de grava y arena, con cemento y agua. Se denominan bases de suelo-cemento y grava-cemento.

Las bases bituminosas están constituidas por mezclas de un árido y betún.

Tradicionalmente, las bases empleadas en firmes flexibles eran granulares; el aumento de las cargas pesadas en magnitud y en número ha exigido la utilización creciente de bases estabilizadas y bituminosas, que han pasado a ser de empleo casi exclusivo para las carreteras con tráfico importante.

La subbase es la capa situada inmediatamente bajo la base. Sobre algunos cimientos, en especial arcillosos, puede ser necesario colocar una subbase de zahorra natural o suelo estabilizado para evitar que la arcilla del cimiento penetre en la base; la subbase puede tener también una función drenante. En todo caso contribuye a la disminución de tensiones en el cuerpo del firme. Las subbases más empleadas son las zahorras y arenas naturales, y suelos estabilizados con cemento.

Sobre los suelos de mala calidad puede interesar establecer entre la subbase y su cimiento una capa de suelo seleccionado, que permita disminuir los espesores necesarios de firme y crear a la vez una plataforma adecuada para el desarrollo de los trabajos de construcción. Tal es la función y la naturaleza de la explanada mejorada.

El firme rígido está constituido por losas de hormigón hidráulico que apoyan directamente sobre el cimiento o por intermedio de una capa de base (figura 15-1). Las losas de hormigón trabajando por flexión, a causa de su rigidez y elevado módulo de elasticidad, distribuyen las cargas del tráfico sobre un área amplia del cimiento. El mecanismo de transmisión de esfuerzos es así por completo diferente al correspondiente a los firmes flexibles.

En los firmes rígidos el aumento de la magnitud y frecuencia de las cargas ha generalizado el empleo de bases granulares, y últimamente, de suelo estabilizado con cemento.

Por último, existen en la técnica de carreteras una serie de firmes intermedios, por su comportamiento ante las cargas, entre los firmes flexibles y rígidos; evolución de éstos, sobre todo por una mayor rigidez de los pavimentos, bases e incluso subbases de los firmes flexibles, y que vienen denominándose firmes mixtos; y también determinados firmes especiales como adoquinados, firmes de ladrillo, etc.

15.3. Acción del vehículo sobre el firme. — El vehículo al marchar sobre el firme, produce cargas que éste debe resistir en condiciones aceptables.

Cuando sólo existe tráfico lento de tracción animal, la carga estática es la única a considerar; con tráfico automotor, si el vehículo está detenido o marcha a pequeña velocidad, es también la carga estática la que debe considerarse, pero con el vehículo en movimiento a las velocidades normales y elevadas del tráfico, hay que tener presente el efecto de la velocidad; el impacto y los esfuerzos tangenciales adquieren importancia.

15.3.1. *Llanta rígida.* — La llanta rígida, generalmente, es de hierro; tiene los anchos mínimos que las ordenanzas de los diferentes países imponen (epígrafe 2.6); la carga efectiva depende de la superficie de contacto entre el firme y la rueda; será función, por tanto, de la elasticidad del terreno y de las características de la rueda, fundamentalmente diámetro y ancho. Si el firme no es liso, sino desigual, la superficie de contacto puede no ser la que corresponde al ancho de la rueda (fig. 15-2); la carga aumentará al disminuir el área efectiva de contacto.

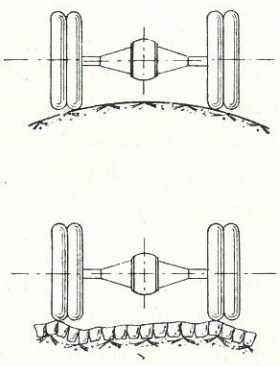


Figura 15-2.

Con llanta rígida el vehículo puede aumentar su carga sin más límites que la resistencia de la rueda, que puede ser muy grande; el esfuerzo tractor preciso para producir el movimiento deberá aumentar en proporción; el Código de Circulación español, ante la imposibilidad de limitar la resistencia de la rueda, y en la práctica, la carga unitaria sobre el firme, fija el número máximo de caballerías para cada ancho de llanta. La carga unitaria máxima normalmente admitida es de 104 Kg. por centímetro cuadrado de ancho para llantas metálicas y de caucho macizo.

15.3.2. *Neumáticos de aire.* — En el caso de neumáticos de aire el problema se complica; la superficie de contacto aumenta al crecer la carga, y ésta viene limitada por la resistencia de aquél; la carga media sobre el firme es igual, en la práctica, a la presión interna del neumático, dentro de los límites

normales de ésta. La superficie de contacto será igual al cociente de dividir la carga total sobre la rueda por la presión interna; según Westergaard, el área de contacto tiene forma elíptica, siendo la relación de los ejes 2,35 para los tipos corrientes de neumáticos; pero como el eje menor no puede ser mayor que el ancho del neumático, cuando la carga aumenta, la huella se alarga, tendiendo a convertirse en un rectángulo. Si las presiones internas crecen, se produce una cierta rigidez de los costados del neumático y, debido a ella, una concentración de cargas bajo los planos exteriores de la rueda; estas cargas pueden exceder de la presión interna del neumático; en la práctica, esto no sucede porque exige presiones muy altas que, precisamente por la rigidez de los costados del neumático, haría que la goma se calentase. El neumático se adapta a las desigualdades del firme, disminuyendo la importancia de los efectos de impacto. Por otra parte, la velocidad del vehículo y la elasticidad del neumático producen efectos de succión, que son causa de que el firme se desagregue si la unión entre sus elementos no tiene la suficiente resistencia.

Los efectos de impacto podrían llegar a multiplicar por 2,5 la carga estática en los vehículos antiguos. En la práctica, el coeficiente de impacto viene influenciado no sólo por la importancia y tipo del obstáculo, sino también por las características del vehículo; la moderna suspensión de la caja, interpuesta entre el bastidor y la rueda, disminuye en proporción importante el efecto de impacto; por ello, hoy en día no se consideran para firmes y vehículos modernos valores del impacto superiores al 30 por 100.

En el vehículo que rueda sobre un firme con desigualdades apreciables, se pierde una parte del esfuerzo de tracción; cuando las ruedas motrices pasan por una discontinuidad, se produce en ellas una aceleración que, aparte de ser desagradable, representa una pérdida apreciable de energía y da lugar a un aumento de los esfuerzos tangenciales; la marcha es incómoda y cara, pues el consumo de combustible aumenta.

Cuando las desigualdades del firme se producen periódicamente, pueden originarse efectos de resonancia que den lugar a movimientos peligrosos de la caja; en todo caso, la marcha será molesta en extremo. Este fenómeno puede presentarse, por ejemplo, en los firmes asfálticos, bien por ondulaciones del conjunto de la masa (en hormigones asfálticos o riegos profundos) o por movimiento de la capa superficial en los firmes de macadam con riego asfáltico. La discontinuidad que las juntas representan en los firmes de hormigón hidráulico puede producir también una repetición de choques muy molesta.

Las presiones verticales que origina el tráfico no se reparten de modo uniforme en la superficie de la calzada (fig. 15-3), ni lógicamente en los planos horizontales situados a diversas profundidades.

La presión de inflado influye decisivamente en las tensiones que se desarrollan en la superficie del firme y en su parte superior, la carga total en las presiones transmitidas al cimiento. En la figura 15-4 se han dibujado las leyes de variación con la profundidad de la presión vertical en el centro de áreas circulares de carga con reparto uniforme de presión en superficie. Correspon-

den a cargas totales de 5, 8,2 y 13 toneladas y a presiones de inflado que oscilan entre 4 y 8 Kg./cm.^{2}. Aunque calculadas por la fórmula de Boussinesq, sólo constituyen una aproximación del reparto real de presiones verticales, dan idea clara de lo que anteriormente se afirma.

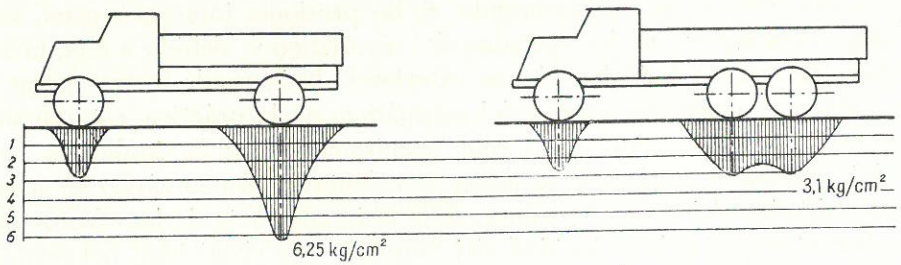


Figura 15-3.

En la carretera hay que considerar no solamente los efectos de los esfuerzos normales, sino también los tangenciales.

Los esfuerzos tangenciales se producen:

a) Durante la marcha y en el sentido de ésta.
b) Transversalmente, en las curvas.
c) Al frenar o acelerar rápidamente.

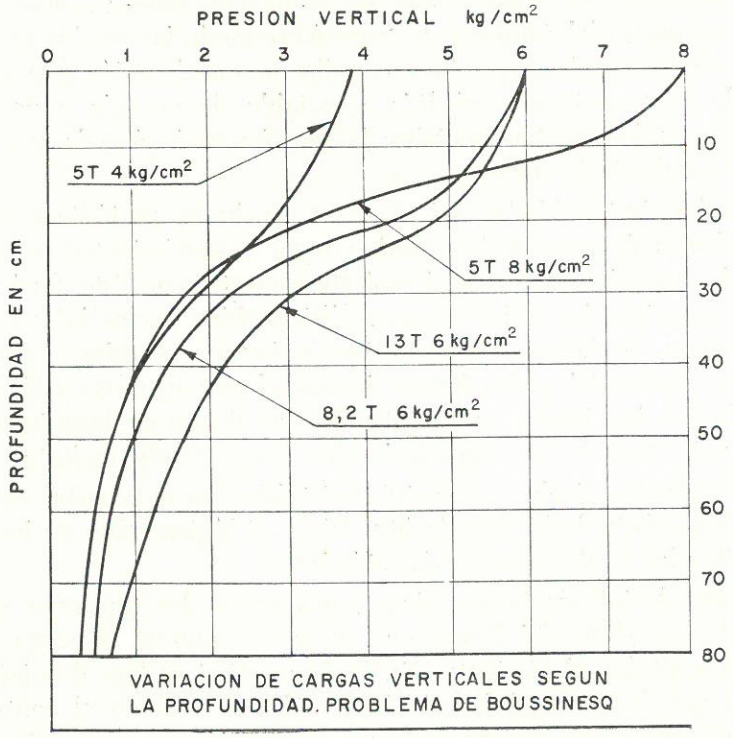


Figura 15-4.

El vehículo marcha por la reacción que el firme produce sobre la rueda, cuyo máximo valor es (epígrafe 2.9):

$$T = \mu_r \cdot P$$

Si Ω es la superficie de contacto, la máxima carga unitaria por este concepto será:

$$t = \frac{T}{\Omega} = \frac{\mu_r P}{\Omega}$$

Si el frenado se efectúa patinando el vehículo, la fuerza viva se absorbe por el esfuerzo tangencial T_f, o sea, que tendremos:

$$T_f \cdot l_f = \frac{P v^2}{2g}$$

donde l_f es la distancia de frenado; P, el peso del vehículo, y v, la velocidad; la carga tangencial de frenado será:

$$T_f = \frac{P v^2}{2g l_f}$$

y la carga unitaria será:

$$\frac{T_f}{\Omega}$$

El efecto de las frenadas bruscas sobre el firme se conoce frecuentemente por la huella que las ruedas dejan sobre el mismo, si se trata de una superficie unida; si es discontinua, firme de macadam por ejemplo, puede incluso producir su desintegración.

En una curva de radio r se producirá una fuerza tangencial total:

$$T_c = \frac{P v^2}{g r}$$

$\frac{T_c}{\Omega}$ será la carga unitaria correspondiente a la fuerza centrífuga.

Las ruedas, en su movimiento de rotación, producen efectos de vacío que tienden a arrancar el recebo; el efecto de succión de las ruedas se disminuye considerablemente con los dibujos de la superficie de la cubierta, que permiten la entrada parcial del aire en la zona de contacto. Por otra parte, el vehículo al marchar, provoca un vacío detrás del mismo, que, por las corrientes que origina, puede arrastrar el recebo en los firmes sin tratamiento superficial; éste, al quedar descarnado, aumenta la resistencia a la rodadura y, por tanto, de los gastos de explotación; además, las piedras se sueltan y se ocasionan los baches.

CAPITULO XVI

LOS MATERIALES PETREOS

16.1. Los firmes, en su mayoría, están constituidos por un material resistente, la piedra, al conjunto de la cual se da, por diferentes medios, la estabilidad precisa; las propiedades resistentes del material pétreo, su forma y composición granulométrica tienen gran importancia para la resistencia del firme. Por otra parte, el coste de la piedra pesa considerablemente en el de la obra; hay que escoger su calidad con un sentido económico para que su resistencia sea la necesaria y suficiente; ha de cumplir unas condiciones mínimas, no sólo de resistencia, sino además de calidad en relación con el tráfico y el tipo de firme a construir; por ejemplo, un firme en el cual se emplee el asfalto como ligante y según el tipo de éste exigirá unas condiciones de piedra, algunas distintas que las que pueden ser precisas para un hormigón hidráulico. Emplear un material pétreo adecuado y de características uniformes, es fundamental para el éxito del firme. Hay que exigir unas determinadas, y comprobar que éstas se mantienen con la debida constancia. Para ello, será preciso realizar ensayos con dos fines: *a*) escoger un material que resista en forma adecuada al tráfico y clima que ha de soportar y que sea el conveniente para el tipo de ligante a emplear; *b*) comprobar la uniformidad de los suministros y disponer los acopios en forma tal que se evite la segregación de los distintos tamaños antes de su empleo.

16.2. Características a considerar en los materiales pétreos.

Los ensayos más corrientes a realizar y sus fines son:

ENSAYO	OBJETO
1. Peso específico	Identificación, variedades del material y dosificación de las mezclas.
2. Peso aparente por unidad de volumen	Paso de volumen a peso en dosificaciones.
3. Composición granulométrica ...	Dosificación. Volumen de huecos.
4. Huecos	Compacidad de morteros y hormigones.
5. Arcilla, cieno y materia orgánica	Calidad del agregado para su empleo en morteros y hormigones asfálticos o hidráulicos.
6. Coeficiente de calidad Deval ...	Resistencia al tráfico.
7. Coeficiente de desgaste Los Angeles	Idem íd.

ENSAYO	OBJETO
8. Coeficiente de friabilidad	Resistencia al tráfico.
9. Desgaste por rozamiento de las rocas y los áridos	Idem íd.
10. Resistencia al choque	Idem íd.
11. Resistencia a compresión	Idem íd.
12. Coeficiente de absorción y heladicidad	Resistencia a los agentes atmosféricos.
13. Resistencia a la acción de los sulfatos sódico o magnésico	Idem íd.
14. Poder ligante	De interés para los firmes de macadam.
15. Forma de las partículas	Comportamiento en obra; características del proceso de machaqueo.
16. Adhesividad a los aglomerantes asfálticos	Comportamiento en los firmes bituminosos.
17. Estudio mineralógico	Identificación, textura de la roca y posibilidad de descomposición de los minerales y de su agresividad en obra.

Los materiales pétreos a ensayar se denominan, según su forma y dimensiones, piedra partida, grava o gravilla, arena y adoquines. Normalmente se considera como:

Grava	mayor de 20 mm.
Gravilla	entre 2 y 20 mm.
Arena	entre 0,05 y 2 mm.

Los materiales de dimensión menor de 0,05 mm. son: limo y arcilla.

La piedra para adoquines, con forma más o menos labrada, tiene dimensiones superiores a 6 cm. y constituye directamente la capa de rodadura, unidos entre sí los diferentes elementos con arena, mortero de cemento o productos bituminosos.

16.3. Toma de muestras. Cantidad. — La toma de muestras es una operación muy delicada; tan importante como el ensayo mismo, pues de muy poco o nada servirá la exactitud de éste si la muestra analizada no fue representativa del material a ensayar. La toma de muestras debe hacerse por personal capacitado que se dé cuenta de la importancia de la operación. El procedimiento a seguir viene regulado en España para los distintos materiales pétreos por la N. L. T. 148/58 (*).

(*) Norma Laboratorio del Transporte.

Habrá que tomar una serie de muestras en puntos distintos para componer, con su conjunto, la muestra total, de la cual habrá de obtenerse la representativa, que es la que se analizará en el laboratorio; se comprende perfectamente que el número de muestras individuales, el tamaño de ellas y el de la representativa a analizar dependerá del tamaño máximo del árido. Por ello, en la norma citada se dispone que el número de muestras y el tamaño de cada una sea el siguiente:

Tamaño máximo	Muestras individuales	Muestra compuesta	Muestra Laboratorio
2 1/2" (63,5 mm.) o mayor	20 × 25 Kg.	500 Kg.	125 Kg.
1 1/2" (38,1 mm.)	20 × 10 "	200 "	50 "
1" (25,4 mm.)	20 × 10 "	200 "	50 "
3/4" (19,1 mm.)	20 × 5 "	100 "	25 "
1/2" (12,7 mm.)	20 × 5 "	100 "	12,5 "
3/8" (9,52 mm.)	20 × 2 "	40 "	10 "
1/4" (6,35 mm.)	20 × 2 "	40 "	5 "
Núm. 4 (4,76 mm.)	20 × 2 "	20 "	5 "
Núm. 10 (2,00 mm.)	20 × 2 "	20 "	2,5 "
Núm. 30 (0,59 mm.)	20 × 2 "	20 "	0,5 "

Las cantidades indicadas se duplicarán o triplicarán tomando más muestras individuales si las condiciones en que hay que hacerlo no son normales, bien por dificultad en la misma toma, bien por observarse segregaciones notables del material.

16.4. Garantía de las muestras. — Las muestras de materiales con las cuales se van a realizar los ensayos cuyos resultados van a servir para aceptar o rechazar el suministro se tomarán por la Administración, el comprador o por sus representantes autorizados.

Si se trata de tomar muestras de una cantera, previo un reconocimiento detallado de su frente, se escogerán los estratos que pudieran resultar más representativos de la calidad media del material; el peso mínimo de cada muestra deberá ser 25 Kg.

El problema más delicado es la toma de muestras de una gravera, donde la diversidad de calidades y tamaños puede ser grande; deberán tomarse, a ser posible, de las diferentes calidades. Es aconsejable hacerlo en la carga o descarga del material en pequeñas cantidades y a intervalos regulares, reuniéndolas y obteniendo la que se ha de ensayar por medio de cuarteos sucesivos. Si esto no es posible y hay que obtener la muestra de un depósito o de una pila de almacenamiento, se tomarán de pequeño volumen en lugares distribuidos uniformemente sobre el montón, después de separar los primeros 30 cm. de

material y de evitar las zonas en que se presenten segregación de tamaños. Las muestras parciales se reúnen para formar la general, y ésta, se reduce al tamaño apropiado por cuarteo.

La operación de cuarteo puede realizarse, bien a mano o por medio de dispositivos mecánicos. El cuarteo a mano se efectúa mezclando bien el material, formando después un montón cónico y dividiéndolo en cuatro cuadrantes iguales, de los que se toman dos opuestos diagonalmente, con los que se vuelve a repetir la operación de mezcla, amontonamiento y separación de cuadrantes, hasta obtener el volumen apropiado de muestra.

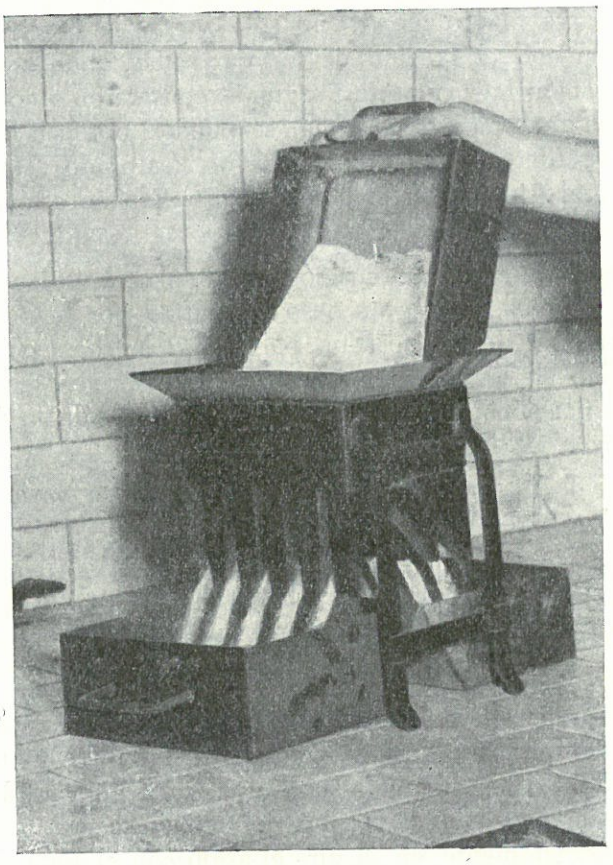


Figura 16-1.

En el cuarteo mecánico se emplean para facilitar la división de la muestra unos aparatos de diversas formas y tamaños. Los más sencillos, llamados "rifles" (fig. 16-1), consisten en una bandeja cuyo fondo está dividido transversalmente formando aberturas estrechas, las cuales descargan alternativamente a lados opuestos. La muestra se echa uniformemente, después de mezclada sobre la bandeja, y las dos mitades se recogen separadamente en recipientes

apropiados; una de ellas se vuelve a mezclar en el mismo recipiente y a verter de nuevo sobre la bandeja, repitiendo la operación cuantas veces se necesite para llegar a la muestra del volumen deseado.

16.5. Peso específico. — Es una característica física de la roca que depende de la composición mineralógica y de su textura.

El peso específico real sería la media del peso específico de cada una de las partículas que componen la roca, determinado aisladamente. En la práctica se obtiene el peso específico aparente de los fragmentos de la roca; en su determinación se hace caso omiso de los huecos internos que tenga el material y, por tanto, variará más o menos, no sólo según la compacidad del material, sino también con el tamaño de las partículas que se empleen. Dentro de esta determinación hay variantes, según se consideren o no los huecos superficiales a los que tiene acceso el agua; se pueden obtener los pesos específicos siguientes: aparente (árido seco), aparente (saturado, superficie seca) y peso específico real (sin saturar la muestra). En España está normalizado este ensayo por la N. L. T. 154/58.

El peso específico es una indicación de la calidad de los áridos procedentes de una clase de roca, ya que un peso específico por bajo del medio de la roca tipo, indica una descomposición parcial en las de tipo eruptivo, o una menor compacidad en las sedimentarias. Es también necesaria su determinación para la dosificación de las mezclas de áridos, el cálculo de la absorción y los huecos del material.

La cantidad de material necesaria para el ensayo varía, con el tamaño máximo del árido, entre 10 Kg. y 50 gr.

Para determinar el peso específico del árido seco se determina el peso en el aire del árido después de desecado, se sumerge en agua y se vuelve a pesar; el cociente entre el peso del árido seco y el volumen, diferencia entre este peso y el sumergido, es el peso específico del árido seco.

Para la determinación del peso específico saturado, superficie seca, se mantiene sumergido el árido durante veinticuatro horas en agua destilada, con lo que su superficie absorberá agua hasta una cierta profundidad, según el tipo de roca. A las veinticuatro horas se saca del agua y se seca tan sólo la superficie, pesando inmediatamente en el aire el árido con el agua absorbida. Se sumerge, a continuación, en agua y se vuelve a pesar sumergido en ella. La pérdida de peso nos dará el volumen, y el resultado de dividir el peso por él, el específico.

Con el árido fino el peso en el aire se determina igualmente, o bien seco o saturado, superficie seca, y el volumen en ambos casos se halla por diferencia midiendo el agua necesaria para llenar un recipiente de volumen conocido cuando contiene la muestra previamente pesada en el aire.

Con estos datos se calculan los tres tipos de pesos específicos.

Las tres variantes de pesos específicos tienen su empleo en la dosificación de las mezclas y en la identificación de los áridos.

Filler. — Polvo mineral que se emplea para rellenar los huecos del árido compuesto y que tiene la siguiente granulometría:

100 por 100 pasa por el tamiz n.º 30
85 por 100 pasa por el tamiz n.º 100
65 por 100 pasa por el tamiz n.º 200

Con los *fillers* se determina el peso específico en el frasco de Chatelier, en el cual, después de lleno hasta un nivel de un líquido que no reaccione con la muestra (gasolina, nafta, xilol), se vierte la muestra (40 gr.) después de pesada y se mide el volumen por el aumento del nivel en el cuello graduado.

Hay otras variantes para determinar el volumen de los áridos: medir o pesar el agua desplazada de un recipiente enrasado y el empleo de los diversos tipos de medidores de volumen de mercurio.

16.6. Densidad aparente de los áridos. — Tiene poca trascendencia como característica de la calidad del material; pero es dato auxiliar de interés para hacer la conversión aproximada de volumen a peso y viceversa y para determinar los huecos de un árido, conocido su peso específico aparente. Puede obtenerse con compactación o sin ella. Está regulado su procedimiento de obtención por la N. L. T. 156/58.

Se emplean recipientes de volumen conocido, y cuyas dimensiones están en relación con el tamaño máximo del árido.

En ellos se vierte el árido desde una altura determinada para la densidad suelta o se llena en tres tongadas que se apisonan con una varilla de tamaño y forma determinados, dando un número fijo de golpes con una altura dada de caída. Puede hacerse la compactación por asentamiento dejando caer el recipiente sobre un suelo firme 50 veces.

16.7. Huecos. — Se obtienen por diferencia entre el peso específico aparente (árido seco) y el correspondiente por unidad de volumen.

16.8. Composición granulométrica. — El análisis granulométrico de un árido tiene por objeto comprobar si la proporción de los distintos tamaños es la debida para el fin a que se destina; hay que tener presente que la composición granulométrica da una resistencia al esqueleto del firme, que tiene gran influencia en la final de éste. La determinación de la composición granulométrica está regulada por la N. L. T. 150/58.

El peso mínimo de la muestra depende del tamaño máximo de las partículas. La norma citada prescribe:

Tamaño máximo de las partículas — *mm.*	Peso mínimo de la muestra — *gr.*
9,52 (3/8″)	1 000
12,70 (1/2″)	2 500
19,05 (3/4″)	5 000
25,40 (1″)	10 000
38,10 (1 1/2″)	15 000
50,80 (2″)	20 000
63,50 (2 1/2″)	25 000
76,20 (3″)	30 000
88,90 (3 1/2″)	35 000

El análisis se realiza en la forma indicada en el epígrafe 10.16; es recomendable el empleo de tamizadores vibrantes (fig. 16.2) que facilitan mucho la labor y repiten mejor los resultados.

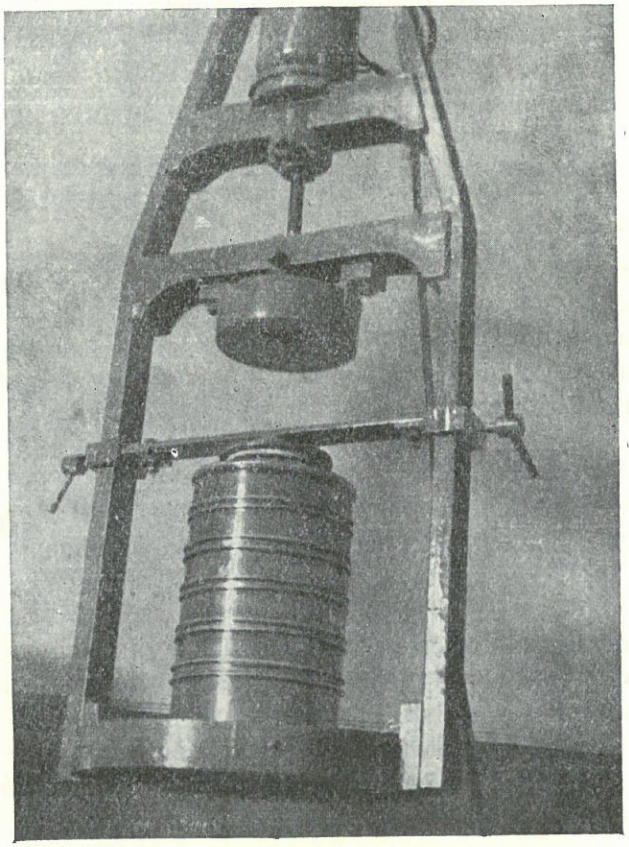


Figura 16-2.

16.9. Arcilla y limo. (Material que pasa por el tamiz núm. 200.) — Cuando existe limo y arcilla unidos a la arena o la grava, el ligante, cemento o betún no adhiere bien al material pétreo, resultando hormigones de cemento o bituminosos defectuosos por su baja resistencia; hay parte que se elimina en la fabricación de los aglomerados asfálticos durante las operaciones de secado y cribado, pero normalmente siempre queda una cierta cantidad que es perjudicial. Para su determinación, según la norma A. S. T. M. 117, se toman 500 gr. si se trata de arena (material que pasa por el tamiz núm. 4) o aproximadamente 5 Kg. para áridos. Se seca la muestra a peso constante a 110° C.; se coloca en una vasija o bandeja en la cual pueda mezclarse agitándola intensamente con agua; ésta se vierte después sobre dos tamices: el inferior, el núm. 200, y el superior, el núm. 46; la operación debe continuarse hasta que se obtenga agua completamente limpia; el material detenido en los tamices se añade al resto de la muestra que se deseca a peso constante y se pesa; la pérdida de peso es el material que pasa por el tamiz núm. 200 y que puede considerarse como limo o arcilla.

Se debe exigir que la cantidad de limo o arcilla no sea superior al 1 por 100 para árido grueso, 3 por 100 para el árido fino sujeto a desgaste y 5 por 100 par hormigones asfálticos o hidráulicos; se puede transigir con límites más altos si el material que pasa por el tamiz núm. 200 es realmente polvo del árido mismo, no arcilla.

16.10. Calidad de los áridos. — Para valorar la calidad de los áridos existen una serie de ensayos físicos que pretenden expresar numéricamente la calidad del material para su empleo en obra.

Los ensayos más antiguos se realizaban con probetas individuales, cuidadosamente preparadas y seleccionadas, con objeto de determinar las propiedades de la roca como material de construcción. La experiencia ha demostrado que las propiedades de los áridos son diferentes de las de las rocas de donde proceden y, por ello, se realizan los ensayos de calidad con los áridos tal y como van a ser utilizados.

Los ensayos más empleados son los siguientes:

Ensayo de desgaste con la máquina Deval. — La máquina Deval consiste en uno o más cilindros de hierro con tapa que ajusta perfectamente, montados sobre un bastidor de manera que su eje forma un ángulo de 30° con el de rotación, en la disposición que puede verse en la figura 16-3.

El ensayo se realiza de dos maneras distintas, según se trate de roca partida o de grava.

Para la piedra se comienza por preparar fragmentos de roca de forma lo más cúbica posible, de aristas vivas y un tamaño de 5 a 8 cm., según los países. Se lavan y secan y se escoge un número de fragmentos lo más próximo que se pueda a 50, con un peso total de 50 Kg. Después de pesada la muestra se introduce en el cilindro y se cierra éste herméticamente, haciendo dar al

bastidor 10 000 vueltas (unas cinco horas) a una velocidad de 30 a 33 revoluciones por minuto. Se saca la muestra, se separa el material fino cribando por el tamiz núm. 12 (1,68 mm.), se lavan los fragmentos retenidos para quitar el polvo y se pesan después de secos.

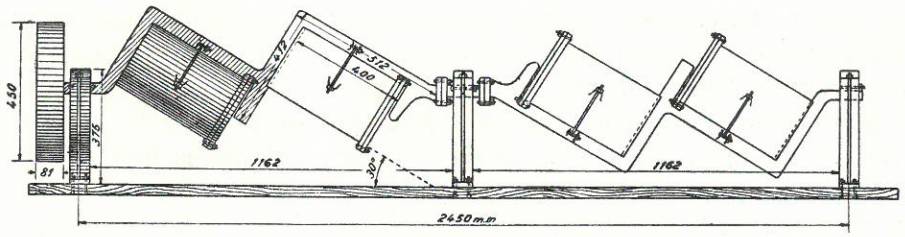


Figura 16-3.

Con las gravas se realiza el ensayo cribando el material y separándolo con los tamices de la tabla 15-I. Después de lavados y secos los distintos tamaños, se compone con arreglo a una de las cinco granulometrías que se dan, una muestra de 5 Kg. que se introduce en el cilindro de la máquina Deval junto con seis esferas de hierro de $1\frac{7}{8}$ (47,6 mm.) de diámetro y 0,43 de peso cada una. El resto del ensayo se realiza en la misma forma que con la piedra partida.

TABLA 15-I.

TAMAÑO	TAMIZ		Tanto por ciento
	Pasa	Retenido	
A	3/4	1/2	25
	1	3/4	25
	1 1/2	1	25
	2	1 1/2	25
B	3/4	1/2	25
	1	3/4	25
	1 1/2	1	50
C	3/4	1/2	50
	1	3/4	50
D	1/2	Núm. 4	50
	3/4	1/2	50
E	3/8	Núm. 4	50
	1/3	3/8	50

Los franceses, que fueron quienes lanzaron este ensayo, expresan el desgaste con el llamado "coeficiente francés", dado por la expresión:

$$\frac{400}{\%\text{ de pérdida}}$$

Como orientación, diremos que se suele clasificar el material para firmes por el coeficiente francés, como:

Malo	Inferior a 7
Regular	De 7 a 9
Aceptable	De 9 a 11
Bueno	De 11 a 13
Muy bueno	De 13 a 15
Excelente	Mayor de 15

Una caliza dura tiene un coeficiente de calidad de 14; un buen granito, 17; y un pórfido duro puede llegar a 30.

El coeficiente Deval debe obtenerse con un material de clase uniforme; por esta causa es expuesta a error su determinación en la grava rodada; solamente unas cuantas piedras de material blando alterarán profundamente el resultado.

Los franceses han empleado el ensayo Deval húmedo: se prepara la muestra como el ensayo en seco cuidando que las piedras sean lo más cúbicas posible y con aristas vivas, empleando el martillo para lograr que se cumpla esta condición; se someten las piedras al desgaste como en el ensayo en seco, con los recipientes llenos de agua. Terminadas las 10 000 vueltas se saca la muestra, se lava, se seca y se criba a través de un cedazo de 1,6 mm. Se expresa el coeficiente Deval lo mismo que para el ensayo en seco:

$$\frac{400}{\%\text{ de pérdida}}$$

El coeficiente húmedo es, en general, más bajo con piedras blandas y con ciertas rocas volcánicas; hay ciertos tipos de áridos, los silíceos, que dan coeficiente húmedo superior al seco. Los franceses consideran un coeficiente Deval húmedo superior a 6 como indicativo de una piedra aceptable.

Ensayo de desgaste Los Angeles. — Actualmente ha alcanzado una gran difusión no sólo en los Estados Unidos, sino en muchos países, el ensayo de desgaste empleando la máquina de Los Angeles; consiste en un cilindro de acero de 28 pulgadas (71,12 cm.) de diámetro y 20 pulgadas (50,8 cm.) de longitud con sus extremos cerrados, en cuyo centro y sin penetrar en el interior van

acoplados dos ejes sobre los que gira horizontalmente (fig. 16-4). Va provisto de una abertura para introducir la muestra, y en su interior, y adosado a la pared, lleva un entrepaño de 3,5 pulgadas de ancho.

El ensayo normalizado en la N. L. T. 149/58 consiste esencialmente en lo siguiente:

Se compone una muestra según una de las siete granulometrías y con los pesos que se fijan en las normas. La muestra, junto con una carga abrasiva de bolas de hierro (de peso y diámetro determinado), cuyo número se fija según

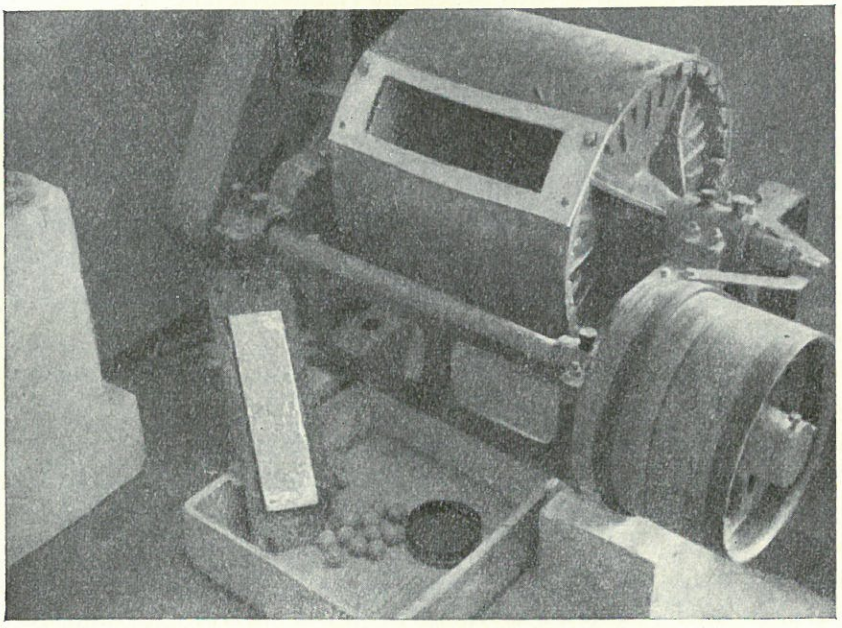


Figura 16-4.

la granulometría escogida, para hacer independientes los resultados de la que se emplea, se echa dentro del cilindro, haciéndola girar a una velocidad de 30 a 33 r.p.m. y dando 500 ó 1 000 vueltas, según la muestra empleada. Se saca el material, se separan por el tamiz núm. 12 (1,68 mm.) los finos formados, y el material retenido se lava y seca. La diferencia en peso entre la muestra inicial y el material retenido en el tamiz, expresado en tanto por ciento, da el coeficiente de desgaste Los Angeles.

La comparación de los dos ensayos en seco, Deval y Los Angeles, lleva a nuestro juicio a las siguientes conclusiones:

1.ª El ensayo de Los Angeles es más rápido: se realiza sin más preparación que la composición granulométrica del árido; en el Deval hay que escoger piedras de tamaño regular, operación que hay que hacer a mano y que hoy

se complica aún más por la condición que la técnica francesa impone de regularizar la forma del árido a martillo para que se aproxime a la cúbica. El número de vueltas en el de Los Angeles es de 500 a 1.000 en vez de las 10.000, lo que supone unos quince o treinta minutos en vez de cinco horas.

2.ª La dispersión de resultados en el ensayo de Los Angeles es menor que en el Deval.

3.ª En el ensayo de Los Angeles se acusa mejor la presencia de las partículas en forma de lajas y de la proporción de material friable.

4.ª Los desgastes obtenidos en el ensayo de Los Angeles son más altos que en el Deval.

5.ª El Deval húmedo es más real, pues los firmes tienen siempre humedad, que cambia las características del desgaste; por eso, serían conveniente que se estudiase un ensayo de Los Angeles húmedo. Un buen resultado Deval da siempre uno bueno de Los Angeles; lo contrario no es siempre cierto.

La prueba de Los Angeles, tal como hoy se realiza, da desgastes que varían desde el 10 por 100 para rocas porfídicas muy duras, hasta el 90 por 100 para rocas muy blandas. En Estados Unidos se admite un desgaste de 40 para capas de rodadura y tratamientos superficiales, 50 para hormigones y 60 para subbases de firmes bituminosos. En España es posible exigir un coeficiente de 30 para capas de rodadura y 40 en los demás casos.

Ensayo Amédée Mannheim. — En un árido cuya granulometría varíe de 10/25 mm. se determina la curva granulométrica, dibujándola en un gráfico cuya escala horizontal representa en centímetros los milímetros de diámetro del orificio, y en la vertical, el tanto por ciento del material que pase por el tamiz, en escala de 2 mm. por cada 1 por 100. Se introduce el material en el tambor de la máquina Mannheim, análogo al de Los Angeles, con una pequeña diferencia de dimensiones y con él ocho bolas de acero de 640 gr. cada una; se hace girar el tambor a 24 vueltas por minuto durante diez minutos. Se saca el material y se vuelve a pasar por los tamices primitivos dibujando la correspondiente curva granulométrica; el área comprendida entre las dos curvas, expresada en milímetros cuadrados y dividida por 20 mm.^{2}, expresa el coeficiente Amédée Mannheim.

La calidad de la piedra, como hemos dicho, es fundamental para el comportamiento del firme. La medida Deval es principalmente del desgaste por rozamiento mutuo, efecto al cual están sometidos los elementos áridos del firme; el ensayo de Los Angeles mide, principalmente, la resistencia al choque, también efecto importante que sufren los elementos pétreos del firme y, en cierta medida, aprecia el coeficiente de forma de los áridos; parece, pues, que más que ensayos excluyentes deben ser complementarios.

Tiene importancia también para el comportamiento definitivo del firme la calidad de los finos que se producen en los ensayos; los de naturaleza plástica son mucho más peligrosos que los no plásticos. Hay que tener, en todo caso, muy en cuenta el fin a que la piedra se destina: subbase, base o capa de rodadura; las condiciones a exigir deberán ser diferentes; hay que pesar muy bien las que se exijan, teniendo en cuenta los áridos disponibles a distancia económicamente aceptable; y complementar el ensayo de calidad con los que más adelante se exponen.

16.11. Coeficiente de friabilidad. — Friabilidad de un material es la facilidad que tiene para disgregarse bajo una presión determinada; su medida es interesante en los áridos gruesos que se emplean en construcción de firmes, de macadán especialmente, pues da idea bastante exacta de cuál será el comportamiento del material por las cargas de compresión producidas durante la construcción y el tráfico.

Este ensayo consiste, en esencia, en tomar un volumen de piedra de una composición granulométrica dada e introducirla en un cilindro metálico y someterla a una compresión determinada; se extrae luego el material y se obtiene la cantidad que se ha formado de material más fino que el tamiz escogido.

En los distintos procedimientos empleados varía la composición granulométrica del árido a ensayar, las dimensiones del recipiente, que está en relación con la primera, la presión aplicada y el tamiz escogido para separar los finos. En el Laboratorio del Transporte, después de ensayar diversas técnicas, se ha adoptado la inglesa, que tiene las siguientes características:

El molde cilíndrico de acero de la forma y dimensiones acotadas en la figura 16-5; se toma una muestra de árido que pese aproximadamente 7 libras (3,17 Kg.), de dimensión comprendida entre 1/2 y 3/8 de pulgada (12,7 milímetros y 9,52 mm.) y se seca durante cuatro horas entre 100 y 110° C.; se coloca el material a ensayar en el molde cilíndrico, compactándolo y nivelándolo; se coloca el émbolo en la parte superior y por intermedio de él y utilizando una prensa, se aplica a la piedra una carga de 40 toneladas; el ritmo de aplicación de la carga debe ser uniforme, pasando de 0 a 40 toneladas en diez minutos. Se saca el árido del cilindro y se separa el material removido en dos fracciones por el tamiz B. S. núm. 7; la parte que pasa por el indicado tamiz, expresada en tanto por ciento del total, se toma como valor de la friabilidad. El ensayo debe repetirse tomando la media de los dos valores obtenidos. La friabilidad oscila entre 5 y 35; en piedras usuales españolas son normales los siguientes valores:

Calizas	De 14 a 30 por 100
Granitos	De 15 a 35 "
Pórfidos	De 8 a 15 "
Cuarcitas	De 15 a 25 "

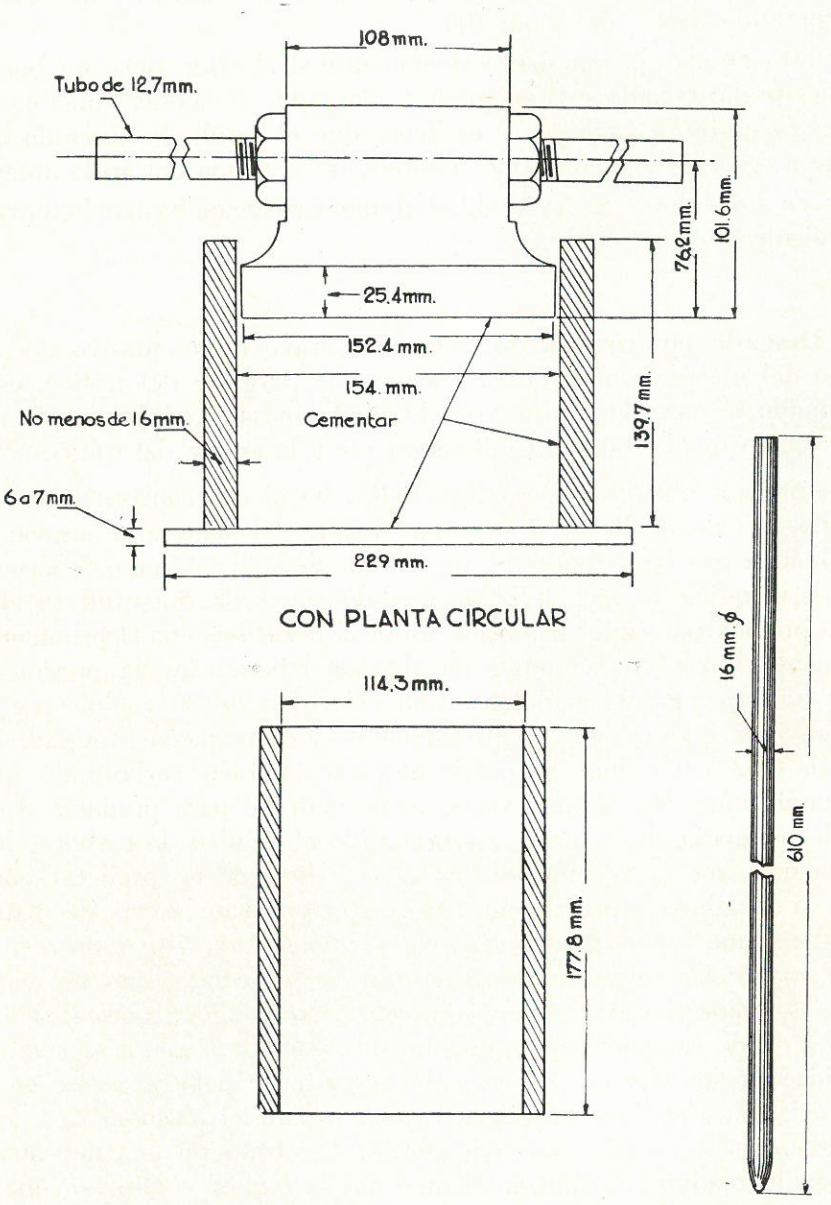

108mm.
Tubo de 12,7mm.
101.6mm.
76,2mm.
25.4mm.
152.4 mm.
154. mm.
Cementar
No menos de 16mm.
6 a 7mm.
139.7 mm.
229 mm.
CON PLANTA CIRCULAR
114,3mm.
177.8 mm.
16 mm. ϕ
610 mm.

Figura 16-5.

Se puede ensayar material de diferente tamaño usando un molde mayor o menor; pero el ensayo más representativo es el obtenido con el árido del tamaño fijado; el ensayo repite con suficiente precisión, pues las diferencias que se obtienen no exceden del 2 por 100.

En este ensayo se aprecia perfectamente si el árido tiene un buen coeficiente de forma; cuando existen piedras alargadas o lajosas aumenta rápidamente el valor de la friabilidad; es decir, que el resultado obtenido depende de la naturaleza de la piedra, pero también de la forma del árido obtenido.

Tienen los valores de la friabilidad una correlación bastante constante con el coeficiente de Los Angeles.

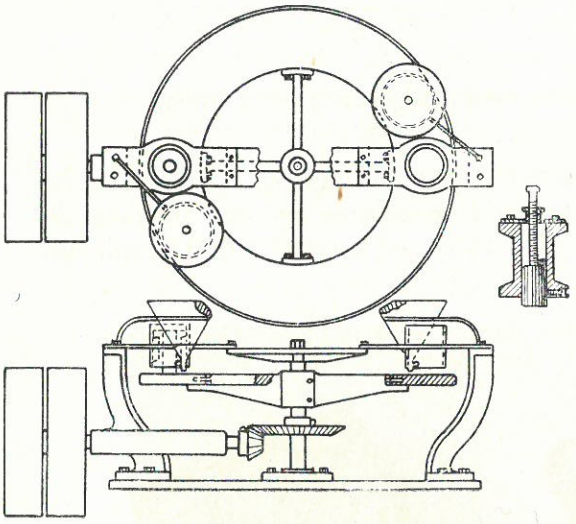
16.12. Desgaste por rozamiento. — Es un ensayo representativo del comportamiento del material sometido a la acción de desgaste del tráfico; es importante cuando se trata de piedras para blindado, mosaico o adoquinado, cuya superficie ha de quedar sometida directamente a la acción del tráfico.

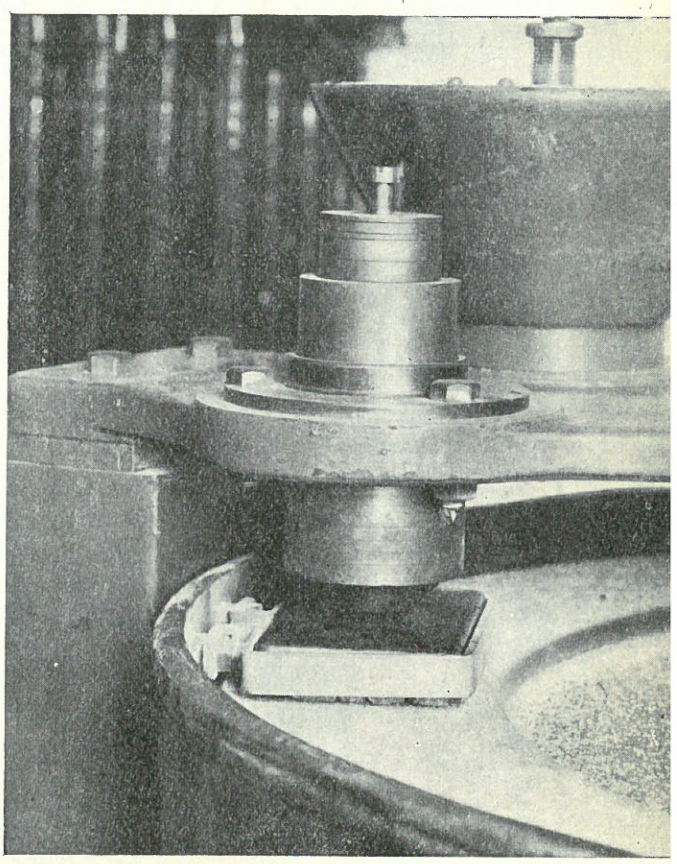
Se emplea la máquina Dorry (figs. 16-6, *a*, *b* y *c*), que consiste en una pista giratoria con un desarrollo de 2 m.; una probeta del material a ensayar, de forma prismática con base cuadrada, de 30 mm. de lado y 45 mm. de altura, se coloca en la máquina después de haber medido con toda exactitud su altura; se carga la probeta para que su presión sobre el disco sea una determinada —corrientemente, 2 Kg./cm.^{2}, aunque en algunos laboratorios la presión es menor—, y se hace girar la máquina a una velocidad de 30 vueltas por minuto, añadiendo por los embudos, constantemente y en pequeña cantidad, arena de cuarzo de 0,62 a 0.83 mm. Se puede emplear también carborundo que pase por el tamiz núm. 80. Algunas veces, como material para producir el desgaste se emplean limaduras de hierro; es preferible el empleo de carborundo o arena de cuarzo, que no se aglomera en la superficie de las probetas, como ocurre con la limadura, especialmente cuando se ensayan losetas de material asfáltico. Para que los resultados sean comparables es preciso indicar la naturaleza del material empleado para el desgaste y las condiciones del ensayo. El desgaste se mide después de un recorrido determinado, normalmente 4 000 vueltas, en todo caso debe obtenerse los desgastes parciales para comprobar la regularidad de los mismos. La cifra de desgaste se debe expresar en milímetros; puede darse el desgaste relativo con un material nacional tipo, empleado en pavimentación; en este caso, para mayor exactitud en la comprobación, se coloca en la máquina, al mismo tiempo que la probeta a ensayar, una del material patrón; se eliminan así errores, entre ellos, como más importante, el que pueda provenir de la naturaleza del material empleado para producir el desgaste: arena, limadura de hierro o carborundo.

El desgaste con arena de cuarzo como abrasivo es alrededor de 12 milímetros para un microgranito, y puede descender hasta 7 mm. para un granito porfídico; un pavimento de asfalto comprimido, en losetas de buena calidad, tiene un desgaste de 20 mm. y puede admitirse un máximo de 28 mm.; todos

Figuras 16-6.

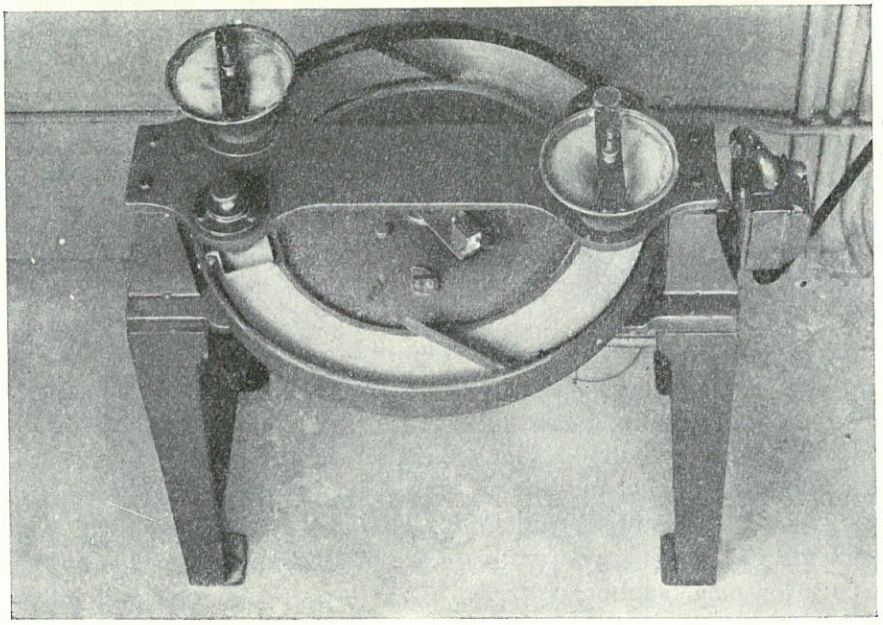
a)





c)

b)



estos resultados con un recorrido de 4 000 vueltas, arena de cuarzo y presión de 2 Kg./cm.^{2}.

El ensayo tiene variantes en cuanto a la forma de la probeta, la carga, el número de vueltas y la expresión de los resultados. Así, por ejemplo, el ensayo British Standard emplea una probeta cilíndrica de una pulgada de diámetro y una pulgada de altura, cargándola con 1 250 gr., dando 1 000 vueltas, pesando la probeta antes y después del ensayo y calculando el coeficiente de desgaste por medio de la expresión:

$$\text{Coeficiente de desgaste} = 20 - \frac{\text{pérdida de peso en gramos}}{3}$$

El valor del coeficiente de desgaste oscila, según el tipo de roca, entre 14 y 19.

Se ha empezado a utilizar recientemente por los ingleses este ensayo en los áridos; 100 gr. de gravilla de 1/2 pulgada se colocan en una bandeja de poca altura, fijando el árido con brea (fig. 16-7); se somete a 500 revolucio-

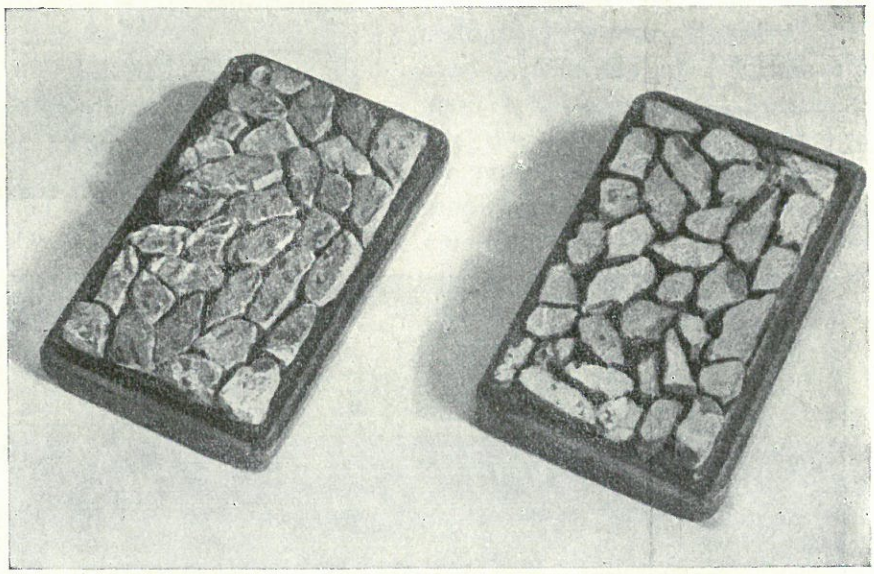


Figura 16-7.

nes de la máquina Dorry a una velocidad de 28 vueltas por minuto, midiéndose el desgaste por la pérdida de peso, después del ensayo, expresada en tanto por ciento; los resultados obtenidos con áridos típicos empleados en la construcción de carreteras varían entre el 2 por 100 para los más duros y el 25 por 100 para los más blandos.

16.13. Resistencia al choque. — El ensayo de resistencia al choque trata de dar idea del comportamiento del material pétreo ante los efectos del impacto producido por el tráfico; puede ser dato de interés, cuando el material a ensayar ha de estar sometido a la acción directa del impacto: adoquinados, empedrados, etc. En la máquina Page, empleada hace muchos años, una masa de 1 Kg. de peso cae sobre la probeta a ensayar cada diez segundos, empezando desde 1 cm. de altura y aumentando 1 cm. cada golpe; la altura a la cual la rotura tiene lugar, expresada en centímetros, mide la resistencia al choque.

Las probetas tipo para prueba Page son cilindros de una pulgada (25 milímetros) de diámetro y una pulgada de altura, cortados con trépano de punta de diamante; entre la probeta y la masa que produce el choque se interpone un percusor que termina, por su parte inferior, en forma esférica.

La dificultad de preparar las probetas cilíndricas ha hecho pensar en sustituirlas por cubos que dieran una resistencia similar; la equivalencia entre las dos clases de probetas es:

Volumen del cubo en centímetros cúbicos	Coeficientes a aplicar a la resistencia del cubo para obtener el coeficiente PAGE
24	0,81
25	0,80
26	0,79
27	0,78
28	0,77
29	0,76
30	0,75

El coeficiente de Page, en cilindros normales de una pulgada por una pulgada, es, para un material aceptable, de 7 a 10; para un material bueno, de 10 a 15; y para un material excelente, de 15 a 20; coeficientes superiores son excepcionales. El ensayo tiene pequeña significación práctica; hoy se emplea poco.

El Road Research Laboratory utiliza para medir la resistencia al impacto de los áridos un método simple y práctico: 3/4 de libra (0,34 Kg.) del material a ensayar, gravilla de 1/2 a 3/8 de pulgada (12,7 a 9,5 mm.), se someten en un molde cilíndrico a 15 golpes de un martillo de 30 libras (13,608 Kg.) cayendo desde una altura de 15 pulgadas (381 mm.). El material que pase por el tamiz núm. 7 B. S., en tanto por ciento, expresa el valor del impacto; deben hacerse dos ensayos, y se obtiene la media.

El ensayo ha tenido gran aceptación en Inglaterra, donde se ha recogido en la B. S. 812; es barato y sencillo y, al mismo tiempo, más representativo que el ensayo de Page; tiene una correlación clara con el de friabilidad excepto con las calizas, que dan valores más altos de impacto que de friabili-

dad, y con los pedernales y cuarcitas, donde ocurre lo contrario; de todas maneras, los resultados pueden tomarse como una aproximación grosera de la medida de la friabilidad. El ensayo puede hacerse en el campo, en cuyo caso, si no se dispone de balanza, se miden los finos por volumen en vez de por peso.

16.14. Resistencia a compresión. — Es una característica específica de los distintos materiales; los pétreos corrientemente empleados se rompen bajo la acción del tráfico antes por choque y friabilidad que por compresión; de todas maneras, la resistencia a compresión es un coeficiente de interés.

Se mide en probetas, generalmente cúbicas, de dimensiones varias; un tipo corriente es 7 cm. de lado. Las cargas se expresan en kilogramos por centímetro cuadrado; varían mucho de unos tipos a otros de material; una buena roca debe dar de 1 200 a 1 800 Kg./cm.^{2}. Una roca excelente da una resistencia de 1 800 a 3 000 Kg./cm.^{2}, llegando algunas rocas volcánicas hasta 4 000 Kg./cm.^{2}.

La prueba de resistencia a compresión puede hacerse para las probetas: *a*) desecadas al aire; *b*) saturadas de agua; *c*) después de la prueba de heladicidad. En rocas compactas con pequeño coeficiente de absorción se puede prescindir de las pruebas *b*) y *c*). El ensayo en rocas estratificadas debe hacerse en sentido normal y paralelo a la estratificación.

16.15. Absorción. Heladicidad. — Son dos ensayos de importancia práctica, pues los materiales pétreos en el firme se han de ver sometidos a la acción de los agentes atmosféricos; cuando son porosos, absorben y retienen el agua que, si llega a helarse, al aumentar de volumen produce la desintegración del material; saber la facilidad con que este proceso va a tener lugar es de indudable importancia

La absorción se determina, según la N. L. T. 153/58, con una muestra representativa de los áridos de 5 Kg. que se pesa después de lavada y desecada en una estufa a 100-110° C. Se sumerge en agua de 15 a 25° C. durante veinticuatro horas y al final de este período se seca su superficie con un paño, pesándola inmediatamente. La diferencia de peso, expresada en tanto por ciento, es el valor de la absorción.

La prueba de heladicidad se realiza sometiendo una probeta cúbica, corrientemente de 7 a 10 cm. de lado, después de estar cuarenta y ocho horas en agua destilada a una temperatura de + 18° C., a la acción de una helada a — 18° C. durante una hora, sumergiéndola luego, nuevamente, en agua a + 25° C. Esta prueba se repite diez veces, observando atentamente si el material se disgrega o sufre alguna alteración. Si se quiere tener un número que dé idea de la heladicidad de la piedra, la probeta, después de sometida a la prueba descrita, debe romperse por compresión; la relación entre la resistencia así obtenida y la correspondiente de la piedra no sometida al ensayo de heladicidad, dará una idea numérica de su resistencia a ésta. También puede

realizarse la prueba de heladicidad para áridos: una cantidad determinada de material se lava cuidadosamente y se seca hasta peso constante a 110° centígrados. Después se pasa por una serie de tamices determinados, según el tipo de material que se desee ensayar; las diferentes porciones de material se sumergen en agua, dentro de unos recipientes apropiados, durante veinticuatro horas, al cabo de cuyo tiempo se someten a una temperatura de — 26° centígrados ± 1° C. a — 29° C. ± 1° C. durante dos horas, e inmediatamente se sumergen en un baño a una temperatura de 24 a 27° C. durante media hora; el ciclo se repite el número de veces que se desee. Las muestras se pasan por los mismos tamices primitivos y se pesan; la pérdida de peso de cada tamaño indica la capacidad de resistencia del material.

Resistencia a la acción de los sulfatos sódico y magnésico. — Desde el año 1946 se emplea en Estados Unidos, en sustitución del ensayo de heladicidad, el de resistencia de los áridos a la acción de los sulfatos sódico o magnésico.

En España está normalizada por N. L. T. 158/59.

El ensayo se puede realizar con piedra en rama, grava, gravilla o arena. Una muestra limpia y seca, con el peso y la granulometría que se señala en la norma, se sumerge en un recipiente apropiado, en una solución saturada de sulfato sódico o magnésico durante dieciséis a dieciocho horas; se sacan los áridos, se dejan escurrir y a continuación se desecan en una estufa a 105-110° centígrados; se dejan enfriar y se repite el ciclo en número de veces que se desee, normalmente 5 ó 10. Al final de los ciclos se lavan las piedras hasta que no dé reacción de sulfatos el agua del lavado, se secan, se hacen pasar por los mismos tamices usados antes del tratamiento y se calcula la pérdida media en cada tamiz en relación con la obtenida antes del ensayo. La desintegración del árido es debida a la expansión producida por la formación de los cristales de la sal, y guarda una relación con la producida por el hielo.

Los materiales que dan mal resultado en este ensayo, no deben rechazarse sólo por ello, pero deben considerarse como sospechosos y habrá que investigar más a fondo sobre su calidad; los que dan buen resultado pueden aceptarse sin más.

La A. S. T. M.-C33-54T, especifica que la pérdida debe ser menor del 12 por 100 cuando se emplea sulfato sódico y 18 por 100 si se utiliza magnésico.

16.16. Coeficiente de forma. — Para la buena calidad de los firmes, es fundamental que los áridos no tengan forma de lajas o agujas. Se denomina "coeficiente de forma" del árido la proporción que tiene de elementos con forma de lajas o agujas y se definen, respectivamente, como la proporción de partículas que tienen su dimensión menor inferior 0,6 de su tamaño medio y aquellas cuya dimensión mayor es superior a 1,8 de su dimensión media también. Este ensayo se realiza en el Road Research Laboratory con arreglo a las siguientes normas:

Se pasa el árido que se examina por una serie de tamices B. S. consecutivos, elegidos según el tipo de material que se desea ensayar, por ejemplo, entre $1\frac{3}{4}$ ", 3/4" y 1/2"; del material de cada tamaño se separa una parte, y las piezas que lo componen se ensayan pasándolas por un tamiz especial, y se mide su longitud con un calibrador (fig. 16-8); se cuentan las piezas que pueden considerarse como lajas o agujas, determinándose su proporción con relación al número total.

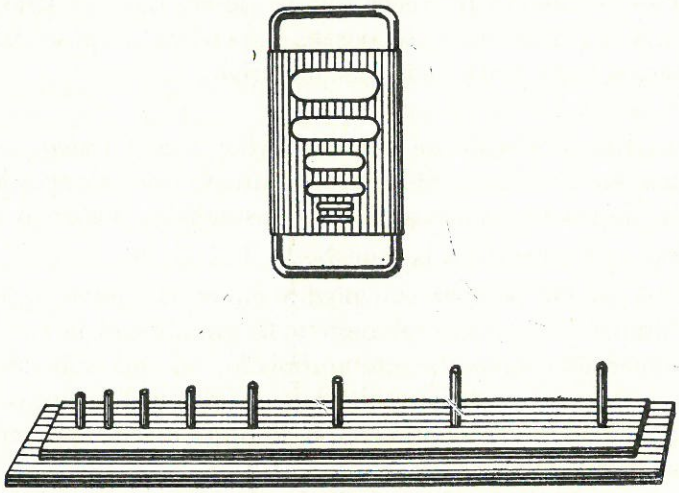


Figura 16-8.

En un árido normal, según las experiencias inglesas, la proporción de material lajoso oscila entre el 15 y el 40 por 100, y el que tiene forma de agujas, entre el 20 y el 50 por 100.

El ensayo es un poco lento de realizar si se toma, para que pueda ser representativo, un volumen de árido de cierta importancia; pero la propiedad a determinar es de gran interés, especialmente para las gravillas de cubrición de los tratamientos superficiales y para los firmes bituminosos de alta calidad, pues las piedras que no tienen la forma debida pueden romperse fácilmente bajo la acción del rodillo apisonador o del tráfico resultando en definitiva un material de tamaño muy desigual, lo cual tiene graves inconvenientes para el resultado del firme, según veremos en los capítulos correspondientes.

Para determinar la redondez o angulosidad de las partículas, no hay hasta el momento ensayo satisfactorio y ha de estimarse visualmente.

El Laboratorio de Ponts et Chaussées en París realiza un ensayo para este mismo fin, que, a nuestro juicio, tiene una mayor precisión (*); el coeficiente de forma de una piedra se define por:

$$f = 100 \frac{V}{e^3}$$

(*) R. PELTIER: *Manuel du Laboratoire Routier.*

donde V es su volumen y e un espesor que se determina por un calibrador especial, formado por dos platillos deslizantes, sobre uno de los cuales se coloca la piedra echada. El volumen se obtiene dividiendo el peso por la densidad; esta última puede determinarse para la piedra en cuestión o fijarse por las tablas de densidades, según el tipo de roca; puede tomarse aproximadamente 2,65.

Para un grupo de piedras el coeficiente medio de forma será:

$$F = \frac{\Sigma p f}{\Sigma p} = \frac{100}{d} \cdot \frac{\Sigma \frac{p^2}{e^2}}{\Sigma p}$$

La dificultad mayor del sistema es obtener una muestra de volumen relativamente reducido, que sea realmente representativa; hay que hacer cuidadosamente los cuarteos. Consideran aceptables las piedras con coeficiente de forma inferior a 200.

El método empleado por el Centre d'Etudes et Recherches Routières de Bruselas, tiene un fundamento similar al inglés; define "el índice de forma" $= \frac{\Sigma e}{\Sigma l}$ donde e (espesor) es la separación mínima de dos planos paralelos insertando la piedra y l la longitud máxima de la pieza; se determina sobre 100 piezas.

El Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo tiene en estudio un método fundado en el número de piezas procedentes del cribado, entre dos tamices muy próximos que pueden entrar, siguiendo una técnica determinada, en un recipiente cúbico cuyo lado está en relación con el tamaño de los tamices. La tentativa de método está descrita en la publicación núm. 6.

16.17. Coeficiente de pulido. — El rozamiento que se desarrolla entre un vehículo y la superficie de la carretera, viene determinado por múltiples factores que se consideraron en el capítulo II: la textura superficial de la calzada, la naturaleza del material pétreo, la naturaleza y contenido del ligante en las capas de rodadura bituminosas, etc., son factores primordiales a considerar.

La naturaleza del árido grueso tiene gran importancia en las propiedades deslizantes del firme; su influencia es consecuencia de su textura superficial, y ésta evoluciona bajo la acción del tráfico. La circulación de vehículos, unida al efecto abrasivo de las partículas de polvo que pudieran encontrarse en la superficie de la carretera, especialmente las de cuarzo, pule las caras de las partículas minerales de la superficie de la capa de rodadura, que evolucionan paulatinamente hacia una textura y aspereza finales.

El comportamiento de los diferentes tipos de roca frente al pulimento es muy diferente, y está en relación con su composición mineralógica, características de tamaño y dureza de sus diferentes componentes minerales, textura, etc.

Las rocas en cuya constitución entran varios minerales de diferente dureza, dan origen a superficies más asperas y rugosas que las de composición más simple y uniforme. Así, en el granito las partículas de cuarzo, feldespato y mica no se pulen en el mismo grado, produciéndose un relieve diferencial que da origen a superficies ásperas y rugosas. Caso parecido es el de las diabasas. En cambio, en general las calizas, por su constitución mineral simple, dan origen en el proceso de pulido a superficies sin aspereza alguna, prácticamente lisas.

Para valorar el pulimento de los áridos, se ha extendido en Europa el ensayo denominado "Ensayo de pulimento acelerado", de origen inglés, normalizado en la British Standard, 1812.

Para la realización del ensayo se preparan probetas constituidas por gravillas de tamaño uniforme de la roca que se estudia, incrustadas sobre un mortero de arena y cemento. Las partículas del árido deben estar comprendidas entre los tamices B.S. 3/8" y B.S. 5/5" (9 mm. y 20 mm.). Se utilizan para la preparación de las probetas unos moldes metálicos (fig. 16-9 y 16-10), que se

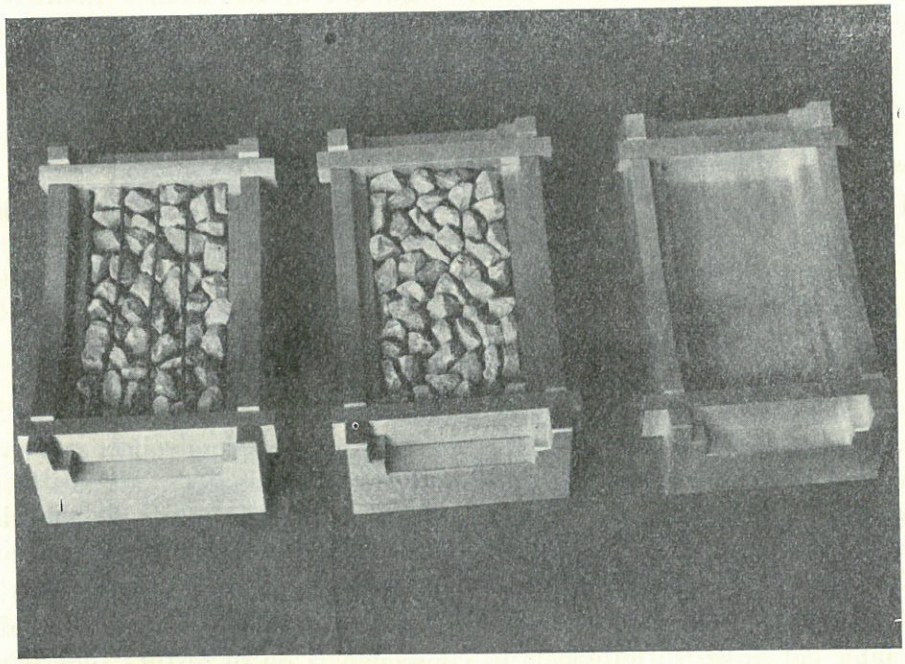


Figura 16-9.

rellenan con el mortero de arena-cemento; en este mortero fresco se incrustan las gravillas, que deben constituir un mosaico. Después de un período de curado de siete días en cámara húmeda, a 20° y 90 por 100 de humedad, se procede al desmoldado (fig. 16-10).

La forma de la cara inferior de la probeta permite su acoplamiento a la rueda principal de la máquina de pulimento acelerado (fig. 16-11), en la que

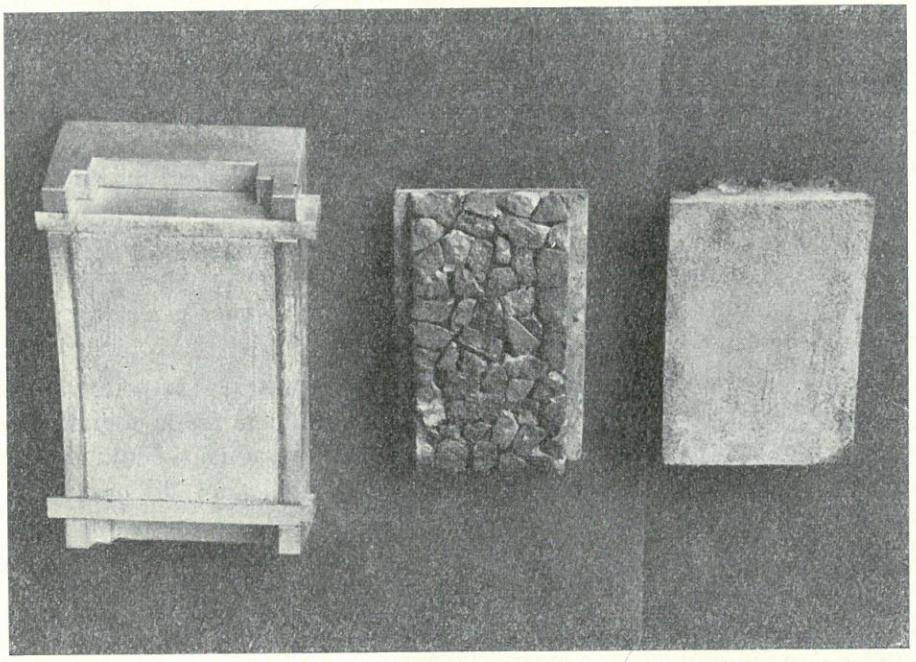


Figura 16-10.

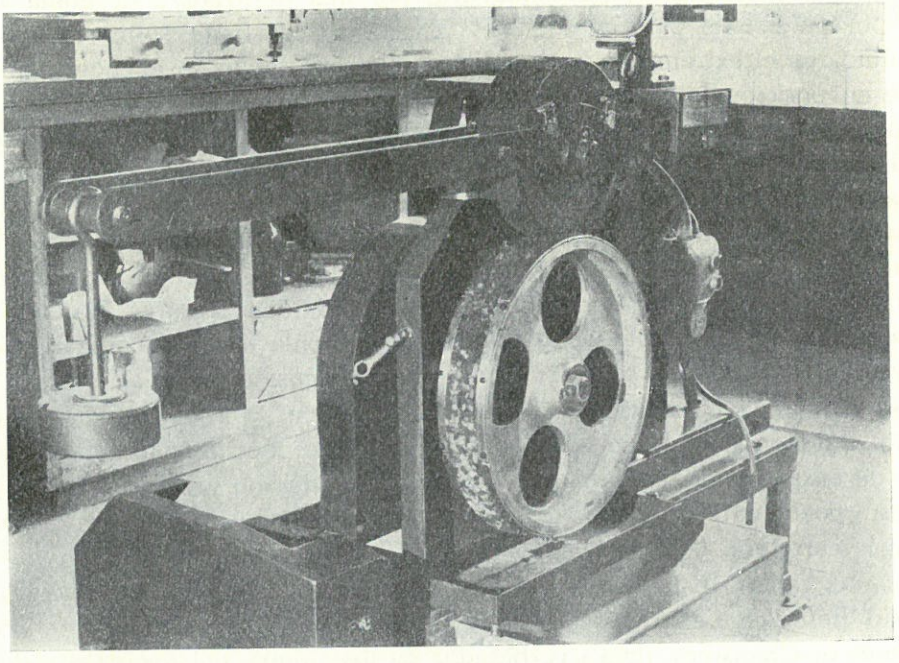


Figura 16-11.

va a someterse el árido a pulimento artificial. Esta máquina se compone de una rueda, en cuya periferia lisa se pueden acoplar 14 probetas de las preparadas, que se disponen con las gravillas hacia el exterior de la rueda. Sobre ella se apoya otra provista de un neumático liso, puede girar alrededor de su eje con velocidad de 320 revoluciones por minuto. La rueda neumática ejerce, merced a un dispositivo de palanca, una carga de 40 Kg. sobre la rueda principal, en un área de 8 cm.^{2}, y es libre alrededor de su eje. Los diámetros da ambas son, respectivamente, de 40 y 20 cm.

Dispositivos auxiliares permiten mantener, durante la ejecución del ensayo, permanentemente húmedo el contacto entre ambas ruedas a la vez que aplicar en dicho contacto abrasivos normalizados.

El ensayo se desarrolla en dos fases de tres horas; en la primera fase se utiliza como abrasivo, esmeril granulado o arena silícea; en la segunda, polvo de esmeril. Durante todo el ensayo la dosificación de agua es cuidadosamente controlada mediante un dispositivo alimentador-dosificador. El ensayo se realiza haciendo girar la rueda principal a la velocidad constante ya indicada, quedando las gravillas de las probetas sometidas a la presión del neumático a la vez que a la acción del agua y de los abrasivos.

La evolución del coeficiente de rozamiento se efectúa midiendo dicho coeficiente con el péndulo que aparece en la figura 16-12, a intervalos regulares durante la ejecución del ensayo; normalmente, al comienzo del mismo y con intervalos de una hora.

Este aparato, de principio análogo al péndulo Leroux descrito en el epígrafe 2.11, está constituido esencialmentte por una deslizadera de goma accionada por un muelle para conseguir una presión constante sobre la muestra, y montada en el extremo de un brazo pendular. El brazo se encuentra inicialmente en posición horizontal. Para realizar el ensayo se le deja caer libremente de modo que la zapata roce sobre la probeta de ensayo, convenientemente fija en un soporte común con el del péndulo (fig. 16-12). Se deja caer el péndulo sobre la probeta y la resistencia que encuentra al rozar con ésta mide en el sector graduado el coeficiente de pulimento (fig. 16-13). Las medidas se hacen a 20° C. con la probeta húmeda, y se desliza la zapata cinco veces sobre cada probeta, tomando el valor medio de las lecturas. Para un árido determinado, el coeficiente de rozamiento se calcula siempre como media de los resultados obtenidos sobre tres probetas del mismo material.

Se denomina "Coeficiente de pulido" de un árido al coeficiente de rozamiento obtenido por el procedimiento descrito, después de sometido a las seis horas de ensayo en la máquina de pulimento acelerado. Se ha comprobado que este coeficiente guarda una buena relación con el comportamiento del árido en la carretera.

En las tablas 16-I y 16-II se detallan las clasificaciones establecidas por el Road Research Laboratory, de Gran Bretaña, y por el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, de París, basadas en los valores del coeficiente de pulido.

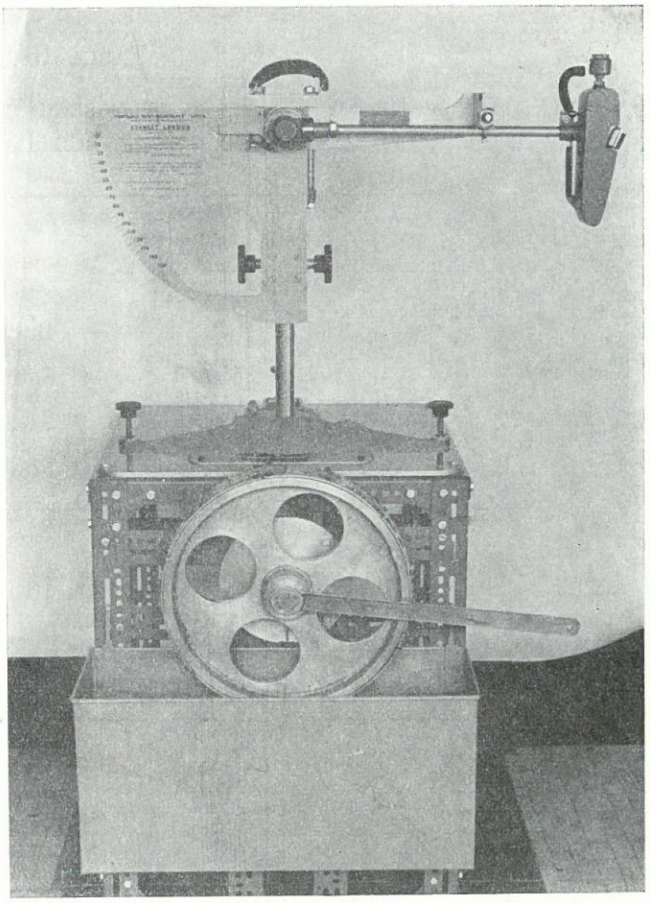


Figura 16-12.

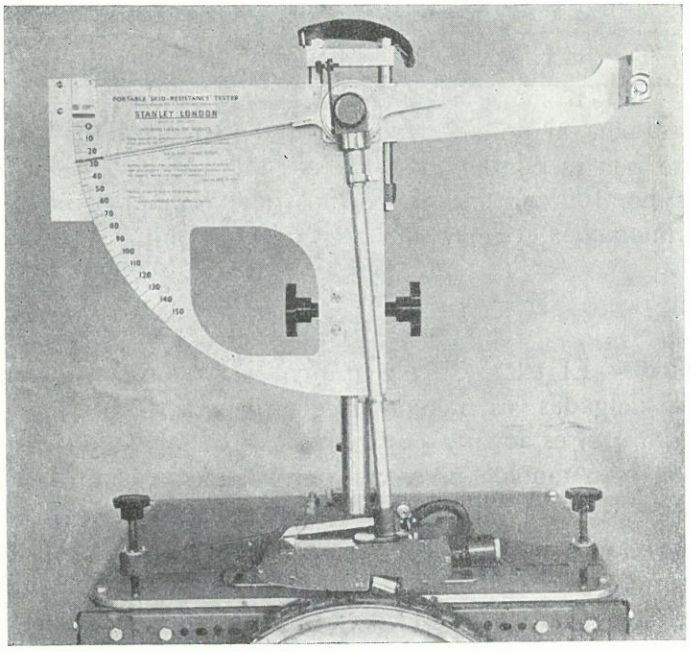


Figura 16-13.

TABLA 16-I.

CLASIFICACIÓN DE MATERIALES PETREOS SEGÚN VALORES DEL COEFICIENTE DE PULIDO. ROAD RESEARCH LABORATORY.

Clase	Coeficiente de pulido	Características en relación con la resistencia al deslizamiento
A	Superior a 0,65.	Buenas.
B	Superior a 0,55.	Satisfactorias en condiciones normales.
C	Superior a 0,45.	Satisfactorias en condiciones favorables.
D	Inferior a 0,45.	Malas.

TABLA 16-II.

CLASIFICACIÓN DE MATERIALES PETREOS SEGÚN VALORES DEL COEFICIENTE DE PULIDO. LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES.

Clase	Coeficiente de pulido	Características en relación con la resistencia al deslizamiento
I	Superior a 0,65.	Excelentes.
II	De 0,45 a 0,55.	Buenas.
III	De 0,35 a 0,45.	Regulares.
IV	Inferior a 0,35.	Malas.

En las arenas, la resistencia al pulido depende fundamentalmente de su dureza, que puede medirse por su contenido de sílice. Un residuo insoluble en ácido clorhídrico del 50 por 100 es garantía de un buen comportamiento. También influyen su granulometría, tamaño medio y relación entre el tamaño máximo y mínimo.

16.18. Estudio petrográfico. — El examen petrográfico de las rocas en el microscopio, mediante placas delgadas, es método excelente para determinar el tamaño del grano, su textura y el estado de descomposición. Es, además, relativamente rápido y cómodo, y en muchos casos permite dilucidar y aun resolver los problemas planteados (figs. 16-14 y 16-15).

Es principalmente interesante, en el examen de las rocas eruptivas, tanto granulares de origen profundo, granitos, dioritas, gabros, etc., como de las volcánicas que se han consolidado sobre la superficie de la tierra; por ejemplo,

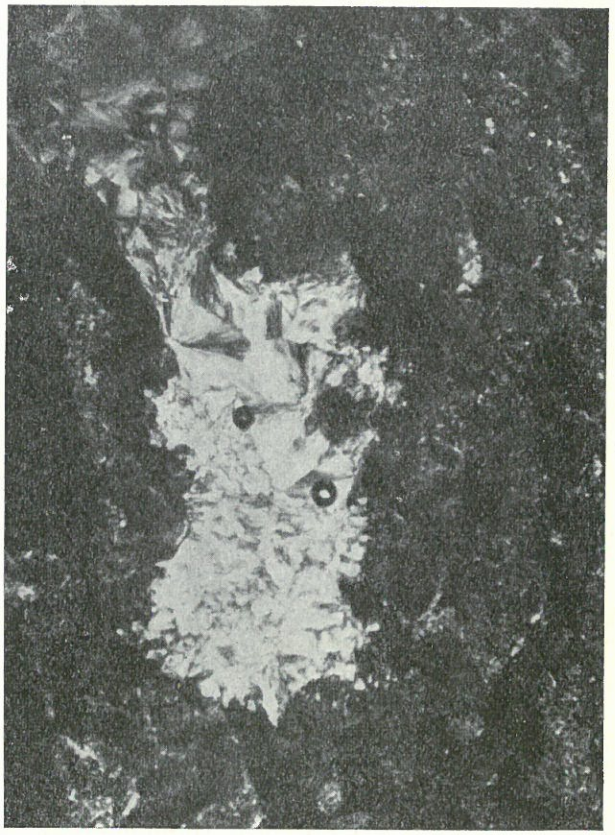


Fig. 16-14. — Caliza miocenapontiense vista el microscopio, procedente de la cantera de El Carrascal (Seseña), con masas y venas en claro de anhídrido silíceo amorfo o pedernal, que aparecieron en un momento determinado y fueron causa de que la caliza, que hasta entonces había dado buenos resultados, empezase a no tener la necesaria adhesividad con el betún; el examen microscópico dio la explicación al fenómeno observado.

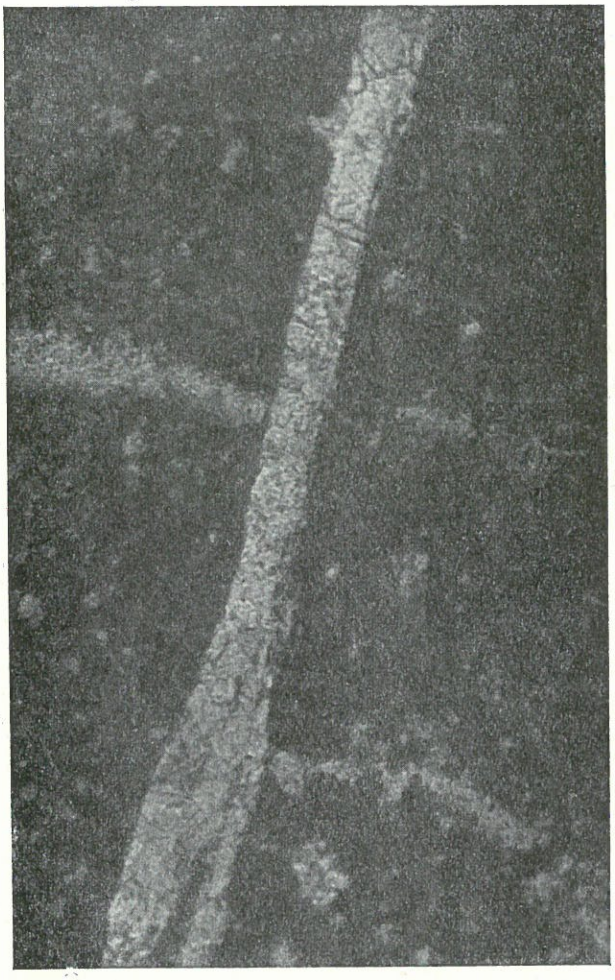


Fig. 16-15. — Aspecto microscópico de una caliza jurásica procedente de Calatorao (Zaragoza), afectada por grietas muy finas rellenas de calcita, a causa de que la roca presente pequeña resistencia a los agentes atmosféricos y cargas del tráfico, no siendo, por tanto, recomendable para firmes.

basaltos, andesitas y riolitas, pues un sencillo examen microscópico permite clasificar con seguridad el tipo del material.

Además, la diferenciación de los distintos minerales que integran las rocas mediante la luz polarizada puede hacerse segura y rápidamente; ello permite conocer, de modo indirecto, la composición química de la muestra examinada, y si se emplea la platina de integración, calcular el tanto por ciento de especies mineralógicas con gran exactitud. Así, un material eruptivo, en su sentido amplio, queda enseguida diferenciado como básico o ácido, y hasta, si su basicidad es acentuada o débil, pues el cuarzo y el olivino son minerales que fácilmente se reconocen en el microscopio y son típicos de rocas ácidas o básicas. Es más, mediante este examen de los materiales que forman la roca puede determinarse si su cristalización ha sido perfecta o no. Una roca perfectamente cristalizada ha de ofrecer, en general, más resistencia, en su sentido amplio, que si no lo está. La presencia de vidrio en un material eruptivo de tipo volcánico, basalto, por ejemplo, es indicio de que el material puede alterarse con más facilidad y ofrecer menor resistencia que otro cuya masa está totalmente cristalizada.

También puede determinarse el grado de alteración sufrido por la roca, pues ciertas especies minerales, especialmente el feldespato ortosa, son turbios cuando están alterados, turbiedad que depende de la presencia de sustancias de tipo arcilloso, lo que hace que aquel mineral pierda su transparencia. Ello, asimismo, puede ser medida indirecta de la debilidad y falta de resistencia de los materiales eruptivos, alterabilidad que no se acusa debidamente, por ejemplo, en un análisis químico.

En las rocas sedimentarias, por su análisis petrográfico, fácilmente se determina la asociación de los minerales que la integran, así como el carácter e importancia del cemento que los une. En estos materiales, además, se diferencia bien la presencia del complejo arcilloso por ofrecer, en general, características negativas, falta de transparencia, turbiedad, etc., pudiendo así tener idea muy aproximada de la calidad del material que se examina y de su origen por el aspecto y modo de presentarse de los materiales minerales que constituyen la roca que se estudia. Es preciso considerar la agresividad de ciertos tipos de rocas muy ácidas en relación con el cemento, con cuyos álcalis pueden reaccionar produciendo la descomposición del hormigón; son especialmente peligrosas ciertas cuarcitas y los ópalos (sílice hidratada amorfa), el sílex y algunas rocas volcánicas. Deben considerarse, en principio, como perjudiciales los áridos en los cuales $\frac{S}{R} > 1$; S es la concentración de sílice disuelta y R la reducción de hidroxiliones, ambas cantidades expresadas en milimoles por litro; con áridos de este tipo es preciso investigar a fondo su comportamiento con el cemento a emplear.

16.19. Escorias de alto horno. — Las escorias de alto horno son un subproducto de la obtención del hierro. Cuando la industria siderúrgica es de cierta impor-

tancia, el volumen de escoria producido es de consideración; en España, hoy, 120.000 Tn. mensuales; su utilización, aparte de evitar un problema de almacenamiento, tiene importancia económica. En Inglaterra y EE.UU. hace años se empezaron a utilizar para distintos usos, especialmente como piedra machacada; se pueden emplear también como balasto en ferrocarriles, fabricación de cemento, materiales filtrantes para estaciones depuradoras de aguas residuales y abonos minerales.

La calidad del mineral de hierro en la práctica es variable; está compuesto de una mezcla de óxido de hierro, sílice y alúmina; para que el hierro quede libre, eliminando la sílice y alúmina es necesario corregir la alimentación de mineral del alto horno, añadiendo la proporción conveniente de piedra fundente, caliza y dolomía (carbonato doble de cal y magnesia); la sílice y alúmina del mineral se combinan con la cal y la magnesia formando la escoria y dejando libre el hierro.

El hierro fundido, por su mayor densidad, se deposita en el fondo, y la escoria, fundida también, flota sobre él; se da salida a ambos, a niveles distintos e intervalos regulares; la uniformidad del hierro metálico lleva consigo la de la escoria fundida; para la utilización de ésta se pueden emplear diferentes métodos que dan lugar a escorias de distintas características físicas:

Escoria enfriada al aire. — Se puede dejar enfriar lentamente la escoria extraída del horno; se obtiene así un producto de estructura cristalina similar a una roca ígnea; sus cristales varían en tamaño desde unos 8 mm. hasta dimensión microscópica. Este producto se machaca como una roca y se emplea en carreteras y para balasto en ferrocarriles.

Escoria espumosa. — Si se inyecta agua bajo la escoria fundida, la rápida producción de vapor origina una expansión de aquéllas, formándose un producto excelente como agregado para hormigones ligeros, con el cual se pueden producir bloques de múltiples aplicaciones en la construcción.

En Alemania se ha empleado, parece, con éxito para firmes de carreteras sobre suelos turbosos; se logran con su empleo firmes resistentes, pero de menor peso.

Escoria granular. — Cuando el enfriamiento de la escoria se produce rápidamente por medio de un chorro de agua a presión, se tiene un producto que se solidifica en forma de gránulos cristalinos con propiedades aglomerantes; este tipo de escorias es el que se usa para la fabricación de cementos. Sus propiedades de fraguado, cuando se emplean condiciones adecuadas, las hacen muy útiles para la construcción de bases de firmes mezcladas con grava; forman un firme de baja resistencia; puede considerarse que 20 cm. de un hormigón de grava-escorias equivalen a 15 cm. de grava-cemento, empleando para esta comparación el equivalente de ensayo A.A.S.H.O.; la diferencia de precio entre la escoria y el cemento puede hacer interesante su empleo; hay que tener en cuenta que el fraguado de la escoria es mucho más lento que el del cemento.

Características químicas de la escoria. — La cantidad de azufre no debe exceder del 2 por 100; en mezclas bituminosas se puede llegar al 2,75 por 100; el tanto por ciento expresado en SO_3 no debe exceder del 0,7. El peso aparente por unidad de volumen medido, con arreglo a la norma B.S. 1047, no debe ser menor de 1.250 Kg./m.^{3}. Parker y Ryder han estipulado que la composición química de la escoria debe cumplir la condición:

$$CaO + 0{,}8\ MgO = 1{,}2\ SiO_2 + 0{,}4\ AlO_3 + 1{,}755,$$

o bien:

$$CaO = 0{,}9\ SiO_2 + 0{,}6\ Al_2O_3 + 1{,}755$$

Las escorias que cumplan las anteriores condiciones son aceptables, pero las que no las satisfagan no deben desecharse sin que un previo análisis microscópico ponga de manifiesto la existencia o no de ciertos componentes cristalinos que muestren estrías paralelas o cruzadas; estos cristales son silicato bicálcico en forma de β, cuyo paso a forma γ puede producir un aumento del 10 por 100 de volumen.

La escoria no dará signos de desintegración después de sumergida en agua durante catorce días.

La porosidad de la escoria se controla exigiendo que la absorción de agua sea, como máximo, de un 10 por 100 y la densidad mínima de 1,25 gr./cm.^{3}.

La escoria tiene unos buenos coeficientes de forma y de pulimento; es también elevado el de rozamiento interno.

La relación CaO/SiO_2 varía para las escorias ácidas entre 0,4 y 1, y para las básicas, entre 1 y 1,6; el tanto por ciento de alúmina es, normalmente, inferior al 25 por 100; es uno de los elementos que mayor influencia tiene en la resistencia de la escoria. Las escorias tienen una buena capacidad portante (C.B.R. = 20); son útiles para formar las capas de drenaje, pues la proporción de huecos oscila del 70 al 40 por 100, según la compactación; son insensibles al efecto de heladas y se pueden emplear como capa anticontaminante porque evitan la ascensión capilar del agua y la subida de la arcilla. Por su composición pueden considerarse las escorias como intermedias entre las puzolanas y el cemento portland.

16.20. Cenizas volantes. — Las cenizas volantes se obtienen a partir del gas de combustión de las grandes centrales térmicas, mediante separadores de polvo. Su aspecto es el de un polvo de color gris, parecido al cemento. El tamaño de sus partículas oscila generalmente entre 2 y 200 micras, y su superficie específica está comprendida entre 2.500 y 4.500 cm.^{2}/g., mientras que la del cemento ordinario es del orden de 3.000 cm.^{2}/g. Son muy hidrófilas, pudiendo absorber hasta un 40 por 100 de agua. Con una humedad de 10-15 por 100 presentan una densidad aparente cercana a 1, lo cual es muy interesante desde el punto de vista del transporte.

La composición de las cenizas volantes es muy variable, conteniendo sílice, alúmina, cal, magnesia, hierro, elementos que en parte están libres y en parte formando complejas combinaciones.

Por ejemplo, las cenizas volantes, procedentes del carbón del NE. de Francia, tienen en su composición:

— 80 por 100 de sílice y alúmina,
— 10 por 100 de óxido férrico,
— 2 por 100 de cal.

Las cenizas volantes no constituyen un aglomerante como el cemento, pero tienen propiedades puzolánicas: la sílice y la alúmina pueden combinarse con la cal en presencia de agua.

Las principales aplicaciones de las cenizas volantes en carreteras son como material para la formación de terraplenes, explanadas, capas inferiores de firmes de calidad y firmes económicos en regiones desprovistas de suelos y áridos de calidad suficiente. La estabilización de determinados suelos con cenizas volantes, limos en particular, no ha dado todavía unos resultados claramente satisfactorios. Normalmente se utilizan en combinaciones binarias o ternarias:

— cenizas y cemento;
— arena fina uniforme, cenizas y cemento;
— cenizas, cemento y escoria granulada.

Las dos primeras son más económicas, pero la última puede ser interesante para bases de caminos vecinales con tráfico de cierta importancia.

Las cenizas pueden compactarse por vibración, terminando con compactadores de neumáticos.

El contenido óptimo de agua es bastante elevado (20-25 por 100) y las densidades secas que se obtienen son bajas. Conviene señalar que las cenizas compactadas constituyen un material bastante permeable.

Las diferentes mezclas que contienen cenizas y cemento, aumentan su resistencia mecánica en tiempo caluroso, al acelerarse el proceso de hidratación del cemento y el puzolánico de las cenizas. Su resistencia a la compresión simple, a los ciclos de hielo-deshielo, etc., están íntimamente ligados al proceso de compactación y a la densidad obtenida.

16.21. Piedras artificiales. Ladrillos. — En las zonas donde escasean las piedras naturales — Alemania, Holanda e Inglaterra, en Europa, y en parte de los Estados Unidos — se ha recurrido a la fabricación de ladrillos especiales, que se emplean como capa de rodadura.

El procedimiento de fabricación del ladrillo para pavimentación es similar al corriente. Los mayores defectos de los firmes construidos con ellos provie-

nen de la falta de uniformidad del material; para lograrla hay que extremar las precauciones en la fabricación.

La materia prima, arcilla, no debe ser excesivamente grasa, siendo conveniente que contenga, finamente divididos y repartidos uniformemente en su masa, cal y sesquióxidos de hierro, del 5 al 9 por 100, que actúan como fundentes y contribuyen a alcanzar una mayor resistencia; es necesario que la materia prima sea uniforme; cuando los bancos de arcilla no cumplan esta condición, convendrá mezclar íntimamente el material procedente de ellos en la proporción precisa, para que el conjunto sea de características fijas. El material se somete a un machaqueo previo, que reduce los grandes trozos, y luego a un molido, que lo pulveriza finamente; una criba separa el material grueso, que vuelve a los molinos, pasando el que tiene la dimensión debida al mezclador, donde se prepara la pasta, amasándolo con agua en la proporción necesaria. La pasta va de la amasadora a una prensa, de la cual sale en forma de prisma continuo de la sección del ladrillo y se va cortando, por medio de un alambre, a la dimensión conveniente. En 1934 se empezó a emplear en Estados Unidos la desaireación; la pasta, antes de pasar a la prensa se somete a un vacío fuerte que extrae el aire de la masa, logrando un aumento de densidad y una mayor resistencia; la desaireación puede dar lugar, si no se vigila con cuidado, a material quebradizo y frágil.

Cortado el ladrillo, se somete a un proceso de secado lento y, por último, de vitrificación, con temperatura de 1.050 a 1.110° C.; después el ladrillo debe enfriarse muy lentamente. Los procesos de vitrificación y enfriado son trascendentales para la calidad del material.

Los ladrillos se pueden fabricar lisos, ranurados o con salientes; con esta última disposición se logra que las juntas entre ladrillos sean mayores y el pavimento resulte menos deslizante.

Las dimensiones de los ladrillos son variables. En Estados Unidos, de $2\frac{1}{2} \times 4 \times 8\frac{1}{2}$ pulgadas (6,25 × 10 × 21,25 cm.) a $4 \times 3\frac{1}{2} \times 8\frac{1}{2}$ pulgadas (10 × 8,75 × 21,25 cm.); en Alemania son de 5 × 11 × 23 cm. La tendencia en Norteamérica es emplear ladrillo de pequeña dimensión que, asentado sobre un buen cimiento, es capaz de soportar el tráfico pesado.

El ladrillo se somete a las pruebas de compresión, absorción, heladicidad y desgaste por rozamiento; además, y como ensayo típico de este material, se realiza el denominado "ensayo de golpeo" (*rattle test*): diez muestras del ladrillo a ensayar, que previamente se pesan, se introducen en un cilindro con bolas de acero, de las cuales 10 son de 3,75 pulgadas (9,375 cm.) y de 245 a 260 de 1,875 (4,6875 cm.) de diámetro, pesando en total 300 libras (135 Kg.); el cilindro se hace girar 1.800 vueltas a una velocidad de 30 vueltas por minuto; la pérdida total de peso de los ladrillos después de la prueba dará idea de su resistencia; si se quiere conocer la uniformidad del material, se mide la pérdida de peso por ladrillo, a cuyo objeto se marcan previamente las distintas piezas con agujeros de 3 mm. de diámetro y 1,25 cm. de profundidad.

La pérdida en peso admisible, según las normas A.S.T.M., es la siguiente:

	Pérdida media por ciento	Pérdida máxima por ciento
Firmes sometidos a tráfico pesado.	22	24
» » » medio..	24	26
» » » ligero...	26	28

El tanto por ciento de pérdida admisible, según las dimensiones del material es el siguiente:

Dimensiones de los ladrillos Pulgadas	Tanto por ciento de pérdida
2 ½ × 4 × 8 ½	26
3 × 4 × 8 ½	24
3 ½ × 4 × 8 ½	22

Bibliografía.

CURSILLO DE EXTRACCIÓN Y PREPARACIÓN DE ÁRIDOS: "Los áridos en la construcción". Editores Técnicos Asociados. Barcelona, 1967.

GEORGES ARQUIÉ, M.: "Los granulados destinados a la carretera". *Revue General de Routes et des Aerodromes.* Septiembre 1966.

LLAMAZARES, O.: "Empleo de escorias de Altos Hornos en los firmes de carretera". *Revista de Obras Públicas.* Noviembre 1967.

Doctor LEE, A. R. Director of British Slag Federation: "Modern blast furnace Slag in the construction and maintenance of roads". Memoria presentada a la reunión de Hastings. 13-16 de septiembre 1966.

BERTIER, J. y MALDONADO, A.: "Granularité des materiaux des chaussés". *Revue General des Routes.* Octubre 1968.

DURIEZ, J.: "Plaidoyer pour les granulats". *Revue General des Routes.* Noviembre 1968.

PRANDI, E.: "Utilización de las escorias de Altos Hornos". *Anales de l'Institute Technique du Batiment et Travaux Publics;* número 242; 1965.

— "Hormigones hidráulicos. Agregados y capacidad de duración". *Highway Research Board;* número 226.

— "Aridos para firme". *Revue General des Routes.* Septiembre 1966.

— "Firmes y productos asfálticos. Aridos". *Revue General des Routes;* número 413; septiembre 1966.

— "Estudios de laboratorio del empleo de cenizas volantes en la estabilización de capas de base". *Revue General des Routes.* Enero 1968.

— "Piedra partida". *Revue General des Routes.* Octubre 1968.

CAPITULO XVII

PRODUCTOS BITUMINOSOS

17.1. Los productos bituminosos están formados por una mezcla muy compleja de hidrocarburos y sus combinaciones, y constituyen una extensa gama de materiales de gran empleo en la construcción y conservación de firmes para carreteras y aeropuertos. Es prácticamente imposible conocer la naturaleza y comportamiento en obra de un producto bituminoso fundándose en la valoración de los distintos componentes elementales que lo forman, porque su número es muy grande y no es posible en la práctica aislar cada uno de ellos; pero es que, además, aunque se pudiese llegar a aislar los diferentes componentes elementales constitutivos del producto bituminoso, no conoceríamos por ello, con suficiente exactitud, sus propiedades en obra, pues en su comportamiento no es la composición química la que juega el papel principal, sino la constitución físico-química del complejo coloidal que es el producto bituminoso.

Los productos bituminosos tienen dos orígenes diferentes: proceden del petróleo o de la destilación destructiva de diversas materias carbonosas. Los primeros se denominan productos bituminosos asfálticos y los segundos, alquitranes.

17.2. Productos bituminosos asfálticos. — Los productos bituminosos asfálticos se forman por la eliminación, en un proceso de concentración, de los componentes más ligeros de los petróleos naturales; la concentración puede haberse realizado en la naturaleza, lentamente, durante muchos años, dando lugar a los asfaltos y betunes naturales. Estos se encuentran en yacimientos mezclados, en proporción mayor o menor, con impurezas minerales u orgánicas, siendo necesario para su empleo en obra eliminar, en un proceso de depuración, la parte que pueda ser nociva. Los productos bituminosos asfálticos pueden también obtenerse por la destilación artificial del petróleo que se lleva a cabo para obtener distintos fluentes ligeros de gran utilidad comercial, gasolina y lubricantes, y produce como residuo los productos asfálticos. El proceso de la naturaleza y el industrial son análogos, aunque no idénticos, porque el natural es mucho más lento y probablemente se desarrolla a más bajas temperaturas.

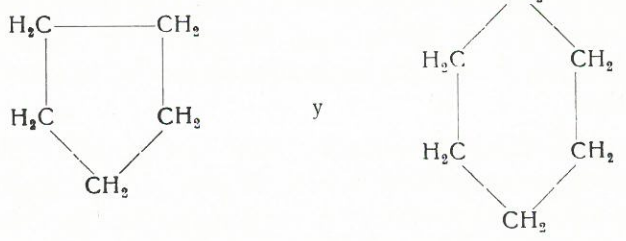
Se denomina betún al producto bituminoso totalmente soluble en sulfuro de carbono; los productos bituminosos procedentes de la destilación de petróleo tienen más del 99,5 por 100 de betún. En los productos naturales la proporción es menor, por la cantidad de impurezas minerales y orgánicas que sue-

len llevar incorporados; de ellos, se denominan betunes asfálticos naturales a los que tienen menos de un 5 por 100 de impurezas, y asfaltos naturales a los que tienen una proporción mayor; en alquitranes se exige que la proporción de betún sea superior al 70 por 100.

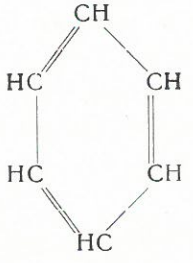
Los petróleos que se encuentran en la naturaleza pueden ser:

a) Parafínicos, formados principalmente por hidrocarburos de la serie parafínica C_nH_{2n+2}; contienen, además, una cantidad relativamente reducida de hidrocarburos nafténicos C_nH_{2n} y C_nH_{2n-2}. Químicamente estos hidrocarburos son estables y los productos que forman tienen un gran valor comercial; pero los residuos asfálticos que de ellos se obtienen son de poco poder adhesivo y bastante susceptibilidad a los cambios de temperatura, y por ello no es recomendable su empleo para firmes si no se adoptan medidas especiales en el proceso de destilación o se les da un tratamiento posterior, en cuyo caso pueden obtenerse productos perfectamente aceptables para firmes. Los asfaltos de origen parafínico son excelentes como impermeabilizantes y sin tratamiento especial pueden emplearse en pavimentos como fundentes y en tratamientos superficiales ligeros.

b) Asfálticos, formados principalmente por hidrocarburos de la serie nafténica C_nH_{2n}, C_nH_{2n-4}, o ciclo parafinas que tienen como núcleo de su molécula los anillos de cinco o seis átomos de carbono y ciclopentano, cicloexano.



Junto a ellos, o combinados, se encuentran hidrocarburos de la serie aromática y parafínica. Los hidrocarburos de la serie aromática poseen en su molécula el agrupamiento del anillo bencénico C_6H_6, cuya fórmula es:



De estos núcleos se derivan, por unión de cadenas laterales, condensación de anillos o unión a través de cadenas, todos los demás compuestos. Normalmente, los petróleos asfálticos tienen un elevado peso específico y producen

como residuo de la destilación gran cantidad de productos semisólidos muy semejantes a los asfáltos naturales desde el punto de vista físico y químico; estos residuos tienen un gran poder aglomerante y aunque no son tan estables como los obtenidos de los petróleos parafínicos, son los más apropiados para su empleo en la construcción de firmes.

c) Semiasfálticos son aquellos petróleos que ocupan una posición intermedia entre los dos anteriores; los productos asfálticos obtenidos de ellos se emplean en la construcción de pavimentos, para cuyo uso serán más o menos apropiados según la preponderancia en su constitución de los dos tipo analizados en los dos primeros epígrafes.

Las propiedades de los productos asfálticos industriales dependen, por tanto, del petróleo origen; pero no es solamente el crudo la causa de residuos diferentes: tiene también una importancia grande el proceso de fabricación.

El proceso de destilación más empleado es el de destilación con vacío parcial e inyección de vapor; el calentamiento, en proceso continuo, se realiza en hornos caldera de tipo tubería, y debido a la rapidez con que pasa por él el producto, los destilados ligeros arrastran a los pesados. En las instalaciones modernas, la temperatura a la cual se desarrolla el proceso, es baja, inferior a 400° C., y el tiempo de calentamiento es corto; con ambas circunstancias se evitan o disminuyen los fenómenos de descomposición térmica (*cracking*), que se aplica para obtener una mayor cantidad de gasolina en este proceso; el petróleo se somete a una temperatura de 475 a 600° C., con presión variable de 3 a 75 atmósferas; como destilado se obtiene casi exclusivamente gasolina y como residuos, aceites, alquitrán y cok; de la destilación de los aceites se obtienen los productos asfálticos.

Existe otro procedimiento de extracción en el cual se efectúa la separación en dos fases líquidas, en vez de una líquida y otra gaseosa; se emplean disolventes para extraer el residuo, corrientemente hidrocarburos de bajo peso molecular (propano y butano); este proceso recibe el nombre de precipitación o desasfaltado. En los betunes obtenidos existe una alta proporción de productos aromáticos y menor de parafínicos, son más frágiles que los obtenidos en otros procesos.

En los procesos de soplado se obtienen los asfaltos por oxidación de un residuo de destilación no asfáltico; son asfaltos duros, en los cuales la fase discontinua de la suspensión coloidal, que es el betún, ha aumentado a costa de la continua; la estructura de estos betunes es gelificada.

17.3. Alquitranes. — Los alquitranes son productos líquidos o viscosos derivados de la destilación destructiva de diferentes materias orgánicas, madera, lignito, turba, carbón y otras materias, como grasas, huesos, etc.

Los alquitranes que se emplean en firmes proceden fundamentalmente de la destilación de la hulla; se obtienen por los siguientes procedimientos:

1. En las fábricas de gas del alumbrado, en las cuales la hulla se calienta en capas sucesivas de poco espesor y se destila rápidamente a temperatura alrededor de los 1.200° C.

2. En las instalaciones de producción de cok metalúrgico; en ellas la hulla se calienta en masa a temperaturas menos elevadas, alrededor de 800° C.

3. En el proceso de destilación de la hulla a baja temperatura, alrededor de los 600° C., para la obtención de un semicok que se utiliza para producir conglomerados finos de carbón graso.

El alquitrán es un producto residual de un proceso industrial realizado con fines económicos mucho más importantes que la obtención del producto que se utiliza para pavimentación; por ello, en las distintas instalaciones, y según el fin para el cual se establecieron, se producen alquitranes de características diferentes, normalmente no utilizables para firmes; para obtenerlos de la calidad precisa es necesario proceder a su refinado y a la mezcla de productos de diferentes tipos para conseguir uno que reúna las características convenientes según la clase de pavimento y clima. En la técnica actual se ha llegado a más: se "fabrica" el alquitrán deseado partiendo de alquitrán bruto de las características más apropiadas para lograr la viscosidad adecuada y la composición química más eficaz desde el punto de vista de la utilización del producto para un tipo determinado de firme. Estos tipos de alquitranes "reconstruidos", a veces con marcas de fábrica determinadas, son los que hoy se emplean casi exclusivamente para pavimentación.

La refinación del alquitrán bruto se realiza por el siguiente proceso:

1. *Sedimentación.* — Tiene lugar en grandes depósitos; en ellos se separa la mayor parte del agua y las materias extrañas en suspensión.

2. *Deshidratación* — No toda el agua se puede separar por sedimentación; es preciso eliminarla en un proceso de calentamiento en calderas a temperaturas que varían de 105 a 110° C.; con el agua se separan parte de los aceites ligeros.

3. *Destilación fraccionada.* — El alquitrán, previamente deshidratado, se destila en las llamadas retortas de alquitrán; en ellas se somete a una elevación lenta de temperatura que permite ir separando consecutivamente, por destilación, los productos de diferente volatilidad. Los destilados, así como los residuos que se obtienen, pueden verse en la figura 17.1; si se desea un alquitrán de viscosidad determinada, puede suspenderse la destilación en el momento en que se llegue a la temperatura precisa. Hoy en día, para obtener productos finales de mejor calidad y de composición uniforme se efectúa la destilación en unidades similares a las de una refinería de petróleo hasta obtener la brea como residuo, y se compone después artificialmente el alquitrán de las características deseadas mezclando distintas proporciones de las fracciones obtenidas, es decir,

añadiendo las cantidades necesarias de los distintos aceites previamente separados.

Por tanto, para la obtención de alquitranes de carretera puede procederse:

1. Como se realiza modernamente, fluidificando la brea residuo de destilación con las proporciones convenientes de los aceites previamente separados.

2. Por mezcla de un alquitrán denso con aceites u otro alquitrán bruto, tan sólo deshidratados.

3. Por mezcla de dos alquitranes destilados de distinta viscosidad y composición.

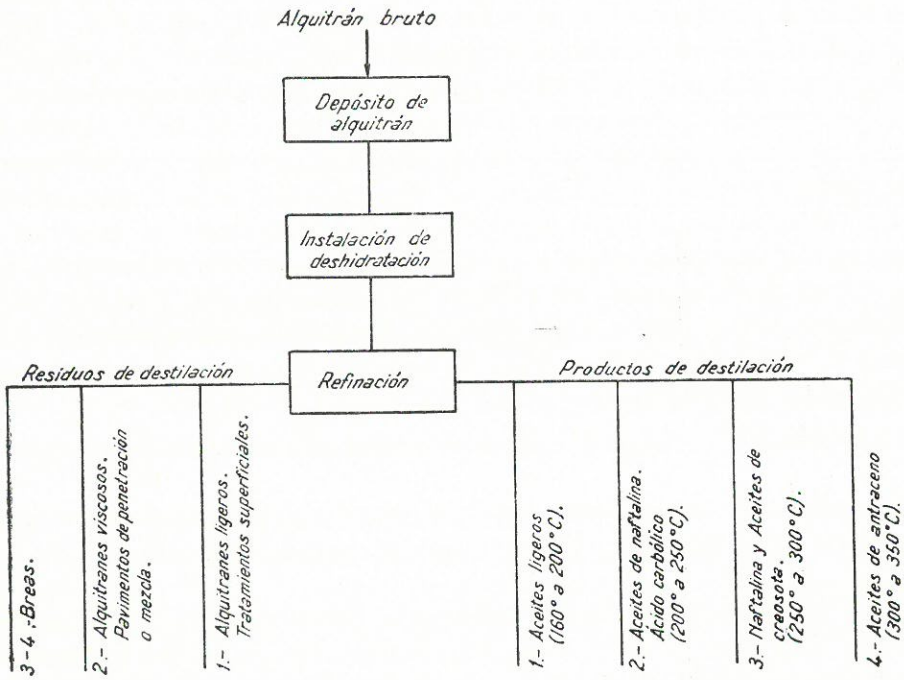


Figura 17-1.

17.4. Diferencia entre los alquitranes y los betunes asfálticos de petróleo. — Los betunes y alquitranes son materiales bituminosos, es decir, compuestos de una mezcla de hidrocarburos solubles en sulfuro de carbono.

Desde el punto de vista químico, la diferencia fundamental es que los compuestos que forman el alquitrán son de naturaleza aromática, es decir, tienen todos en su molécula el anillo bencénico, mientras que en los betunes los compuestos predominantes son de naturaleza nafténica, es decir, poseen anillos pero del tipo de las cicloparafinas.

Además, el peso medio de las moléculas en los betunes es mucho más elevado, lo que indica una complejidad mayor.

Estas diferencias químicas se reflejan en el aspecto reológico y coloidal de ambos materiales y, en definitiva, su naturaleza físico-química y su comportamiento mecánico.

17.5. La naturaleza físico-química de los productos bituminosos. — Los productos bituminosos, formando parte integrante de los pavimentos, contribuyen, en mayor o menor escala, a su resistencia y duración. Durante la construcción tienen que ser fácilmente manejables y una vez incorporados al firme deben dar a éste una mayor resistencia; para ello, en primer término, han de adherirse debidamente a los áridos y, posteriormente, ya puestos en obra, resistir eficazmente a las acciones exteriores, cargas del tráfico y agentes atmosféricos; pero, además, la resistencia del producto bituminoso y, como consecuencia, del firme, debe perdurar lo más posible, es decir, el producto bituminoso ha de tardar en envejecer. En las propiedades enunciadas, que son esenciales para la utilidad en obra del producto, influyen fundamentalmente su composición química conjuntamente con su constitución física.

Para comprender el comportamiento de los productos bituminosos es preciso recordar algunos conceptos físico-químicos que intervienen en fenómenos que los caracterizan:

Molécula apolar es aquella en la cual los átomos están simétricamente dispuestos y, por tanto, se confunden los centros de gravedad de las cargas positivas y negativas, dando, en consecuencia, una carga nula para la molécula.

Molécula polar es aquella en la cual los centros de gravedad de las cargas negativas y positivas están separados; la molécula en su conjunto está equilibrada, pero no es neutra en relación con el exterior.

Molécula polar-apolar es una molécula compleja formada por dos agrupaciones, una polar y otra apolar; estas agrupaciones no son absolutamente idénticas; para que sea eficaz como emulsionante es conveniente que haya ligera preponderancia de una de ellas.

Adsorción. — Es el aumento de concentración de una solución o suspensión coloidal en la superficie de contacto con otro cuerpo, que puede ser gaseoso, líquido o sólido. Los cuerpos más fácilmente adsorbidos son aquellos que tienen mayor peso molecular y más valencias libres; en todo fenómeno de adsorción se alcanza un estado de equilibrio; el aumento de concentración de la fase adsorbida llega un momento en que no puede aumentar. Los cuerpos adsorbidos se fijan fuertemente en la superficie del cuerpo adsorbente. Estos fenómenos tienen relación muy directa con las propiedades adhesivas de los productos bituminosos.

Peptización. — En toda suspensión coloidal, la fase dispersa está formada no por moléculas normales dispersas en la fase continua, sino por agrupación

de éstas; constituyen una disolución parcial y el fenómeno se denomina peptización. Se denominan agentes *peptizantes* aquellos productos que formando parte en la fase continua son capaces de mantener dispersas una cierta agrupación máxima de micelas; esta agrupación en el sol no es homogénea; existen tamaños distintos de ellas sin exceder de un máximo.

Trixotropía. — Los fenómenos tixotrópicos son el cambio de consistencia de una suspensión coloidal por una agitación mecánica o térmica; el cuerpo pierde rigidez al aumentar la acción exterior y, al cesar ésta, recupera su consistencia primitiva. Este fenómeno tiene una importancia grande en los productos bituminosos. Influye en él considerablemente el factor tiempo, es decir, lo que tarda, al cesar la acción exterior, en adquirir la constitución y consistencia primitivas.

Solvatación. — Es el aumento de volumen de la micela coloidal por adsorción de moléculas de la fase continua.

Floculación y gelificación. — Floculación es la agrupación por rotura del equilibrio coloidal de las micelas de una suspensión en conjuntos separados por el líquido que constituye la fase continua; estos grupos se llaman "flocs". La gelificación es la agrupación total de los conjuntos de micelas; la fase continua queda embebida en este conjunto sólido y solamente aparece por exudación del líquido en la superficie de la masa sólida.

Al producirse la floculación disminuye considerablemente la posibilidad de adsorción, que llega a anularse completamente al tener lugar la gelificación; un producto floculado y, más aún, gelificado, pierde su poder aglomerante; pero si el proceso de gelificación se produce lentamente después de la mezcla del producto bituminoso y del árido, cuando en la superficie de éste ha tenido lugar ya la adsorción, las cadenas de la gelificación se forman a partir de los productos adsorbidos y el conjunto va adquiriendo rigidez; es el proceso normal trixotrópico de endurecimiento del betún.

Los betunes constituyen, físicamente, un sistema coloidal cuya fase continua es un medio fluido aceitoso, maltenos o petrolenos, y una fase discontinua formada por los asfaltenos; los ácidos asfálticos libres y las resinas asfálticas son compuestos del medio aceitoso que actúan como coloides protectores y mantienen la estabilidad del sistema coloidal.

Los asfaltenos podemos considerarlos constituidos por un núcleo formado por los compuestos más complicados y de mayor peso molecular, al cual se han incorporado, por adsorción, otros compuestos, las resinas y los ácidos asfálticos, estableciendo una ordenación de mayor a menor peso molecular y naturaleza más aromática desde el centro a la periferia. Con ello se produce una distribución espacial alrededor del núcleo, que va disminuyendo en densidad hasta llegar, casi insensiblemente, a la fase continua, los maltenos.

Los maltenos están constituidos por mezcla de hidrocarburos cíclicos, satu-

rados o no, que contienen, si existe, la totalidad de la parafina del betún; no tienen, por sí, poder aglomerante, pero desempeñan una función fundamental en el conjunto como elemento peptizante de la solución coloidal; es decir, que son el líquido que mantiene en disolución parcial el sólido — los asfaltenos en este caso — sin llegar normalmente a lograr la total solución, es decir, a separar las moléculas. En esta función de los maltenos influye decisivamente la cantidad de productos aromáticos que contienen; su proporción tiene que ser suficiente, según la de asfalteno, para que la solución coloidal sea estable y no haya tendencia a la gelificación. La naturaleza química del conjunto coloidal pesa apreciablemente en su comportamiento; cuando la relación C/H de los asfaltenos es baja, se puede mantener el equilibrio coloidal con proporción reducida de coloides protectores, resinas, que ha de ser alta cuando lo sea la C/H de los asfaltenos. Este aspecto es de la máxima importancia, porque hay que tener presente que cuando se produce la gelificación desciende rápidamente el poder aglomerante del betún, base de su buen comportamiento en la obra.

Los alquitranes son sistemas coloidales tipo "sol"; la fase dispersa está constituida por micelas con núcleo formado por hidrocarburos de alto peso molecular o, en algunos casos, partículas carbonosas rodeadas por una capa de solvatación de moléculas de peso molecular inferior. Las micelas están dispersas en un medio aceitoso, sin que haya una discontinuidad de fase marcada entre él y las micelas, ya que éstas tienen adsorbidas moléculas menos complejas. La tensión superficial del líquido de la fase continua es bastante elevada, 30/40 dynas/cm. Las partículas de carbono libre (más del 93 por 100 de C) en suspensión, se pueden ver al microscopio y son las que quedan adheridas al árido de un hormigón de alquitrán cuando se trata con CS_2; Duriez hace resaltar su semejanza con el hollín. La alta tensión superficial de la fase continua de la suspensión coloidal hace que ésta pueda romperse más fácilmente que en el caso de un betún; añadiendo un solvente de tensión superficial más baja se produce una floculación de parte de los componentes del alquitrán.

Se comprende fácilmente que las propiedades del producto bituminoso han de variar al hacerlo su composición físico-química. Los betunes muy fluidos están constituidos por pocas micelas, bien peptizadas en la fase continua; se comportan como líquidos perfectos que fluyen siguiendo la ley de Newton; el gradiente de deformación es constante y proporcional a la tensión aplicada; una vez desaparecida ésta no hay recuperación elástica; el betún queda permanentemente deformado.

A igualdad de otras condiciones, cuando el número de micelas aumenta, lo hace la viscosidad del betún; la deformación del producto deja de seguir la ley de Newton; su gradiente no es proporcional a la tensión aplicada; hay al principio una disminución de gradiente y luego un estado de equilibrio en el que aquel se hace constante y proporcional a la tensión; al desaparecer ésta hay una recuperación elástica parcial.

Cuando la concentración de micelas es mayor, llegando éstas a estar en contacto, rellenando la fase continua los espacios que quedan libres entre ellas,

el producto bituminoso de alta viscosidad tiene un comportamiento elástico, en parte semejante al de un sólido el gradiente de deformación disminuye al principio, pasa por un mínimo y después aumenta al exceder la tensión aplicada de un cierto valor; hay recuperación elástica que puede ser total si la tensión no pasó de una determinada, exactamente como sucede con un sólido. Con un tiempo prolongado de carga o aumentando su valor hay una destrucción rápida de la estructura interna y la resistencia disminuye, aunque, pasado un período de tiempo suficientemente largo, vuelve a su estado original. El producto tiene una naturaleza coloidal tipo gel. La adhesividad del betún al árido empeora.

Se comprende fácilmente la importancia que tiene el tipo de la suspensión coloidal en las propiedades constructivas. Pero hay que tener en cuenta que la constitución de las micelas y la viscosidad o consistencia del betún se altera con la temperatura; al elevarse ésta, parte de los componentes, las resinas y compuestos más aromáticos que rodean la micela, pasan a la fase continua, disminuye la viscosidad y, por tanto, las propiedades físicas del producto: su resistencia y deformabilidad, cambian. Esta propiedad es de gran utilidad en la construcción; para que el betún resista con un mínimo de deformación a la acción de las cargas del tráfico y las deformaciones no sean plásticas, sino elásticas, es preciso emplear betunes de alta consistencia; pero su aplicación en obra exige una baja viscosidad para que el producto pueda mojar bien la piedra y adherirse a ésta con la máxima efectividad; ello obliga a calentar el betún para su empleo en obra hasta una cierta temperatura, alterando el equilibrio coloidal sólo en tal medida que sea posible volver al primitivo estado de consistencia cuando el betún enfríe. Pero, y esto es muy importante, el equilibrio coloidal que da resistencia adecuada al betún una vez frío, no debe alterarse por cambios de temperatura cuando el firme quede abierto al tráfico, pues entonces éste resultará plástico y se deformará sin recuperación total bajo la acción de las cargas del tráfico, por no tener el betún la suficiente rigidez; la susceptibilidad del betún a los cambios de temperatura deben vigilarse estrechamente.

Una consistencia del betún demasiado elevada puede hacerlo rígido y frágil en obra si la temperatura del ambiente desciende excesivamente; el betún y el firme pueden agrietarse.

Las condiciones de resistencia, las características de deformación y sus límites admisibles pueden alterarse añadiendo al betún productos determinados; así, se ha demostrado es posible duplicar la resistencia con la adición de "fillers"; y son bien conocidos los efectos producidos en el betún al añadir determinados polímeros, como son los cauchos naturales o sintéticos.

Por todo ello, es hoy del máximo interés el estudio reológico de los productos bituminosos; ahora bien, hay que tener en cuenta que el comportamiento resistente del betún en láminas delgadas, como ocurre en los ensayos, es diferente del obtenido con espesores relativamente grandes como sucede en la realidad; la disminución de sección transversal produce un incremento importante de resistencia; hay que tener presente esta circunstancia en los ensayos que se hagan.

17.6. Los asfaltos naturales. — Son asfaltos que se encuentran en yacimientos en la naturaleza; aparecen mezclados con elevada proporción de impurezas, parte de las cuales se eliminan en un tratamiento previo a su empleo. Algunos de los elementos que quedan incorporados al betún son de evidente utilidad, modificando favorablemente las condiciones reológicas del producto industrial.

El yacimiento de asfalto natural más importante hoy día es el de Trinidad, en la isla de este nombre, frente a las costas de Venezuela, al sur del golfo de Paria. Tiene una extensión de 40 Ha. y una profundidad de 87 m. Es una mezcla de gas, arena fina, arcilla y betún, este último en proporción del 39 por 100; una vez depurado puede alcanzar un 57 por 100 de betún.

Existen, además, los yacimientos de Bermuda, como más importantes, y Maracaibo, los dos en Venezuela; los de Cuba; el Selenizza, en Albania, y los de Boeton en las antiguas Indias Holandesas. Los hay de menor importancia en Méjico, Siria y Egipto.

17.7. Los asfaltites. — Existen en los Estados Unidos unos yacimientos de asfalto, denominados asfaltites, con elevada proporción de betún y una ligera cantidad de cuerpos oxigenados; tienen un punto de fusión alto, 125° C., por lo cual han de emplearse siempre diluidos. Su coste es elevado y no se emplean en pavimentación, sino en otras aplicaciones, como impermeabilizaciones, etc.

17.8. Las rocas asfálticas. — Son rocas impregnadas de betún. Para que sean industrialmente utilizables en pavimentos la proporción de betún debe ser superior al 7 por 100; normalmente varía del 10 al 12 por 100. En España los principales yacimientos se encuentran en Maeztu (Alava) y en Soria. Existen, además, en Santander, Navarra, Tarragona, Burgos y Almería. En Suiza son muy importantes los de Val de Travers; en Francia, San Juan de Marrejols, Montrottier y Pont-du-Château; en Italia existen varios, de ellos los más importantes los de Ragusa (Sicilia); en Alemania, los de Limmer y Werwohle.

17.9. Asfaltos oxidados. — Los hidrocarburos que forman los productos bituminosos se oxidan si durante el proceso de destilación se añade azufre, como antes se hacía, o se inyecta una corriente de aire a través del residuo; se produce así lo que se denomina "asfalto soplado". Las propiedades fundamentales del producto obtenido son: 1), Aumento de peso específico y consistencia; 2), disminución de ductilidad; 3), disminución de susceptibilidad a los cambios de temperatura. Los productos oxidados se pueden emplear mezclados con otros de consistencia adecuada, como ligantes de hormigones asfálticos en climas muy calurosos. Se utilizan, asimismo, como impermeabilizantes.

17.10. Asfaltos diluidos. — Son mezclas de un betún con otro más fluido para obtener la viscosidad deseada.

17.11. Betunes asfálticos especialmente tratados para su más fácil aplicación en determinados usos. — La aplicación en obra de los betunes asfálticos exige, según ya hemos dicho, que tengan una viscosidad baja que permita su fácil manejo y su distribución alrededor del árido en película suficientemente delgada; esto se logra con el calentamiento; la temperatura de aplicación de los betunes asfálticos, para que tengan la viscosidad adecuada para su manejo, que oscila de los 100 a 160° C.; elevar la temperatura en obra cuesta tiempo y exige un equipo adecuado; para evitar o reducir este trabajo en obra se fabrican tipos especiales de betunes asfálticos: los betunes fluidificados ("cut-back" de los anglosajones) y las emulsiones.

17.12. Betunes fluidificados. — La disminución de viscosidad se logra añadiendo al betún un producto volátil, generalmente una de las fracciones obtenidas en la destilación del petróleo, y por eso, porque lo que se hace es volver en cierto modo atrás en el proceso de destilación, es por lo que los anglosajones denominan a estos productos "cut-back". La mezcla del betún y el solvente tiene una viscosidad tal que el conjunto puede emplearse sin calentar o calentando a temperatura muy inferior a la que exigiría el betún; puesto en obra el producto, el solvente se evapora y queda el betún original con su consistencia. Los solventes empleados deben evaporarse rápidamente, una vez puesto en obra el betún, para que éste quede con sus propiedades resistentes originales y pueda soportar el tráfico en condiciones de seguridad. El tiempo que se tarda en eliminar el solvente se denomina tiempo de "cura". Según la cantidad de solvente que se añada al betún, puede obtenerse una mezcla de la viscosidad precisa para su empleo directamente sin calentamiento o bien calentando a temperatura mucho más baja que la exigida por el betún puro para alcanzar la viscosidad de empleo; en este caso el solvente ha de cumplir la condición de tener un punto de inflamación superior al necesario de calentamiento de la mezcla.

Los solventes normalmente añadidos son: gasolina, keroseno, petróleo de alumbrado o gas-oil, que se volatilizan una vez aplicado el producto al firme.

La técnica americana fabrica los productos fluidificados de tres tipos: R.C. (cura rápida), para fabricar el cual emplean gasolina como fluidificante; M.C. (cura media), con keroseno como fluidificante, y S.C. (cura lenta), en el cual el fluidificante es gas-oil. Cada grupo se divide, a su vez, en seis calidades con numeración de 0 a 5, que corresponden a viscosidades crecientes y proporciones mayores, por tanto, de betún, o sea, de residuo de destilación.

Los franceses fabrican cinco tipos de betunes fluidificados, que clasifican según su viscosidad, que se encuentra en relación con la proporción del sol-

vente; emplean como fluidificantes keroseno principalmente, aunque también utilizan aceites de alquitrán; las cinco categorías son: muy fluido, fluido, semiviscoso, viscoso y muy viscoso. Los productos franceses no tienen diferencia entre sus tipos, desde el punto de vista de rapidez de volatilización del solvente; dentro del criterio americano son un tipo intermedio entre el R.C. y el M.C.

Las propiedades del firme, una vez evaporado el solvente, dependerán de la naturaleza del betún base, cuya penetración puede variar de 80 a 300.

17.13. Emulsiones. — Con objeto de poder emplear los productos bituminosos en frío, lo que facilita mucho su aplicación en obra, se ha recurrido al empleo de emulsiones. Emulsión es una dispersión en forma de pequeñísimas gotas de un líquido en otro en el cual no es miscible; tiene dos fases, una continua o fase externa y otra dispersa. Con dos líquidos, uno aceitoso y otro acuoso, pueden existir dos tipos diferentes de emulsiones: ser la fase dispersa el líquido aceitoso o, por el contrario, estar el agua dispersa dentro del líquido aceitoso; se denominan, respectivamente, emulsiones de aceite en agua (o/w de los anglosajones) o de agua en aceite (w/o). Es fácil conseguir la emulsificación de un producto bituminoso en agua: sólo es necesario calentarlo suficientemente para lograr que tenga la fluidez precisa y mezclarlo con agua también caliente, agitándolo enérgicamente; el betún se dividirá en glóbulos cada vez más finos a medida que la agitación sea más fuerte, lográndose un conjunto suficientemente homogéneo. Pero la emulsión así fabricada no será estable; cuando al cesar la agitación, dos glóbulos de la fase dispersa se encuentren, se unirán por su afinidad química y, al cabo de poco tiempo, la dispersión habrá desaparecido; es necesario emplear un agente emulsionante, cuerpo protector que, además de ayudar a la dispersión del betún, evite la unión de los glóbulos hasta que la emulsión "rompa" una vez empleada en obra.

Los agentes emulsionantes son cuerpos tenso-activos que, mezclados con la fase acuosa, forman alrededor de las gotas de emulsión una película ligerísima que produce, en primer lugar, una disminución de la tensión superficial de los glóbulos del betún, con lo cual se logra su más fácil división y dispersión; los emulsionantes tienen sus moléculas con un grupo polar y otro no polar; el grupo no polar, tipo aceitoso, se adsorbe por el betún por afinidad química y el glóbulo queda rodeado de una membrana eléctricamente cargada de acuerdo con la polaridad del agente emulsionante (fig. 17-2). Los glóbulos así cargados superficialmente tienden a mantenerse separados, pues las cargas eléctricas de su membrana protectora son del mismo signo; el agente emulsionante hace estable la emulsión. Se comprende la importancia grande que tiene el agente emulsionante en la formación y conservación de la emulsión, y se comprende también que, incluso la calidad del agua, no por ella en sí, sino por las sales disueltas que contenga, influye en las propiedades de la emulsión, ya que pueden alterar el equilibrio eléctrico del conjunto.

Cuando la emulsión se aplica al árido, el emulsionante que tuvo el papel

de mantenerla estable, cumple otra misión: provoca la adsorción del producto bituminoso por la superficie del árido; y esta adsorción se producirá más fuertemente si el grupo polar del emulsionante es de signo contrario a la carga eléctrica predominante en la superficie del árido. El fenómeno de adsorción tiene una doble razón: de afinidad química y de carga eléctrica; y como a la acción de esta doble causa se une la disminución de la tensión superficial que el agente emulsionante ha producido en el producto bituminoso, se hace posible que el betún moje la superficie del árido y quede fuertemente adsorbido por ella. El agua, separada del betún, se elimina o evapora: la emulsión ha roto.

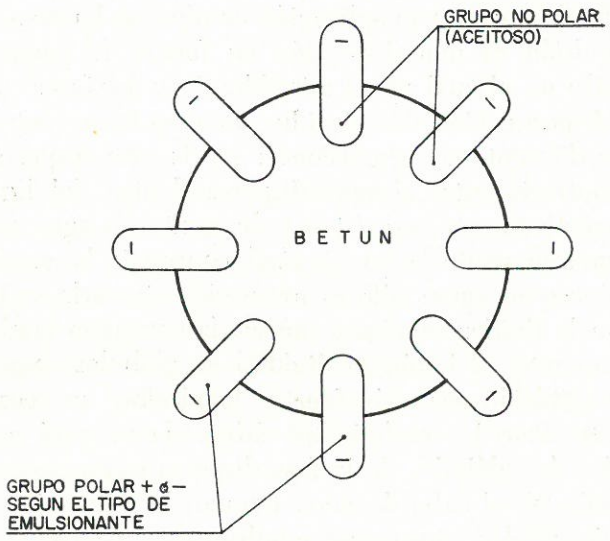


Figura 17-2.

Como productos emulsionantes aniónicos se emplean generalmente jabones simples o de resina, oleato sódico o resinoleato, que proporcionan un álcali y un coloide ácido en contacto con el agua; se puede emplear también caseína, silicato sódico, alquitrán de Noruega, lejías sulfíticas residuales de la fabricación del papel, etc. Como emulsionantes catiónicos se emplean aminas grasas catiónicas y sales cuaternarias del amoníaco.

Las emulsiones aniónicas, las que se emplearon exclusivamente hasta hace unos años, dan resultados defectuosos con áridos cuya carga eléctrica superficial es preponderantemente negativa; no los mojan bien y el betún absorbido es fácilmente desplazado por el agua. El problema de adhesividad a áridos ácidos ha sido prácticamente resuelto por las emulsiones catiónicas; la carga eléctrica de sus glóbulos hace que se adhieran fuertemente al árido, desplazando incluso al agua, es decir, que se absorben incluso por áridos mojados. En contra de lo que podía esperarse, si se considera exclusivamente el aspecto eléctrico, las emulsiones catiónicas se absorben también por áridos básicos de carga eléctrica

superficial preponderantemente positiva; hay reacciones químicas entre el árido básico y el emulsionante ácido que provocan la formación en la superficie de aquél de sales que favorecen la absorción y evitan el desplazamiento del betún por el agua; aunque con áridos básicos el comportamiento de la emulsión aniónica es superior a la catiónica, el de esta última es perfectamente aceptable.

Con glóbulos de igual diámetro (normalmente 1,5 a 3 micrones) no es posible obtener en una emulsión proporción de betún superior al 50 ó 60 por 100; por procedimientos especiales, logrando glóbulos de tamaño diferente en forma tal que los pequeños rellenen los huecos de los de mayor diámetro, es posible llegar a concentraciones más altas que pueden alcanzar el 80 por 100; pero hay que tener un gran cuidado en estas emulsiones de gran concentración en evitar se llegue a emulsiones inversas (w/o) de agua en betún, en las cuales no sólo se pierden las propiedades que hemos estudiado, sino que, por el contrario, no eliminan o eliminan muy difícilmente el agua que queda emulsionada en la fase continua, que es el betún; el resultado que se obtiene con ellas, como fácilmente se comprende, es malo.

El tiempo de rotura de la emulsión tiene gran importancia práctica en la ejecución del firme; debe ser suficiente para que sean posibles las operaciones de construcción, y realizadas éstas deben romper rápidamente, pues hasta que el agua no se elimine, el firme no estará en condiciones de resistir las cargas de tráfico. En el tiempo de rotura, por ser causa preponderante del mismo fenómeno de superficie, influye el tamaño del árido; cuanto más fino sea, tendrá mayor superficie específica y, a igualdad de las demás condiciones, la rotura será más rápida; también tiene influencia el tipo de emulsionante y las sales que el medio líquido, agua, contenga; por ello, se puede precipitar o acelerar la rotura añadiendo a las emulsiones aniónicas diferentes productos químicos. Se acelera con SO_4H_2, PO_4H_3, CL_2Ca, CLNa, etc., y se retarda con cloruro doble de Zn y NH_4 ó Cr y NH_4. Es de interés, en ciertas aplicaciones, tener emulsiones que no rompan simplemente por baja temperatura; para lograrlo se añaden productos que hagan descender el punto de congelación del agua; normalmente se emplean alcohol metílico, alcoholes monohídricos o polihídricos, glicerina, acetona, anilina, etc. Las emulsiones catiónicas son siempre de rotura rápida.

Para la fabricación de la emulsión debe emplearse maquinaria adecuada; es fácil lograr una emulsión con medios elementales e improvisados, pero el producto obtenido será deficiente y la obra realizada con él de mala calidad. La maquinaria puede ser:

a) Mezcladores discontinuos de eje horizontal o vertical con una velocidad de giro de 80 a 120 r. p. m.

b) Turboemulsificadores de trabajo continuo, que funcionan a una velocidad de 1.800 a 2.600 r. p. m.

c) Molinos coloidales, que producen una dispersión del producto bituminoso más perfecta; se precisa una cantidad menor de emulsionante. Trabajan

a velocidades superiores a los otros tipos, más de 3.500 revoluciones por minuto, y producen la división del betún, haciéndolo pasar entre dos superficies giratorias que pueden ser cónicas y que tienen una separación muy pequeña. Los molinos coloidales consumen una potencia elevada:

10 HP. para fabricar 2 Tn. de emulsión a la hora.
25 HP. para fabricar de 6 a 8 Tn. de emulsión a la hora.
35 HP. para fabricar 8 a 12 Tn. de emulsión a la hora.

17.14. Activantes. — El producto bituminoso debe cubrir la parte del árido quedando adherido a éste en forma eficaz y permanente ante la acción de los agentes exteriores: cargas del tráfico, agentes atmosféricos y agua especialmente. Vimos, epígrafe 17.5, que dando al producto bituminoso la fluidez precisa era posible mojar el árido; si éste está libre de polvo y materias extrañas sueltas, el producto bituminoso quedará bien adherido; las moléculas del betún se adsorberán por el árido siguiendo las leyes de este fenómeno; de sus moléculas complejas serán primero y más fuertemente adsorbidas las de mayor peso molecular y que tengan más actividad química, y se producirá una reordenación de la estructura coloidal del betún alrededor del árido. Esta unión ha de ser lo más enérgica posible y permanente ante la acción del agua. Para mejorar ambas propiedades, se añaden al betún, desde hace años, los denominados "activantes", porque activan y refuerzan su capacidad de adhesión. Pueden ser productos tensoactivos polares no polares, de naturaleza apropiada, que tengan un alto peso molecular o productos ionizables; pueden añadirse al betún o bien al árido; en este último criterio se funda la técnica muy extendida en Inglaterra de mezclar el árido con aceite de cresota en proporción de un 1 por 100, antes de hacerlo con el betún.

Los activantes se añaden al producto bituminoso en pequeña proporción, normalmente no superior al 2 por 100, y algunos de ellos, como los activantes de aminas, en cantidad inferior al 1 por 100. Los productos ionizables (los más empleados) actúan análogamente a como lo hacen en las emulsiones. En contacto con el agua se ionizan; el ion orgánico de la molécula ha de tener su carga contraria a la preponderante de la superficie del árido utilizado. Pueden emplearse con betunes fluidificados para riegos y aglomerados abiertos; éste último ha sido hasta hace poco su campo de utilización mayor. Cuando se activen betunes que sea necesario calentar, hay que cuidar de que el activante no se altere a la temperatura de empleo del betún. Hasta hace poco no existían activantes que se pudiesen calentar por encima de los 100° C., y por esta causa no se empleaban en los hormigones bituminosos; hoy los hay en el mercado que cumplen la condición de no ser alterables a la temperatura de empleo del betún.

Los activantes son un gran avance en el mejor comportamiento de los productos bituminosos. Su empleo, conociendo cómo actúan sobre el betún, puede ser de mucha utilidad; pero es expuesto a fracaso emplear un activante cual-

quiera con cualquier tipo de firme y de áridos; y, además, aun escogido correctamente, su empleo no exime de guardar en la construcción las condiciones técnicas necesarias, especialmente la limpieza del árido.

La dosificación del activante tiene gran importancia, pues, en general, son productos emulsionantes y, si se emplea en exceso, hay peligro de que la acción del tráfico, unida a la existencia de agua en el firme, pueda producir una emulsificación inversa del betún que podría llevar consigo la destrucción del firme.

Para determinar la eficacia de un activante se puede medir el ángulo que forman las superficies del producto bituminoso y del árido en el punto de contacto y en presencia del agua (fig. 17.3).

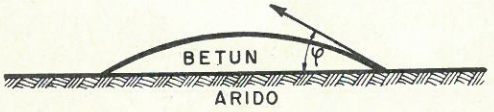


Figura 17-3.

Cuanto mayor sea el ángulo, menor será dicha afinidad. Su medida no es sencilla, y por ello se ha recurrido a ensayos más fáciles, examinando el efecto del agua sobre la película bituminosa que recubre el árido. (N.L.T. 166/58.) Se determina así la eficacia de un activante, con un betún y un árido determinado; se emplea solamente para materiales a utilizar en tratamientos superficiales y aglomerados bituminosos de granulometría abierta. Los áridos deben tener las condiciones de los empleados en obra, tamaño, limpieza, etc. Con técnicas operatorias ligeramente distintas, que se detallan en la norma citada, se mezcla la piedra o gravilla con el producto bituminoso y una vez fría o curado el betún, es decir, en las condiciones en que ha de quedar definitivamente en obra, se introducen en un frasco añadiendo 500 c. c. de agua destilada, dejándolas sumergidas a la temperatura del ambiente durante unas veinte horas; se observa el estado de recubrimiento de las partículas e inmediatamente se agitan durante unos quince minutos con el frasco en posición horizontal. Se sacan y se extienden sobre una bandeja y se observan:

a) Las piedras que no presentan desplazamiento en ningún punto de su superficie.

b) Las que presentan desplazamiento en puntos aislados de bordes o irregularidades de la superficie.

c) Las que presentan con claridad zonas total o parcialmente desplazadas.

Cuando el total de las partículas en que exista desplazamiento tipo *c*) sea mayor del 15 por 100 el resultado será *desplazado*; cuando las partículas desplazadas tipo *c*) sea inferior al 15 por 100, pero la suma de los tipos *c*) más tipo *b*) es inferior al 25 por 100 y superior al 10 por 100, será *ligeramente desplazado*. Cuando las partículas tipo *c*) es inferior al 5 por 100 y la suma *b*) más

c) menor que el 10 por 100, se considerará *no desplazado*. Con este procedimiento puede comprobarse la eficacia de un activante comparándolo con el betún sin activar, de activantes distintos con un mismo árido y la eficacia de un activante con áridos diferentes o en distintas condiciones.

La apreciación a la vista de los efectos de desplazamiento es sencilla (figura 17.4, *a* y *b*).

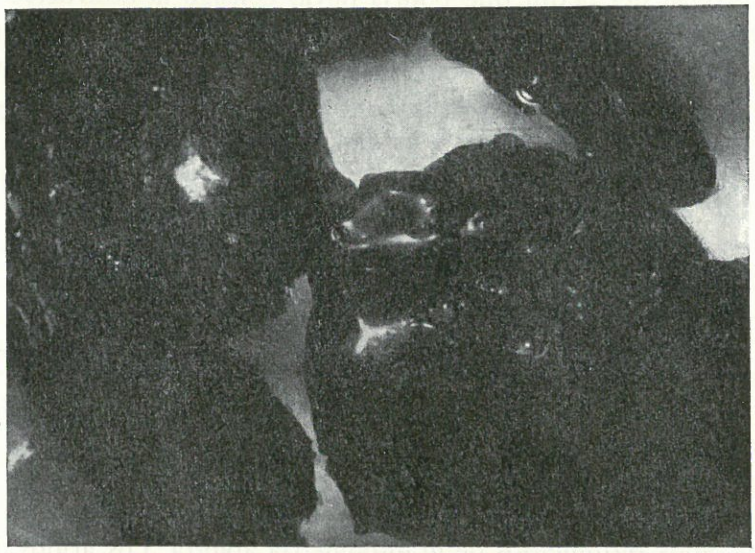


Fig. 17-4, *a*. — Piedra silícea cubierta con asfalto fluidificado activado, después de dos días de estar sumergida en agua.



Fig. 17-4, *b*. — La misma piedra silícea cubierta con asfalto fluidificado sin activar, al día siguiente de sumergida en agua.

La proporción correcta de activantes a añadir en una mezcla asfáltica se puede determinar con el ensayo de inmersión-compresión, haciendo varias series de probetas con distintas proporciones de activante y viendo cuál de ellas es la que mejor resiste.

17.15. Ensayos normalizados de los productos bituminosos. — La calidad de los productos bituminosos empleados para el firme es muy diferente de unos a otros. Existe una serie de ensayos que fundamentalmente se utilizan para caracterizar el producto. Otros ensayos normalizados determinan las propiedades del producto en relación, principalmente, con: *a*) su manejo en obras y *b*) el comportamiento del betún en el firme bajo la acción de los agentes atmosféricos y las cargas que el tráfico produce.

Las pruebas que hoy se realizan, con los fines indicados, en los betunes son:

1. Ensayos principalmente destinados a caracterizar el producto:

   Peso específico.
   Betún soluble en sulfuro o tetracloruro de carbono y éter etílico.
   Cenizas.
   Agua.
   Ensayo de la mancha (Oliensis).
   Identificación colorimétrica de los productos bituminosos.
   Identificación por el espectro infrarrojo.

2. Ensayos para determinar las propiedades del betún para su manejo en obra:

   Punto de inflamación.
   Pérdida por calentamiento.

3. Ensayos que dan idea del comportamiento del betún bajo la acción de las cargas producidas por el tráfico y los agentes atmosféricos:

   Consistencia.
   Susceptibilidad.
   Adhesividad.
   Envejecimiento.

Los ensayos numerados bajo los epígrafes 1 y 2 son determinaciones concretas en las que se obtienen el dato que se busca, con excepción del ensayo de la mancha que es interpretativo. Para que los resultados obtenidos tengan un valor comparativo con las cifras que figuran en los respectivos pliegos de condiciones, los ensayos han de realizarse siguiendo estrictamente las normas para cada uno formuladas, no sólo en relación con el procedimiento operativo, sino

también con el dispositivo y dimensiones de los aparatos empleados. Los ensayos comprendidos en el epígrafe 3 son más o menos empíricos; por no medir más que indirectamente la propiedad que interesa, no satisfacen plenamente; están en constante evolución y se busca el camino de perfeccionarlos para que se adapten más perfectamente a la realidad; con este fin, el estudio directo en tramos de ensayo va adquiriendo cada día mayor interés.

17.16. Ensayos que caracterizan el producto bituminoso. — *Peso específico.* — Dentro de unos ciertos límites, caracteriza los productos bituminosos de distintas procedencias; en cuanto a la calidad, si uno determinado tiene un mayor peso específico del que le corresponde, es indicación de que contiene un exceso de impurezas o ha sido sometido a una manipulación defectuosa; por ejemplo, una destilación llevada más allá del límite correcto. En los materiales bituminosos oscila entre el 0,9 y 1,4; normalmente, los betunes obtenidos de destilación tienen un peso específico ligeramente superior a la unidad; los alquitranes y asfaltos naturales, mayor que 1.

El peso específico de un material, peso por unidad de volumen, se obtiene por la relación entre el peso del material en cuestión y el del mismo volumen de agua, a una cierta temperatura; varía, por tanto, con ésta; corrientemente, se determina a 15° C. ó a 25° C.

El procedimiento empleado es diferente según el material sea sólido o líquido. En España se siguen los distintos procedimientos recogidos en la N.L.T. 122/58, de los cuales a continuación se hace un breve resumen.

Método del densímetro. — Es el más sencillo y rápido cuando no se precisa gran exactitud y la viscosidad del producto ensayado no es grande a la temperatura del ensayo. Cuando el material es viscoso, hay que esperar bastante tiempo hasta que el densímetro haya alcanzado el equilibrio. Si el material no es transparente, hay que hacer la corrección del menisco.

El betún se vierte en un recipiente y se sumerge en un baño de agua a la temperatura del ensayo, dejando introducir el densímetro poco a poco hasta que haya alcanzado el equilibrio. El densímetro empleado debe estar calibrado a la temperatura del ensayo; si lo estuviese a otra temperatura habrá que multiplicar la lectura directa del densímetro por un factor de corrección, para tener en cuenta las densidades del agua a las dos temperaturas.

Método del picnómetro. — a) *Para líquidos de baja viscosidad.* — Un frasco o botella de capacidad conocida se pesa y llena del líquido a ensayar, sumergiéndolo después en un baño de agua a la temperatura del ensayo; transcurrida media hora, se ajusta la cantidad de líquido en el frasco, se seca exteriormente y se pesa: por diferencia de peso entre el frasco lleno y vacío, se obtiene el peso del producto, cuyo volumen es conocido, el del frasco; la relación de peso a volumen dará el peso específico.

b) *Para líquidos de alta viscosidad.* — Se calienta la muestra hasta la fluidez, procurando evitar las pérdidas por volatilización; el frasco, aforado y previamente tarado, se llena aproximadamente hasta la mitad; se deja enfriar a la temperatura del laboratorio y se pesa; se llena con agua hasta la capacidad total, se sumerge en un baño a la temperatura del ensayo, y al cabo de media hora se vuelve a pesar. Por diferencia de peso entre el frasco vacío y con la muestra, se tiene el peso de ésta; su volumen vendrá dado por el aforo del frasco menos el agua añadida para enrasar. Si el material a ensayar fuera más ligero que el agua, sería preciso, para llenar el picnómetro, emplear un líquido apropiado, de peso específico menor que el betún a ensayar.

Cuando se trata de determinar el peso específico de un material sólido, se emplea el método corriente de pesarlo en el aire y en el agua para obtener su volumen.

17.17. Betún puro. Asfaltenos, maltenos y carbenos. — La determinación del betún puro que contiene un producto bituminoso se hace determinando la proporción de este soluble en sulfuro de carbono. La solubilidad selectiva en sulfuro de carbono e hidrocarburos saturados de punto de ebullición bajo, sirve para determinar los componentes de la suspensión coloidal: asfaltenos, maltenos y carbenos. Obtener la cantidad de betún que un producto bituminoso contiene es importante, pues en la dosificación de las mezclas entra, como factor fundamental, la proporción de betún; es por tanto necesario obtenerla cuantitativamente. Por otra parte, la proporción de betún más baja de la normal en un producto determinado será índice de la existencia en el mismo de impurezas o materias extrañas; y si esto sucede, habrá que averiguar de dónde proceden y qué papel desempeñan en el producto bituminoso. Hay casos, en asfaltos naturales, en los cuales la materia mineral incorporada puede ser, y en muchos casos es beneficiosa; el asfalto de Trinidad, con proporción de betún relativamente baja, es un producto excelente; en cambio, un betún de destilación en el cual la proporción de betún puro fuera inferior al 99 por 100, sería sospechoso, de mala calidad, probablemente, por una destilación defectuosa.

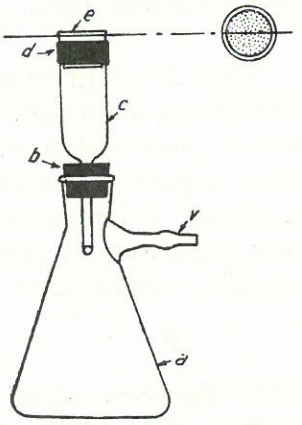


Figura 17-5.

En la determinación del betún soluble en sulfuro de carbono, pueden presentarse dos casos: *a*) el betún a ensayar es betún casi puro; *b*) el betún a ensayar tiene proporción relativamente elevada de materias extrañas.

En los dos casos hay que añadir el disolvente, mezclándolo íntimamente con la muestra a ensayar para que pueda disolver todo el betún que contenga; la proporción de betún se obtiene por diferencia de peso entre la muestra analizada antes de tratarla

con disolvente y después. Se comprende fácilmente que, según se trate de un caso o de otro, el procedimiento operatorio a seguir deberá ser distinto.

Caso 1.°. — *El betún tiene pequeña proporción de impurezas.* — El procedimiento a seguir está recogido en la Norma N.L.T. 129/58. Consiste en esencia en preparar un crisol Gooch con una capa de asbestos en el fondo; el crisol se coloca en un frasco de filtrado (fig. 17-5). El crisol, una vez bien lavado y seco, se pesa cuidadosamente con un error menor de 0,0001 gr. El betún a ensayar se echa en el fondo de un frasco Erlenmeyer, pesando un gramo (± 0,1); el betún debe extenderse en el fondo del frasco formando una película delgada para que presente la mayor superficie posible al ataque del sulfuro de carbono; se añaden al frasco Erlenmeyer 100 gramos de sulfuro de carbono y, una vez disuelto el betún, se filtra a través del crisol; el frasco se lava con sulfuro de carbono y el agua de lavado se vuelve a filtrar a través del crisol; se echa sulfuro de carbono a través del crisol hasta que salga completamente limpio; se seca el crisol y por diferencia con el peso primitivo se obtiene el del material no disuelto, carboides; la diferencia con el peso inicial del betún es el betún puro.

Por procedimiento análogo, únicamente cambiando los disolventes, se obtienen los siguientes componentes base de los betunes:

Asfaltenos. — Solubles en tetracloruro de carbono, pero insolubles en hidrocarburos saturados de punto de ebullición bajo.

Maltenos. — Solubles en sulfuro de carbono, pero insolubles en tetracloruro de carbono.

Alquitranes. — Las normas americanas exigen la determinación del betún de alquitrán, empleando el sulfuro de carbono; en Inglaterra se emplea el tolueno y en Francia el benceno; el tanto por ciento soluble ha de ser mayor del 74 por 100, variando según el tipo de producto. La parte insoluble se denomina carbono libre.

Caso 2.°. — El betún tiene importante proporción de impurezas. El procedimiento expuesto para el caso primero tiene el inconveniente de que las impurezas pueden cegar el crisol Gooch; para evitarlo, se toman diversas precauciones, separando primero el residuo por decantación y haciéndolo pasar al crisol al final del proceso de filtrado. Por calcinación del residuo se obtiene la parte orgánica y la inorgánica; esta determinación es de interés en los asfaltos naturales especialmente.

17.18. Parafina. — Las parafinas presentes en los betunes son hidrocarburos saturados muy estables y con puntos de solidificación de 25 a 75° C. Su cohesión y poder aglomerante son bajos.

La influencia de la parafina en las propiedades del betún asfáltico ha sido muy discutida y ha dado lugar a las más diversas interpretaciones; hay autores que opinan que un contenido alto de ella perjudica al betún para su empleo en la carretera; otros opinan que la parafina no sólo no es perjudicial, sino que mejora las características del betún.

En general, la diferencia de opiniones está justificada por la distinta manera de apreciar la acción de la parafina y por no hacer distinción de la forma en que se encuentra en el betún.

La parafina puede estar en el betún, disuelta o cristalizada. La parafina disuelta disminuye la viscosidad del betún; la cristalizada, si forma un esqueleto, da al betún una estructura interna, pero si está en forma de partículas sueltas, aumentará sólo su viscosidad.

La opinión más generalizada es la de que un contenido alto de parafina, en las condiciones en que suele encontrarse en el betún, disminuye su cohesión, ductilidad y adhesividad y lo hace más susceptible a los cambios de temperatura. No obstante, nuevos procedimientos de destilación de los petróleos de base parafínica han permitido obtener betunes de buenas características para su empleo en carreteras.

El límite superior para el contenido de parafina varía según los distintos pliegos de condiciones; se suele aceptar como máximo hasta un 6 por 100.

La indeterminación, en cuanto al papel que juegan las parafinas, viene agravada por la dificultad de su determinación. Existe gran variedad de procedimientos, que pueden clasificarse en tres grupos:

a) Los que se basan en el examen microscópico de una película del producto natural.

b) Los que emplean una separación de los compuestos insaturados por tratamiento con ácido sulfúrico, seguido por una extracción de su solución etérea con mezcla de alcohol metílico y etílico.

c) Los que destilan el producto, recogiendo aisladamente una fracción de destilado, de la que se extraen las parafinas con mezcla de éter y alcohol etílico, purificándola con acetona.

Los métodos no dan resultados concordantes entre sí, y aun en determinaciones duplicadas, la dispersión obtenida es grande.

17.19. Cenizas. — En los asfaltos naturales o en los betunes con proporción apreciable de impurezas, es conveniente determinar en éstas la proporción de materia orgánica o cenizas. El procedimiento (N.L.T. 132/59) consiste, en esencia, en calcinar la muestra en un crisol hasta peso constante. Hay que interpretar cuidadosamente los resultados, pues dependiendo de los productos extraños que el betún contenga, se pueden, en el proceso de calcinación, producir resultados que falseen la interpretación de la naturaleza de la materia mineral del producto.

17.20. Agua. — El agua es una impureza del betún; produce espuma al calentarlo para su aplicación en obra. La determinación se realiza utilizando el aparato Dean Stark de la figura 17-6. Una muestra de 100 ml. del material, si tiene menos del 10 por 100 de agua, se mezcla con gasolina libre de ella, si son productos procedentes de la destilación del petróleo, y cuando se trate de alquitranes con aceites ligeros de la misma procedencia, en los cuales el 98 por 100 se destile entre 120 y 250° C. Mezclado el producto a ensayar con una cantidad igual de disolvente, se colocan en el aparato de destilación; se aplica calor por un mechero circular o uno Bunsen, según se trate de un tipo u otro de aparato, cuidando que la velocidad de destilación sea de dos a cinco gotas por segundo, y se mantiene el calentamiento hasta que haya cesado la separación de agua; medido su volumen, se determina la proporción que corresponde a la muestra ensayada.

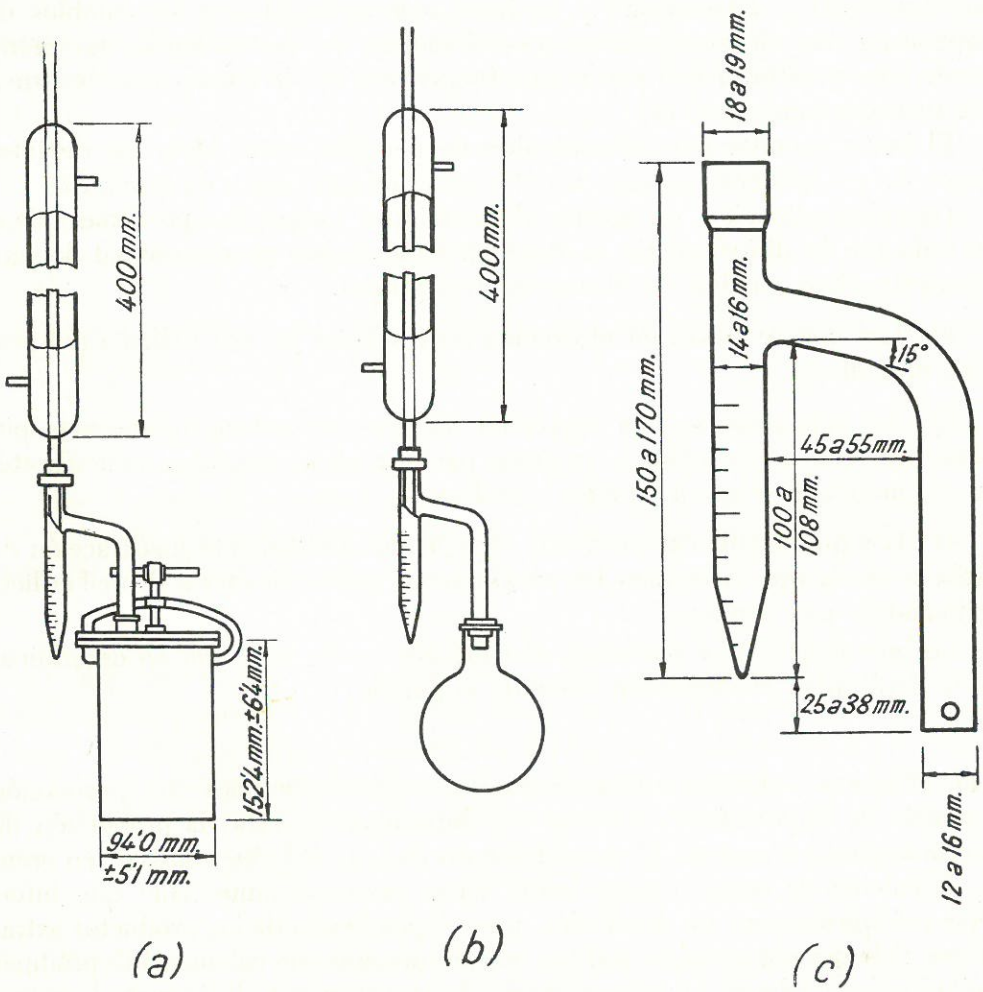


Figura 17-6.

Por este mismo procedimiento se determina la cantidad de agua de un alquitrán. El procedimiento está recogido en la N.L.T. 123/58.

17.21. Prueba de la mancha (Oliensis). — En este caso se persigue comprobar la homogeneidad y procedencia del producto bituminoso. Fue presentado por G. L. Oliensis, en 1933, a la A.S.T.M. Aunque no ha sido aceptado por ella, la A.A.S.H.O. lo ha regulado en su especificación T102/42.

Una gota del producto a ensayar, mezclada con una nafta tipo, se deja caer en un papel de filtro Whatman núm. 5; después de cinco minutos se examina la mancha por transparencia, preferiblemente a la luz del día. La uniformidad de la misma indica la del producto; cuando en la parte central aparece una mancha negra, rodeada de anillos de color más tenue, se infiere la heterogeneidad. Cuando la mancha es uniforme, debe repetirse el ensayo a las veinticuatro horas, con la misma disolución, y se considera resultado "homogéneo" si éste se repite. Si diese resultado heterogéneo, debe volverse a realizar el ensayo en su totalidad.

Si el ensayo de la mancha es positivo, puede determinarse el grado de heterogeneidad por medio del llamado "equivalente de xileno", que indica el tanto por ciento mínimo de xileno necesario para hacer que la mancha sea negativa cuando se repite el ensayo con mezclas xileno-nafta o xileno-heptano de contenido creciente (5 por 100 de xileno).

Son productos homogéneos:

1. Los refinados por destilación, sin llegar a la descomposición térmica (*cracking*).
2. El betún de ciertos asfaltos naturales.
3. Algunos tipos de asfaltos residuales, ligeramente oxidados, procedentes de aceites asfálticos.

Son materiales heterogéneos:

1. Los obtenidos por destilación, que han sido excesivamente calentados durante el proceso.
2. Los procedentes del proceso de descomposición térmica.
3. Los asfaltos soplados.
4. Los productos procedentes de crudos heterogéneos.

17.22. Identificación colorimétrica de los productos bituminosos. — Para identificar un producto bituminoso, D. C. Broome, en Inglaterra, ha puesto a punto un método sencillo y práctico, que se emplea con éxito en el Laboratorio del Transporte.

El ensayo se realiza en un colorímetro fotoeléctrico (fig. 17-7), mediante el cual se mide la absorción de luz que se produce al pasar los rayos luminosos a través de solución de betún en benceno. Mediante el empleo de un juego de ocho filtros es posible obtener para cada producto su curva de transmisión de luz a lo largo de una banda del espectro visible.

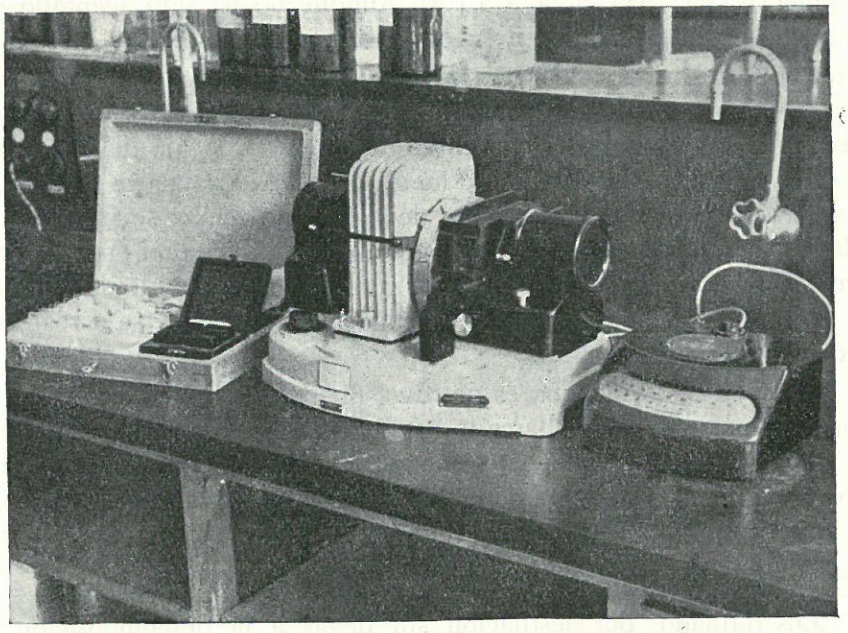


Figura 17-7.

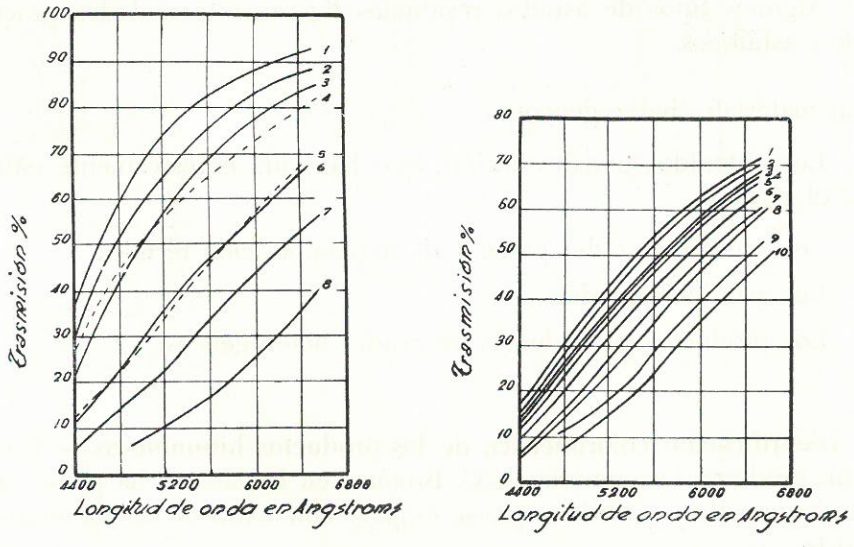


Figura 17-8.

Como puede verse por la figura 17-8, los productos bituminosos procedentes de distintos crudos dan curvas diferentes y, aun dentro del mismo crudo, los de distinta consistencia tienen distinta curva de transmisión.

El procedimiento es de gran interés, porque viene a resolver problemas tan complicados como la identificación de mezclas de distintos productos (betún-alquitrán, asfalto de Trinidad-betún, etc.), e incluso la distinta proporción de cada uno de ellos, como puede verse en el cuadro adjunto:

Longitud de onda	Trinidad, 30 % Maxphalte, 70 %	Trinidad, 40 % Maxphalte, 60 %	Trinidad, 50 % Maxphalte, 50 %
4.400	13,8	14,3	15,3
4.750	15,8	26,8	28,3
5.000	33,8	35,0	36,6
5.250	41,8	43,1	44,8
5.550	50,5	51,8	53,0
5.800	56,5	57,8	59,0
6.150	56,5	65,5	66,5
6.550	72,5	72,9	73,3

17.23. Espectros de absorción infrarroja. — La absorción de la radiación infrarroja está íntimamente ligada con la naturaleza y la estructura molecular de los compuestos químicos, de tal manera, que una pequeña variación en dicha estructura supone siempre un cambio en el espectro infrarrojo. Por otra parte, un mismo grupo funcional presenta siempre, en una región limitada de longitudes de onda, bandas de absorción características que, en una primera aproximación, pueden considerarse independientes del resto de la molécula. Dichas frecuencias características pueden, por lo tanto, ser utilizadas para la identificación de grupos funcionales.

El espectro de absorción infrarroja de una mezcla, es la superposición de los espectros de los constituyentes de la misma. Se comprende el interés que esta técnica presenta en el análisis cualitativo y cuantitativo, sobre todo cuando los componentes son isómeros que no pueden ser reconocidos por el análisis químico. Por ello, la industria del petróleo utiliza desde hace algunos años esta nueva técnica para determinar la composición de sus productos.

Según ya hemos dicho, los métodos usuales de ensayo para la identificación de productos bituminosos no sirven para juzgar la calidad de los productos ni las alteraciones que en ellos se pueden producir en el transcurso de su empleo. Las propiedades más interesantes de los productos bituminosos utilizados en la construcción de carreteras son sus características reológicas, la adhesividad a los áridos y su evolución con el tiempo y los agentes atmosféricos, es decir, lo que normalmente se denomina envejecimiento. Lo fundamental, después del estudio de estas propiedades, es poder relacionarlas con la consti-

tución de los productos o grupos de ellos e identificar aquellos componentes que intervienen directamente en los fenómenos. Hacerlo por análisis químico con métodos normales, presenta muchas dificultades, debido a la complejidad de los betunes. Los trabajos realizados se limitan a una separación en distintas fracciones y a caracterizar éstas casi exclusivamente por constantes físicas y un análisis químico elemental. Ello, aunque supone una contribución valiosa, deja sin resolver el problema por no poder identificar los distintos compuestos, o al menos, las funciones químicas presentes.

El análisis con espectros de absorción infrarroja se ha empezado a utilizar últimamente en el análisis de los betunes y sus distintas fracciones. El camino parece el más apropiado. Es muy importante el avance que supone poder identificar, en las distintas fracciones del betún, su estructura bencénica, nafténica y parafínica y los grupos funcionales presentes; ello proporciona el medio adecuado para valorar las relaciones entre propiedades del betún y su constitución. En la figura 17-9 puede verse una fotografía del aparato Perkin Elmer 221, del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo.

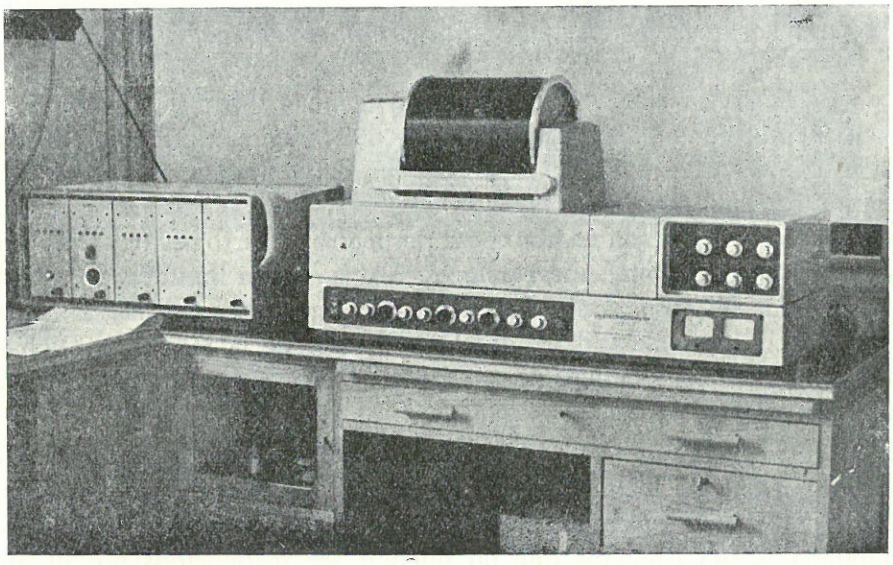


Figura 17-9.

En la figura 17-10 se dan los espectros de absorción infrarroja de las fracciones del betún obtenidas por cromatografía. Del estudio de los mismos ha podido deducirse el contenido de hidrocarburos alifáticos y aromáticos, así como la presencia de determinados grupos funcionales. Puede asimismo seguirse el aumento en el contenido de compuestos oxigenados viendo las variaciones de intensidad de la banda que aparece entre 5 y 6 micras, que es característica del grupo funcional $C = 0$. De la misma manera puede comprobarse el aumento de

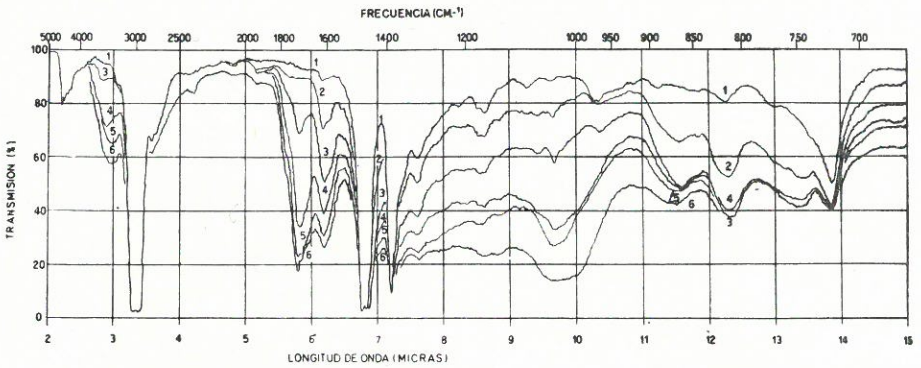


Fig. 17-10. —Espectros de absorción infrarroja de fracciones obtenidas por el método de KLEIN-SCHMIDT.

los componentes bencénicos, reflejado en la intensidad creciente de la banda situada alrededor de 6 micras, adyacente a la anterior, típica de los hidrocarburos de este tipo.

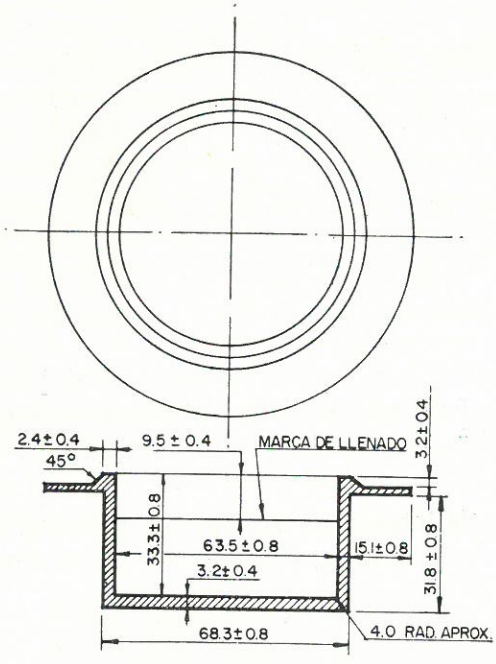
17.24. Ensayos que determinan las propiedades del betún para su empleo en obra. — Estos ensayos no tienen significado de calidad ni de identificación; los resultados que con ellos se obtienen no hacen más que expresar unas propiedades interesantes para el manejo del betún; calidades muy distintas de éste pueden dar resultados análogos.

17.25. Punto de inflamación y combustión. — De la temperatura que en este ensayo se determina no se puede pasar, sin peligro, al calentarlo en obra.

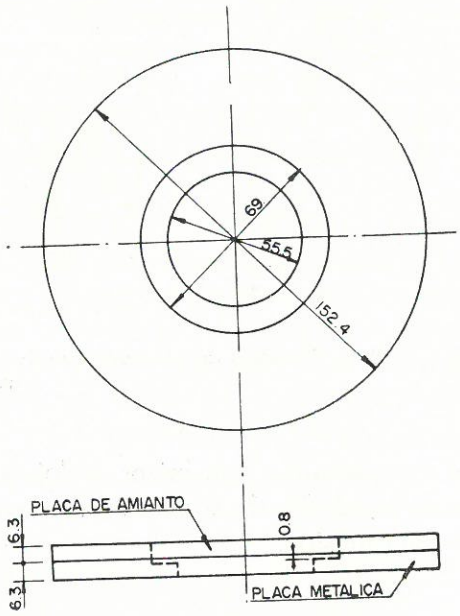
Son corrientes dos procedimientos: aparato Cleveland, vaso abierto (N.L.T. 127/59) y Tagliabue, vaso abierto (N.L.T. 136/59). Como punto de inflamación se define la temperatura a la cual se producen destellos por inflamación de los vapores producidos por el material bituminoso. Indica la temperatura crítica por encima de la cual deben tomarse precauciones en la manipulación y puesta en obra del material para evitar el peligro de incendio. Punto de combustión es la temperatura a la cual se produce la combustión de los vapores en las condiciones del ensayo.

Ambos aparatos son en principio semejantes; el producto bituminoso colocado en un recipiente apropiado, se somete a una elevación de temperatura con ritmo regulado; la llama de un mechero, de dimensiones fijas en cada ensayo, pasa por encima de los vapores producidos por la muestra.

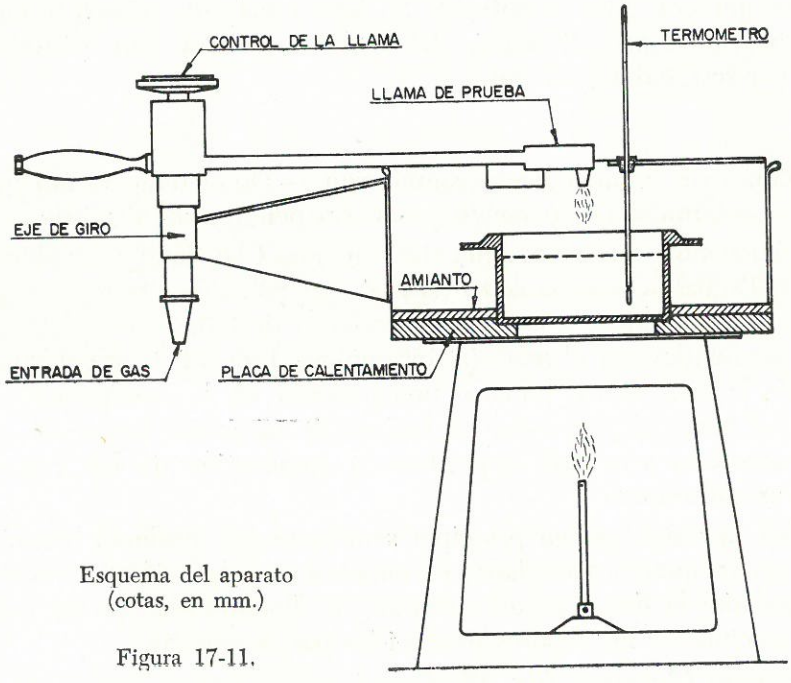
El aparato Cleveland (fig. 17-11) está especialmente concebido para productos de alto punto de inflamación; en cambio, su recipiente metálico no permitiría medir esta característica en betunes — como, por ejemplo, los fluidifi-



Vaso abierto Cleveland.



Placa de calentamiento.



Esquema del aparato
(cotas, en mm.)

Figura 17-11.

cados — de punto de inflamación bajo. El aparato Tagliabue calienta en un recipiente de vidrio por medio de un baño de María (fig. 17-12).

Las especificaciones marcan para los puntos de inflamación los siguientes límites:

Trinidad epure	Mayor de 175° C.
Betún asfáltico de destilación	Mayor de 175° C.
Betún fluidificado RC.	Mayor de 27° C.
Betún fluidificado MC.	Mayor de 33° C.
Betún fluidificado LC.	Mayor de 55° C.

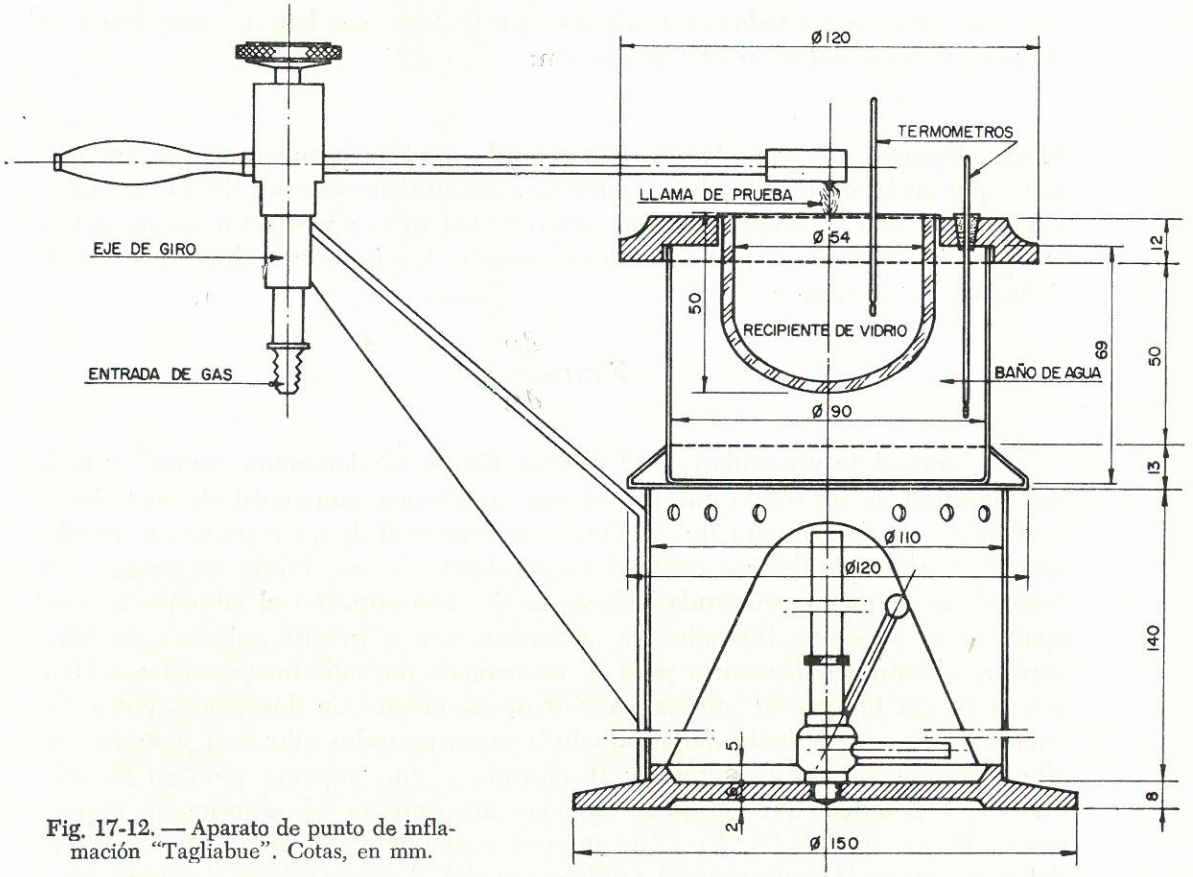


Fig. 17-12. — Aparato de punto de inflamación "Tagliabue". Cotas, en mm.

17.26. Pérdida por calentamiento. — Se determina en este ensayo la pérdida en peso de una muestra bituminosa, debida a la volatilización de los componentes más ligeros (excluida el agua), en el proceso de calentamiento; la comparación de las penetraciones de la muestra y del residuo del ensayo da un índice del endurecimiento del material. El procedimiento a seguir viene regulado por la N.L.T. 128/58. El ensayo se realiza sometiendo la muestra a ensayar, de peso $50 \pm 0{,}5$ gr., en una estufa eléctrica especial, en la cual se ha cuidado expresamente el sistema de ventilación, salida de vapores y uniformidad de la tem-

peratura, a una de 163 ± 1° C. durante cinco horas. La diferencia entre el peso inicial y el de la muestra después del ensayo, da la pérdida por calentamiento.

17.27. Ensayos que miden el comportamiento del betún bajo la acción de las cargas producidas por el tráfico y los agentes atmosféricos. — Los ensayos que a continuación se enumeran miden propiedades resistentes del betún en obra. De su significado, un tanto impreciso, ya tratamos anteriormente; no obstante, aunque no dan una seguridad plena, están sancionados por una larga experiencia, que demuestra, que las condiciones que en los pliegos se imponen en relación con ellos, son condiciones mínimas que en todo caso han de cumplirse. Los ensayos comprendidos en este grupo son:

17.28. Ensayos de consistencia. Viscosidad.— Si F es la fuerza tangencial unitaria que actúa entre dos planos infinitamente próximos de un fluido en movimiento, con una velocidad v en un punto considerado, y η es la fuerza que actúa en dirección normal al plano de deslizamiento, la viscosidad absoluta μ viene dada por la expresión:

$$F = \mu \frac{dv}{d\eta};$$

La unidad de viscosidad en el sistema C.G.S. se denomina "poise" y será la viscosidad de un fluido que ofrece una resistenica tangencial de una dina/centímetro cuadrado, para un gradiente de velocidad de un segundo en sentido normal al plano de deslizamiento. La viscosidad de un fluido expresada en "poise", se denomina viscosidad absoluta. Se determina en el laboratorio, con aparatos de precisión fundados en la succión que es preciso aplicar a un tubo capilar, el esfuerzo necesario para la rotación de dos cilindros coaxiales, o bien por la fuerza tangencial precisa para el deslizamiento de dos placas entre las cuales existe una película del producto a ensayar; todos ellos son aparatos de alta precisión, de coste relativamente elevado y que requiere para su manejo una cierta práctica; por eso no se emplean más que en laboratorios de importancia. En las figuras 17-13 y 17-14 pueden verse los planos y una vista exterior del viscosímetro de rotación del Laboratorio del Transporte con un dispositivo de medida.

Viscosidad cinemática. — Desde hace unos años, la A.S.T.M. determina para betunes asfálticos, aceites asfálticos y betunes fluidificados, el ensayo de viscosidad cinemática (A.S.T.M.-D 2.170-G.G.T.); sirve para calcular la viscosidad absoluta, cuando se conoce o se puede determinar la densidad del material a ensayar a la temperatura del ensayo; se define como el tiempo que un volumen determinado de líquido, sale por un tubo capilar de cristal del viscosímetro bajo una carga determinada y a una temperatura exactamente medida. La vis-

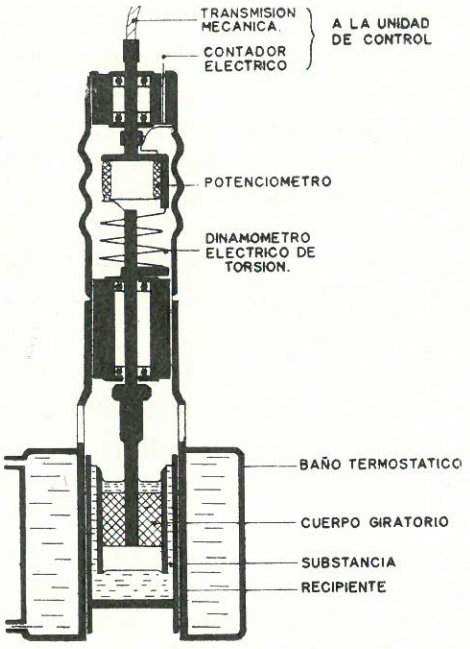


Fig. 17-13. — Viscosímetro de rotación. Detalle.

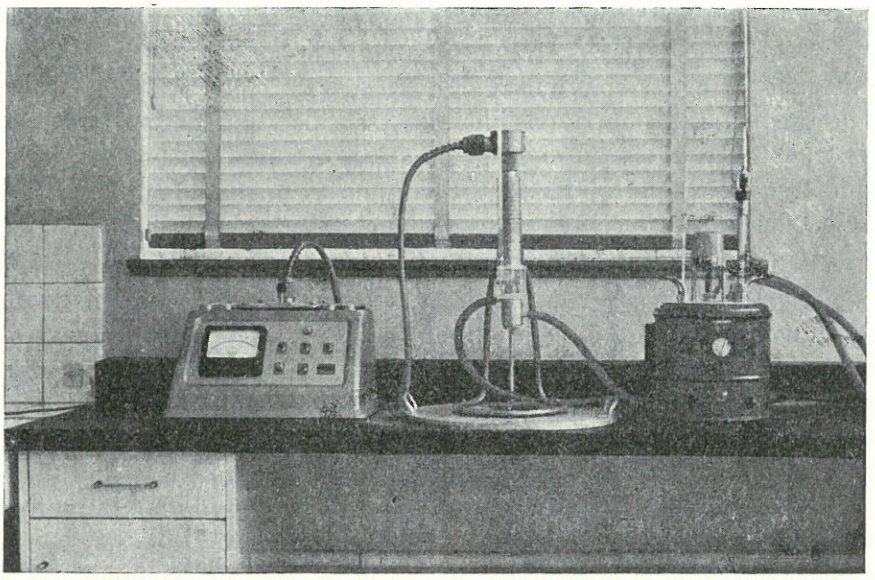


Fig. 17-14. — Viscosímetro de rotación. Vista de conjunto.

cosidad viene determinada multiplicando el tiempo en segundos, que el material a ensayar tarda en fluir, por el factor de calibrado del aparato.

La viscosidad cinemática de un líquido newtoniano es el cociente de dividir la viscosidad absoluta o dinámica por la densidad del líquido, ambas determinadas a la misma temperatura; en el sistema C.G.S. la unidad de viscosidad cinemática es el "stoke", que tiene por dimensiones centímetros cuadrados por segundo; en la práctica, para los productos de petróleo, la viscosidad cinemática se expresa en centésimas de "stoke"; 1 "stoke" = 100 C.S.T. Existen diversos tipos de aparatos comerciales calibrados; y la viscosidad cinemática, C.S.T. = $= C\,t$, siendo C = constante del aparato en C.S.T. por segundo, y t = tiempo que tarda en salir el líquido en segundos.

La A.S.T.M., en sus especificaciones, tiene publicado un método para convertir la viscosidad cinemática en viscosidad Saybolt-Furol.

La viscosidad dinámica es el producto de la viscosidad cinemática por la densidad del líquido a la temperatura del ensayo. En los asfaltos, la densidad a 135° C. puede deducirse del peso específico a 25/25 C., multiplicado por 0,934 gr./cm.^{3} o por el peso específico a 15,5/15,5 C., multiplicando por el factor 0,931 gr./cm.^{3}. Cuando no se conoce el peso específico, se puede determinar la viscosidad dinámica a 135° C. multiplicando la viscosidad cinemática a 135° C. por una supuesta densidad del 0,948 gr./cm.^{3}.

Existen modelos de aparatos comerciales para líquidos opacos y transparentes.

Viscosidad relativa. — Como las determinaciones de la viscosidad absoluta son delicadas, precisan operadores de una buena preparación en la técnica del laboratorio. En la práctica, en ensayos de rutina, se determina la viscosidad relativa; relación de tiempos que tardan en salir por un orificio el betún y un volumen igual de agua; el primero, a la temperatura del ensayo, y el agua, a 25° C. Se puede, asimismo, determinar la viscosidad relativa por el tiempo que tarda en caer en una cierta longitud un sólido a través de la muestra a ensayar en estado líquido o semisólido; en este último principio se fundan los viscosímetros de bola y las diferentes clases de penetrómetros.

Los viscosímetros del primer tipo son los viscosímetros Engler (fig. 17-15), Redwood (fig. 17-16) y Saybolt-Furol (fig. 17-17). Los dos primeros tienen disposición muy similar: constan de un recipiente metálico que va dentro de otro, que se llena de agua, a la cual se da la temperatura del ensayo por un mechero exterior y se transmite por el agua al producto bituminoso a ensayar. El viscosímetro Engler se construye de diversos tamaños y antes de determinar la viscosidad es preciso tararlo, determinando el tiempo que tarda en salir el agua a 25° del recipiente interior que ha de llenarse del producto bituminoso; en el viscosímetro Redwood el recipiente interior y el orificio de salida están calibrados en forma que el agua a 25° C. tarda en salir un segundo; la lectura del número de segundos que tarda en salir el producto bituminoso dará, directamente, el valor de la viscosidad relativa; tiene este tipo de viscosímetro un

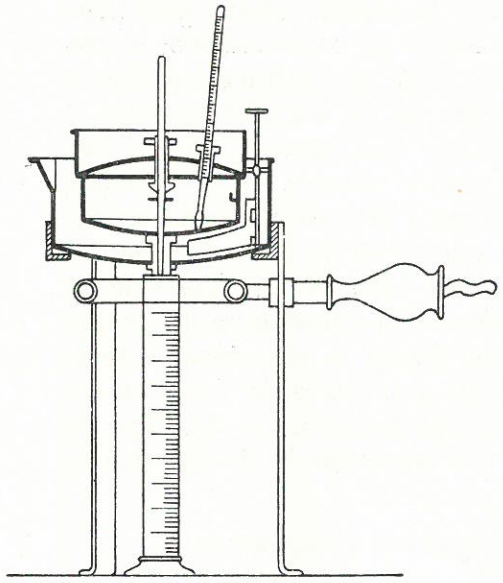


Fig. 17-15. — Viscosímetro de ENGLER.

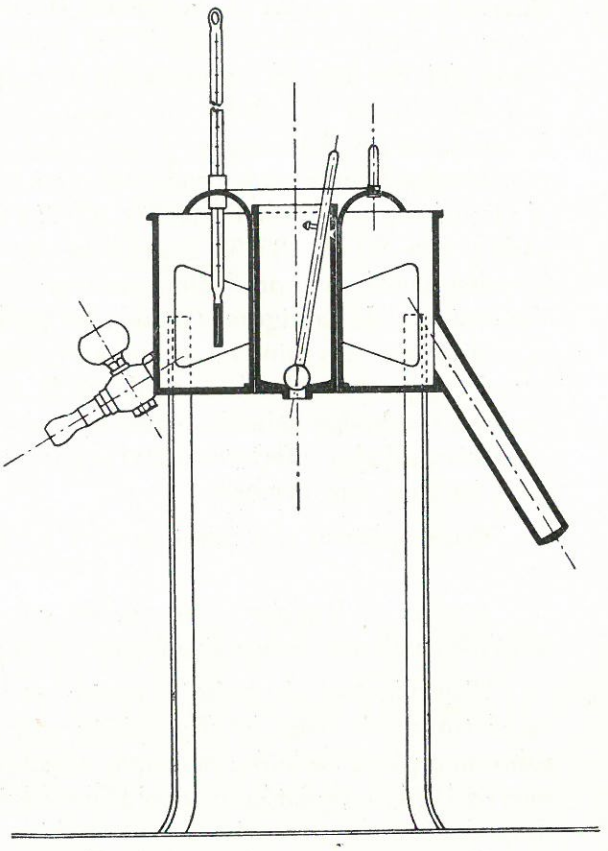


Fig. 17-16. — Viscosímetro de REDWOOD.

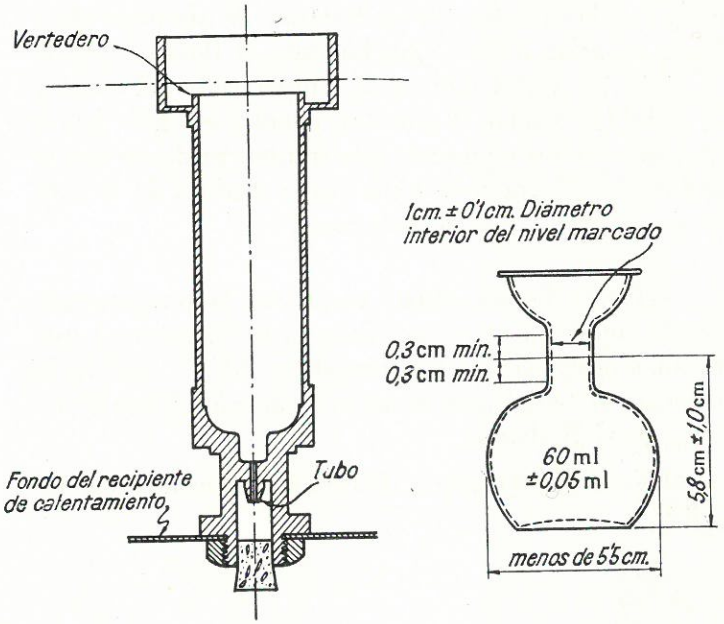


Fig. 17-17 — Viscosímetro de SAYBOLT-FUREL.

dispositivo de paletas de agitación del agua en la cámara exterior para mantener uniforme la temperatura del baño de María de calentamiento; el Instituto del Petróleo ha normalizado este aparato, que se construye con dos tipos de orificios de salida, uno para viscosidades de 30 a 2.000 segundos, a la temperatura del ensayo, y otro para productos más viscosos. Hoy se emplean normalmente para productos, con viscosidades mayores de 25 segundos, el viscosímetro Saybolt-Furol (fig. 17-17); en España este ensayo está normalizado por la N.L.T. 133/58. En el tubo central, que va en un baño de agua que lo rodea, se coloca el producto a ensayar; debajo del tubo hay un frasco de las dimensiones de la figura. Cuando el betún alcanza la temperatura del ensayo y se mantiene dos minutos, se quita el tapón del fondo; la viscosidad se mide por el tiempo que el betún fundido tarda en llegar a la marca del frasco receptor. Los resultados deberán expresarse con una aproximación de 0,1 segundo para viscosidades inferiores a 200 segundos y con aproximación de un segundo para los que sean mayores.

Estos aparatos son comunes para betunes asfálticos y alquitranes.

Ensayo de flotador. — Se emplea corrientemente este ensayo cuando el producto bituminoso es excesivamente viscoso para utilizar los viscosímetros.

El producto, calentado lo preciso para que se pueda manipular, se introduce en el tronco de cono (*a*) (fig. 17-18), que se coloca descansando su base menor sobre una placa de latón; para que no se pegue a ella el material, se aplica primero a la placa de latón, una solución diluida de cloruro o nitrato mercúrico y después otra de mercurio. Se enrasa bien el material con un cuchillo ligeramente caliente. Se coloca después la placa y el collar en un baño de agua a temperatura de 5° C., no menos de quince minutos y no más de treinta. Se enrosca después el anillo troncocónico, con la muestra, en un flotador de aluminio (*b*) y se sumergen ambos un minuto en agua a 5° C.; hecho esto, el flotador con la muestra se coloca en un recipiente con el agua a la temperatura del ensayo, corrientemente 32 ó 50° C.; al reblandecerse la muestra, penetra el agua dentro del flotador, que se hunde; el tiempo, en segundos, que transcurre desde que el flotador se pone en baño hasta que se hunde, se toma como medida de la consistencia. Este ensayo se emplea también para alquitranes.

Equiviscosidad (E.V.T.). — Como la viscosidad varía con la temperatura, los números que la miden nada significan si no se añade la temperatura a que se hizo el ensayo; hace unos años se emplea la característica E.V.T., que es la temperatura que precisa alcanzar el betún para tener una viscosidad tipo 50 segundos en el viscosímetro standard Redwood.

Los ingleses emplean también un viscosímetro de rotación especial para determinar la E.V.T. (fig. 17-19).

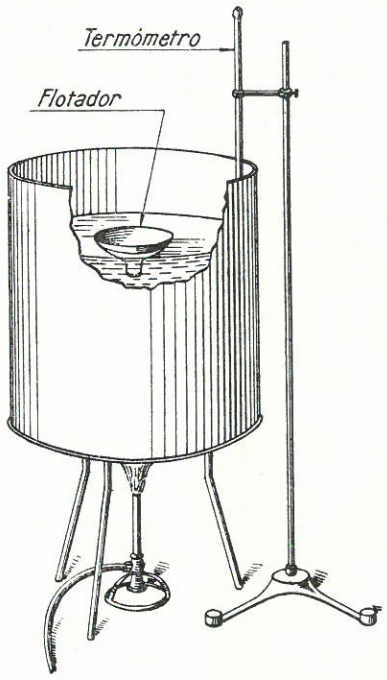


Fig. 17-19.
Viscosímetro de E.V.T.

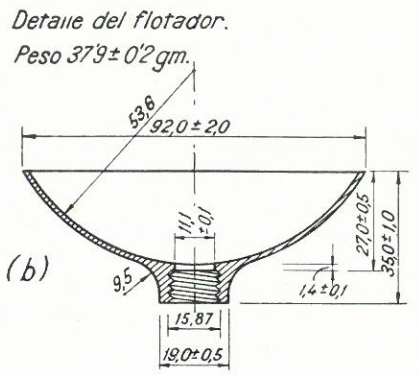
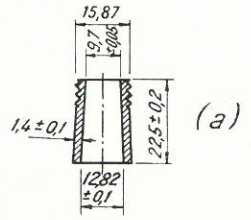
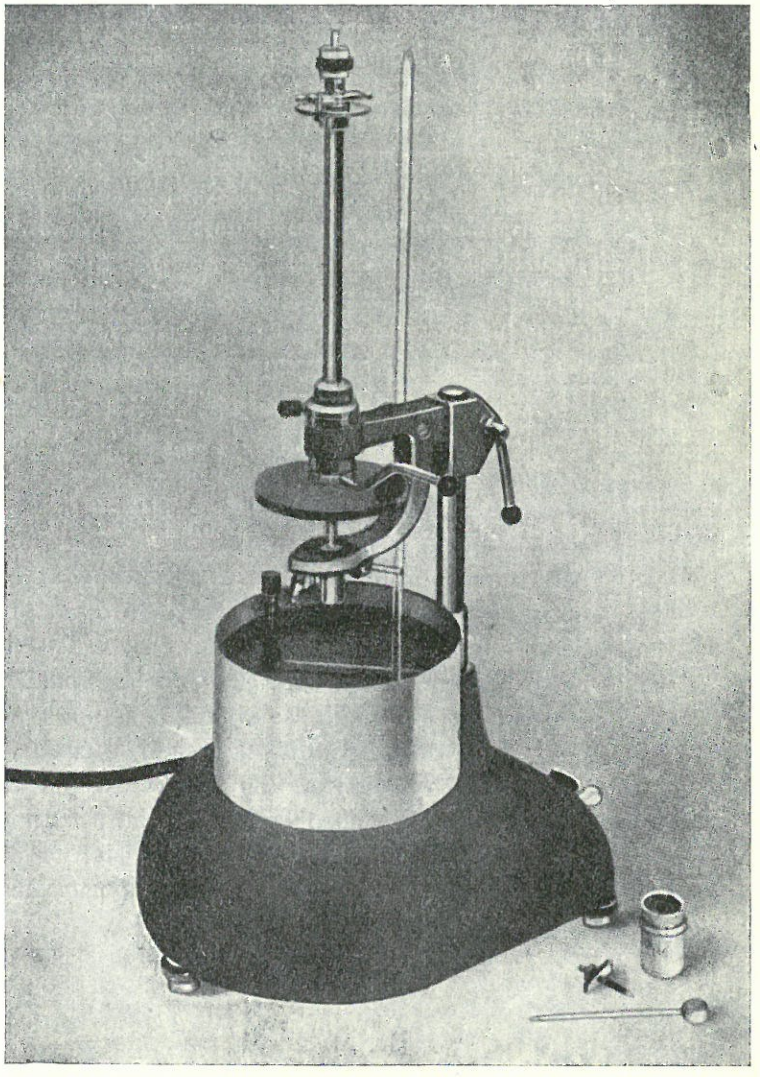


Fig. 17-18.
Viscosímetro flotador.





17.29. Penetración. — En este ensayo se define la consistencia del producto bituminoso por la penetración vertical de una aguja normalizada dentro de la muestra en condiciones determinadas de carga, tiempo y temperatura; que si no se mencionan otras, serán 100 gr., 5 segundos y 25° C. Las unidades de penetración son centésimas de centímetro. La carga comprende el peso de todas las partes móviles, incluso la aguja. Este ensayo está regulado en España por la N.L.T. 124/58.

El procedimiento operatorio es sencillo; la muestra a ensayar se funde a una temperatura no superior a 82° C. por debajo del punto de reblandecimiento, re-

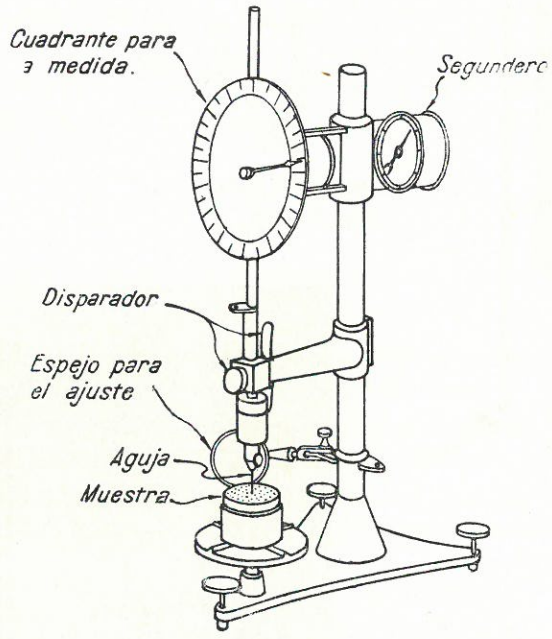


Fig. 17-20. — Penetrómetro.

volviéndola para asegurar su homogeneidad y la no existencia de burbujas de aire en la masa; se vierte en un recipiente tipo de 2 $^{3}/_{16}$ pulgadas (55,56 mm.) de diámetro, y como mínimo 1 $^{3}/_{8}$ pulgada (34,92 mm.) de altura; se deja enfriar en el aire una hora y otra al baño de María a 25° C.; hecho esto, se coloca en otro recipiente con la cantidad de agua precisa para que cubra el betún y el conjunto se coloca en el penetrómetro (fig. 17-20); se ajusta la aguja para que estrictamente haga contacto con la superficie del betún y se coloca en cero la del sector graduado; se suelta la aguja y se deja libre exactamente el tiempo que deba durar el ensayo, pasado el cual se fija nuevamente y se mide la longitud que ha penetrado en la muestra, por medio del sector graduado. El ensayo debe repetirse cuatro veces en puntos distintos de la probeta, a más de un centímetro de distancia entre sí y de las dos paredes, y obtener la media. Los penetrómetros modernos tienen un ajuste muy preciso y la medida de la penetra-

ción se hace exactamente por medio de un ocular que permite una gran precisión (fig. 17-21); en ellos se fija, independientemente del operador, el tiempo de penetración con un error menor de 1/10 de segundos.

Aunque el ensayo de penetración se hace a 25° C. y en 5 segundos y con 100 gr., cuando el material es muy blando se puede hacer con 50 gramos de peso solamente. Cuando se desea saber la susceptibilidad de un producto a los cambios de temperatura, se suele hacer un ensayo para distintos valores de aquélla.

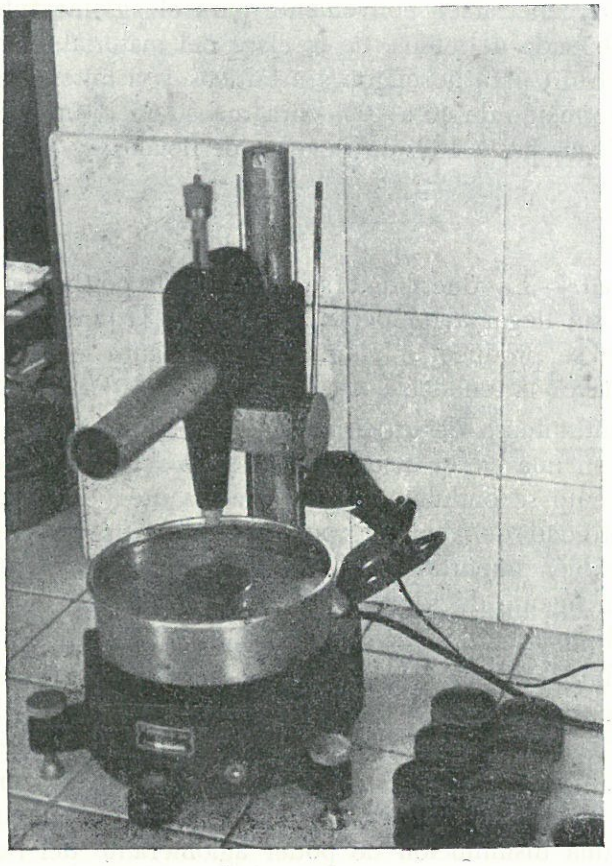


Fig. 17-21. — Penetrómetro del Laboratorio del Transporte.

El ensayo de penetración es uno de los más antiguos que se realizan con productos bituminosos sólidos o semisólidos como medida de la consistencia. No puede servir, él solo, para identificar un material; la penetración de un betún asfáltico decrece a medida que su peso específico aumenta; se endurece, podemos decir, al crecer su peso específico, pero la ley que relaciona ambas características varía para cada tipo de betún. Existe una estrecha relación entre penetración y viscosidad; hay fórmulas empíricas que relacionan la viscosidad

absoluta y la penetración para los betunes de flujo viscoso puro, pero para los otros betunes la penetración no está sólo determinada por la viscosidad, sino también por la elasticidad.

Experimentalmente se ha demostrado que para todos los betunes, la relación entre el logaritmo de la penetración y el logaritmo de temperatura es lineal:

$$\log \text{pen} = B \log t + C.$$

Para los betunes puramente viscosos, B es igual a 0,5, y para los elásticos, menor de 0,5. La penetración conveniente para el aglomerante bituminoso de un pavimento depende del clima, de la clase del material, el tipo de tráfico y del firme a construir; para hormigones asfálticos y asfaltos comprimidos suele exigirse una penetración de 40 a 100; para macadam bituminosos por penetración se puede llegar hasta 160; en riegos superficiales en caliente se llega hasta 200.

17.30. Ductilidad. — La ductilidad se mide por la posibilidad de alargamiento de un betún sin llegar a romperse. El valor de la ductilidad depende de la velocidad a que se produce el alargamiento; cuanto mayor es, menor es la adaptación y mayor la tendencia a la rotura.

El ligante bituminoso de un firme sujeto a la acción del tráfico se debe poder deformar en una cierta medida; pero si la deformación que sufre es excesiva, el pavimento se ondulará, perderá la rasante y la rodadura se hará incómoda; la ductilidad debe variar, por lo tanto, entre unos límites determinados. Tiene también importancia la ductilidad para la impermeabilidad del firme, porque un ligante dúctil no se agrietará ni dejará que el agua penetre en la masa del firme.

El ensayo de ductilidad ha sido muy discutido; hace unos años se le dio gran importancia, especialmente por suponer existía una cierta relación entre la ductilidad y la adhesividad; aunque el supuesto no se ha demostrado con suficiente claridad, lo que sí es cierto es la relación inversa entre la cantidad de parafina y la ductilidad; como para betunes asfálticos el aumento de parafina representa una disminución de poder aglomerante del betún, resulta, en definitiva, que aunque la ley no sea sencilla, no parece ilógico el supuesto de una cierta correlación entre la adhesividad y la ductilidad.

La temperatura tiene una gran influencia sobre la ductilidad, pero esta influencia se manifiesta de modo distinto según el tipo de betún. Así, los betunes tipo sol muestran un aumento más regular, aunque más fuerte, de la ductilidad con el aumento de la temperatura, mientras que los de tipo gel son poco afectadas por ella. Por eso, Pfeiffer y Saal son de la opinión de que la ductilidad guarda una estrecha relación con las propiedades reológicas del betún. Cuando se comparan las ductilidades de betunes procedentes de distintos crudos y de igual penetración, se han encontrado grandes diferencias.

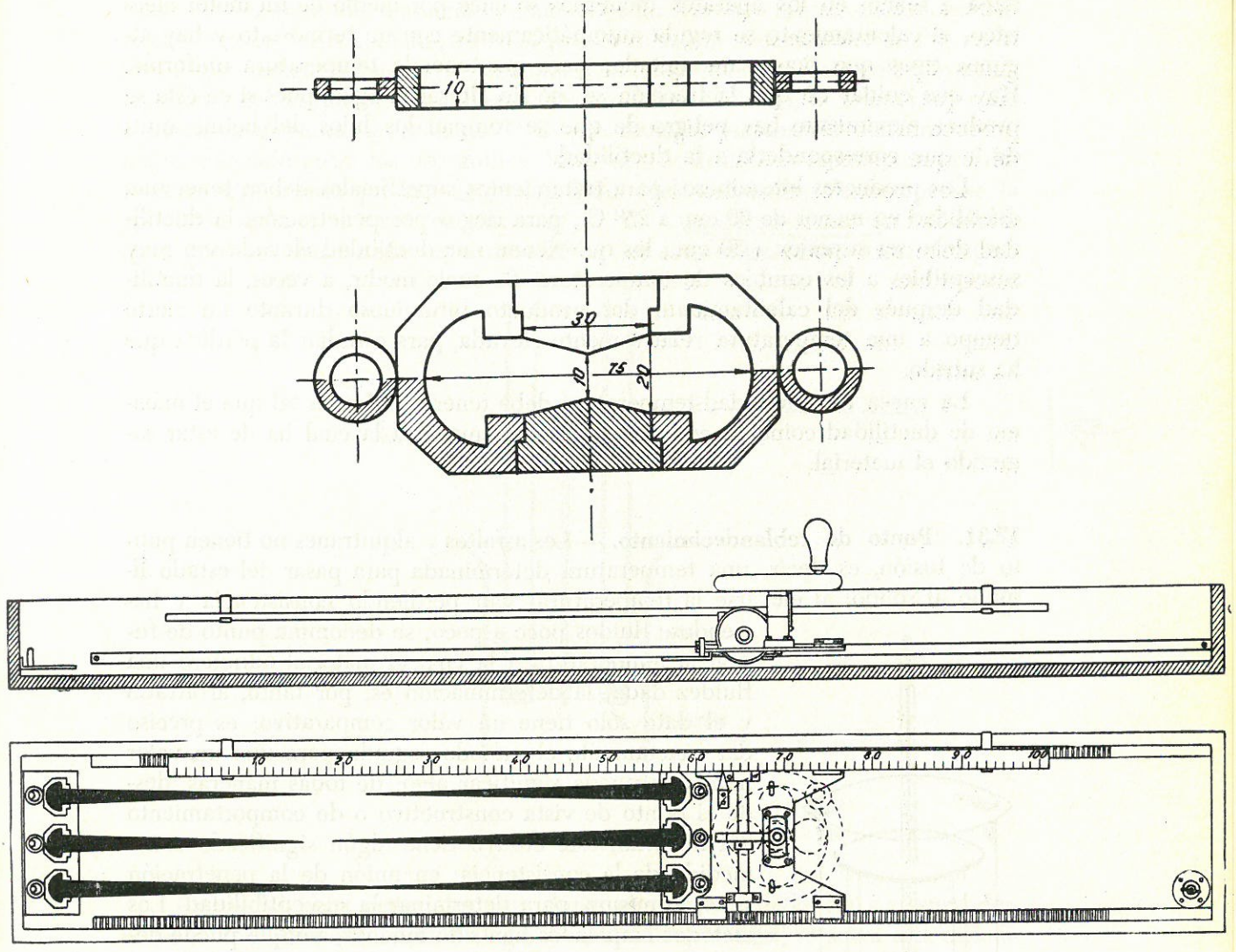


Fig. 17-22. — Ductilómetro.

La ductilidad se mide en el aparato Dow, preparando unas probetas de la forma que se indica en la figura 17-22. En España está regulado este ensayo por la N.L.T. 126/58. Se colocan tres en la cubeta del aparato, cubiertas con agua, que se mantiene a la temperatura del ensayo, y se someten a tracción a una velocidad uniforme de 5 cm. por minuto; en algunos casos se hace el ensayo a 25 cm. por minuto; la ductilidad se mide por el alargamiento que son capaces de soportar sin romperse; se toma la media de la longitud alcanzada por las tres probetas que se ensayan al mismo tiempo. Las temperaturas son, ordinariamente, 4 ó 25° C.; cuando el ensayo se hace a 4° C. de temperatura, la velocidad de tracción es de 1 cm. por minuto. Antiguamente la tracción se

daba a mano; en los aparatos modernos se hace por medio de un motor eléctrico; el calentamiento se regula automáticamente con un termostato y hay algunos tipos que tienen un agitador para mantener la temperatura uniforme. Hay que cuidar de que la tracción se dé sin alterar el agua, pues si en ésta se produce movimiento hay peligro de que se rompan los hilos del betún antes de lo que correspondería a la ductilidad.

Los productos bituminosos para tratamientos superficiales deben tener una ductilidad no menor de 60 cm. a 25° C.; para riegos por penetración, la ductilidad debe ser superior a 50 cm.; los que tienen una ductilidad elevada son muy susceptibles a los cambios de temperatura. Se suele medir, a veces, la ductilidad después del calentamiento del producto bituminoso durante un cierto tiempo a una temperatura relativamente elevada, para estudiar la pérdida que ha sufrido.

La curva de ductilidad-temperatura debe tener una forma tal que el máximo de ductilidad coincida con la temperatura media a la cual ha de estar sometido el material.

17.31. Punto de reblandecimiento. — Los asfaltos y alquitranes no tienen punto de fusión, es decir, una temperatura determinada para pasar del estado líquido al sólido; al elevarse la temperatura, van perdiendo consistencia y haciéndose fluidos poco a poco; se denomina punto de fusión la temperatura a la cual el material adquiere una fluidez dada; la determinación es, por tanto, arbitraria y el dato sólo tiene un valor comparativo; es preciso dar exactamente el método seguido para que un valor numérico pueda significar algo; de todas maneras, desde el punto de vista constructivo o de comportamiento del material, este ensayo tiene algún significado como medida de la consistencia; en unión de la penetración sirve, asimismo, para determinar la susceptibilidad. Los métodos empleados han sido muchos, aunque puede decirse que sólo dos, el del anillo y la bola y el de Kraemer Sarnow, son los universalmente admitidos. Para un tipo determinado de material el punto de fusión generalmente aumenta cuando se eleva el peso específico y la penetración disminuye; en betunes asfálticos oxidados se puede lograr la combinación que se desee de penetración y punto de fusión.

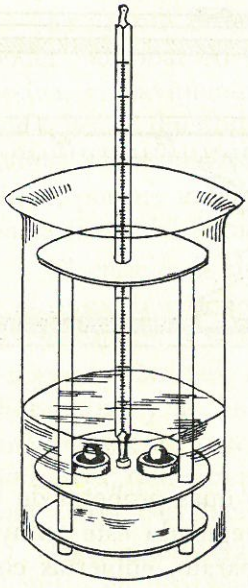


Fig. 17-23. — Anillo y la bola.

Método del anillo y la bola. — El aparato representado en la figura 17-23 se compone de dos anillos con dos bolas de dimensiones tipo y un soporte para colocarlos dentro de un baño de agua. Los anillos, bien limpios, se llenan con el producto fundido; se dejan en-

friar a la temperatura ambiente y cuando están fríos se enrasan cuidadosamente con una espátula caliente; se colocan las bolas en el centro del anillo, en la forma que indica la figura, y el conjunto se sumerge en un recipiente con agua, en el cual deben quedar los anillos a 2,5 cm. sobre el fondo; la temperatura del agua se va elevando a razón de 5° C. por minuto, midiéndola con un termómetro colocado entre los dos anillos. El punto de fusión es la temperatura del agua en el momento que la bola toca el fondo del recipiente; debe repetirse la operación sin que el error sea mayor de 3° C. Cuando se trate de materiales cuyo punto de fusión sea superior a 95° C., se emplea glicerina en vez de agua.

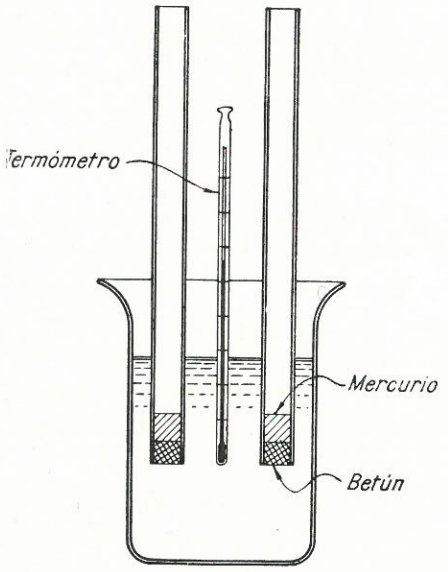


Fig. 17-24. — Kraemer.

Existen algunos materiales muy duros que tienen tendencia a desprenderse en su totalidad del anillo al llegar a cierta temperatura; se salva esta dificultad usando anillos con un pequeño reborde interior.

No pueden darse valores fijos entre los cuales varíe el punto de fusión; productos de destilación con penetración de 40-70 tienen puntos de fusión de 55 a 58° C.; cuando la penetración es de 90 a 120, el punto de fusión baja a 48° C., y cuando es aún mayor, 160-200, se reduce a 42° C.

Este ensayo se emplea indistintamente para betunes asfálticos y alquitranes.

En el procedimiento Kraemer-Sarnow, un tubo, de la forma que se indica en la figura 17-24 y abierto por los dos extremos, lleva en uno de ellos 25 gr. de la materia a ensayar, sobre los cuales se colocan 5 gr. de mercurio; se sumerge el conjunto en un baño de agua cuya temperatura se eleva a razón de 2° C. por minuto; se denomina temperatura de fusión la correspondiente del agua cuando el mercurio cae a través de la pastilla de betún.

17.32. Punto de fragilidad. — Es la temperatura a la cual el betún deja de ser plástico para convertirse en un cuerpo frágil; tiene alguna importancia práctica este ensayo cuando se trata de emplear los productos bituminosos en climas extremadamente fríos y en trabajos de impermeabilización; es difícil su exacta determinación.

El método oficial alemán consiste en extender la muestra a ensayar sobre una plancha de cobre caliente, de tal manera que queda en ella una película de 1 mm. de espesor; se deja enfriar el conjunto, que se coloca después en un recipiente con agua a temperatura de 10 a 12°, mayor que la probable del punto de fragilidad.

La temperatura del agua se hace descender a razón de 1° C. por minuto hasta que no sea posible meter una navaja entre la muestra y la lámina sin que salte aquélla; esta temperatura es el punto de fragilidad o punto de Fraas. El método tiene el inconveniente de la gran intervención del factor personal, que le resta exactitud.

Los americanos emplean un aparato que consiste en una laminilla de latón de $40 \times 20 \times 0{,}15$ mm., montada sobre un soporte que permite curvarla. Se extiende sobre la lámina una película de betún delgada (0,40 gr. de betún). Se coloca el conjunto dentro de un recipiente de vidrio y éste dentro de otro vidrio también. En este último, por medio de nieve carbónica, se va haciendo descender la temperatura y se va curvando la laminilla periódicamente. La temperatura a la cual se agrieta la película de betún es el punto de fragilidad.

17.33. Susceptibilidad. — El producto bituminoso debe conservar en obra su consistencia ante los cambios de temperatura del ambiente; de no ser así, si aquélla baja más de lo debido, al elevarse la temperatura el firme se deformará bajo las cargas del tráfico; y si el betún se endurece, se hace frágil y el firme se agrietará.

Hemos dicho (epígrafe 17.29) que la penetración y la temperatura están ligados por la relación:

$$\log p = B \log t + C.$$

Determinando las penetraciones correspondientes a dos temperaturas es posible determinar los coeficientes B y C y, por tanto, conocer la ley que liga penetración y temperatura para un producto dado y, por consiguiente, su susceptibilidad, admitiendo que la penetración es medida suficientemente exacta de la consistencia, cosa que hay que aceptar, según dijimos, con ciertas reservas.

Más exacto es determinar la ley que liga viscosidades absolutas con temperatura; para productos bituminosos fluidos se admite la relación:

$$m \log T + \log \left(\frac{\eta}{p} + 0{,}8 \right) = K;$$

en la cual m y K son unas constantes a determinar para cada tipo de betún, T es la temperatura absoluta (t° C. + 273); η, la viscosidad absoluta, y ρ, el peso específico del material.

En el Centro de Etudes et Recherches Routières (*Outer*, publicación F31/61), han llegado a la relación:

$$\log \eta_{\infty} = \frac{a}{T^4} + b;$$

en la cual η_{∞} es la viscosidad de esfuerzo cortante en la región de las cargas máximas medidas en el viscosímetro de placa; a es lo que denominan "coeficiente de susceptibilidad", b una constante y T la temperatura absoluta. Hay que tener en cuenta que para temperaturas superiores a 60° C. son iguales las viscosidades máxima y mínima, pues la mayoría de los betunes son casi newtonianos.

La diferencia de temperaturas de punto de reblandecimiento y punto de fragilidad dan una medida indirecta de la susceptibilidad.

17.34. Adhesividad. — Es propiedad fundamental del producto bituminoso, pues de su valor depende en gran parte la resistencia y duración del pavimento. La adhesividad no es una propiedad exclusiva del producto bituminoso; depende del conjunto árido-betún; por eso es un grave error querer medirla, como al principio se pretendió, solamente para el betún, empleando para determinar la correspondiente a los distintos productos bituminosos, en vez del árido a utilizar en cada caso, uno tipo. Hay que considerar el conjunto betún-árido real a emplear, para estudiar correctamente el fenómeno, muy complicado, pues hay efectos importantísimos de tensión superficial y de adsorción selectiva que dependen, tanto del betún como del árido. Lo primero que hace falta es que el betún moje bien al árido; ello exige que aquél tenga la viscosidad debida en el momento de su empleo; el contacto del betún y la piedra ha de ser lo más perfecto posible, sin interposición de materias extrañas, lo cual impone que el árido esté limpio y seco; las fracciones absorbidas primero y más fuertemente, son las resinas de peso molecular más elevado y más fácilmente floculables; por eso son los productos más viscosos, semisólidos, los que tienen más fracciones que el árido puede absorber más fácil y eficazmente; pero estos productos de alta viscosidad tienen que calentarse para que adquieran la debida fluidez; los fenómenos de floculación y adsorción tardan un cierto tiempo en producirse y hay que considerar que al entrar en contacto el betún caliente con el árido frío y bajar rápidamente la temperatura de aquél, se originan tensiones en la superficie de contacto que tienden a separar el árido y el betún; para disminuir estas tensiones es por lo que, en ciertos tipos de firmes, se caliente el árido antes de mezclarlo con el betún. Al enfriarse éste, por sus cualidades tixotrópicas, va adquiriendo la debida consistencia y, consecuen-

cia de ello, el conjunto árido-betún la resistencia necesaria; llegar al máximo de ésta se tarda un cierto tiempo, en el que es conveniente que el firme no esté sometido a las máximas cargas.

En los fenómenos de adhesividad de los betunes y los áridos, tiene importancia grande la naturaleza de éstos. Hay áridos que tienen poca afinidad química con el agua, que al reaccionar con ellos da productos insolubles; si una piedra de este tipo está seca y limpia, cuando se mezcla con el producto bituminoso, éste se adhiere bien a ella; si posteriormente el firme entra en contacto con el agua, ésta no puede desplazarlo debido a su escasa afinidad con el árido. En cambio, hay otros tipos de árido, en general las rocas ácidas y principalmente las silíceas, que tienen gran afinidad química con el agua; es difícil que estén secos porque absorben la humedad de la atmósfera; pero aunque lo estén en el momento de su mezcla con el producto bituminoso y éste adhiera bien por haberse mezclado en caliente, al ponerse posteriormente el agua en contacto con el firme, por ser su afinidad con el árido mucho más fuerte que la del betún, desplaza a éste, lavando la piedra y rompiendo la resistencia del pavimento. Para evitar que esto suceda se emplean los productos activantes de los que se habla en el epígrafe 17.14.

Por último, se comprende que el tipo de superficie del árido tiene una cierta influencia en el valor de la adhesividad del betún; una superficie pulida presenta menor área total que una rugosa, que ofrece al betún una superficie mayor, además del efecto físico que puede originar.

La simple enunciación del fenómeno explica la dificultad del ensayo para valorarlo; Riedel y Weber fueron los primeros en iniciar un procedimiento racional con la siguiente técnica: el árido a ensayar, de tamaño comprendido entre 0,2 y 0,6 mm., se mezcla con el betún en proporción de 71 por 100 de árido y 29 por 100 de betún; muestras de 0,5 gr. se hacen hervir independientemente un minuto, mezcladas con agua y con concentraciones de carbonato sódico crecientes, de acuerdo con la siguiente escala, hasta lograr que en una muestra se separe el betún de la piedra.

Concentración de la solución de Na_2CO_2	Adhesividad	
0 agua	0	mala.
N/256	1	aceptable
N/128	2	
N/64	3	
N/32	4	buena.
N/16	5	
N/8	6	
N/4	7	
N/2	8	
N/1	9	

La concentración N/1 se prepara disolviendo 106 gr. de carbonato de sodio anhidro en un litro de agua destilada. El principal defecto del sistema es la dimensión de la piedra, completamente diferente de la normal. Por otra parte, no se reproduce el fenómeno natural; la mezcla del árido y el betún se somete a una acción exterior completamente convencional.

Los alemanes, fundándose en el procedimiento de Riedel y Weber, establecieron una norma de ensayo de la adhesividad que realizan en la forma siguiente: una muestra de árido del tamaño apropiado (20 mm., por ejemplo) se mezcla con un 4 por 100 en peso de betún; la piedra debe estar a 38° C. y el betún a 100° C.; en un recipiente cerrado se deja la muestra durante treinta minutos, al cabo de cuyo tiempo se llena aquél de agua a 38° C.; pasadas tres horas se determina la cantidad de betún que queda adherido a la piedra; la adhesividad se expresa en una escala entre 0 (agregado limpio) y 10 (árido completamente cubierto). Aunque el ensayo no reproduce exactamente las condiciones naturales, se acerca más a ellas que el de Riedel y Weber.

Ensayo de inmersión-compresión.—En Estados Unidos, para medir la adhesividad, se emplea desde hace algunos años un método que se denomina de inmersión-compresión. Se realiza comparando la resistencia de unas probetas cilíndricas de 4 × 4 pulgadas hechas con la mezcla asfáltica que se va a emplear en obra, sin sumergir y sumergidas durante un cierto tiempo en un baño de agua.

Para mezclas en caliente, las probetas se moldean a 127° C. con una presión de 240 Kg./cm.², curándolas veinticuatro horas en una estufa a 60° C. Tres probetas se rompen sin sumergir y otras tres se sumergen cuatro días a 49° C., o un día a 60° C. para el caso de ensayos rápidos. La resistencia de las probetas sumergidas se expresa en tanto por ciento de la resistencia de las no sumergidas. Esta prueba muy extendida en Europa y América (N.L.T. 162/60), aunque no es perfecta, es indudable mide con mayor realismo la propiedad que se trata de valorar.

Para mezclas en frío las probetas se moldean a 60° C. con la misma presión, curándolas durante veinticuatro horas en una estufa a 60° C. Las probetas se sumergen cuatro días en agua a 38° C. o un día a 49° C. para los casos de ensayos rápidos. La resistencia de las probetas sumergidas se expresa en tanto por ciento de la que tienen las no sumergidas.

El Road Research Laboratory ha construido el aparato que se reproduce en la figura 17-25. En él se trata de reproducir el fenómeno real sometiendo una muestra del pavimento a cargas análogas a las del tráfico en condiciones exteriores muy duras; para ello se fabrican tres probetas del pavimento a ensayar, de 30 × 10 × 4 cm., se dejan curar y se someten luego, sumergidas en agua a una temperatura de 40° C., a la acción de una rueda de bandaje de goma maciza que se aplica sobre la muestra con 10 a 20 Kg. de presión sobre una superficie de contacto de 8 cm.² y que gira a 25 r.p.m. Esta rueda, en las condiciones indicadas, se hace pasar sobre el firme, midiéndose la huella que

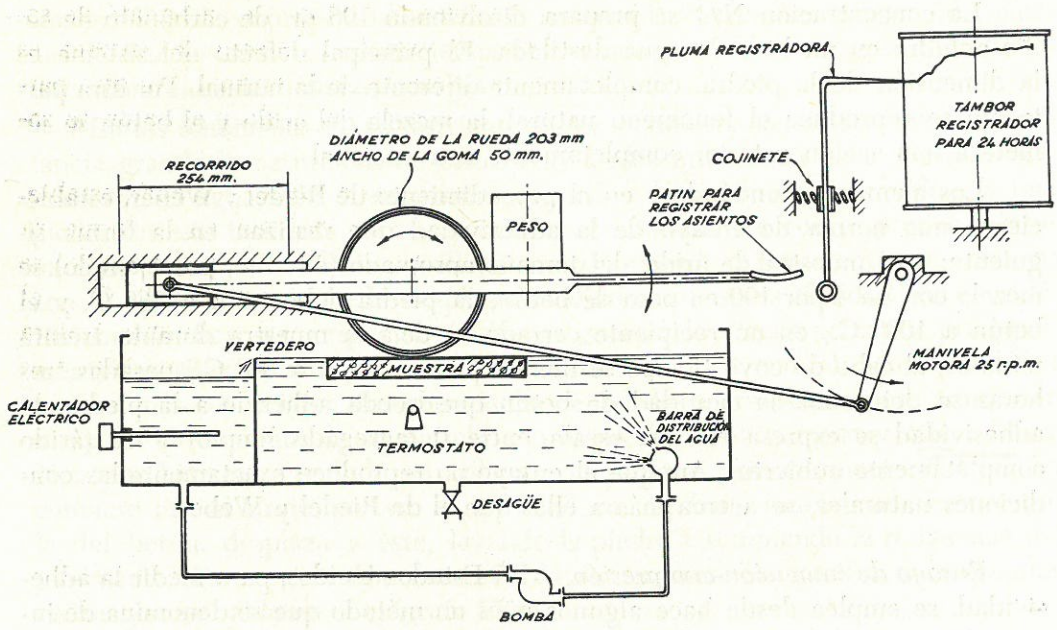


Fig. 17-25. — Road Research Laboratory.

produce, y se toma el tiempo que se tarda en llegar a la rotura (fig. 17-26). Para hacer el ensayo más concordante con la realidad, utilizan para el apisonado de la probeta una máquina que tiende a reproducir la acción del cilindro efectuando la compresión por una rueda en movimiento. Este ensayo es una prueba muy interesante: al estar el firme sumergido en agua, las condiciones son más fuertes que las reales y, por tanto, se queda por el lado de la seguridad; la posibilidad de mantener el agua a una temperatura dada es de gran interés. Según el informe de J. H. Nicholas y D. H. Mathews, encargados de este estu-

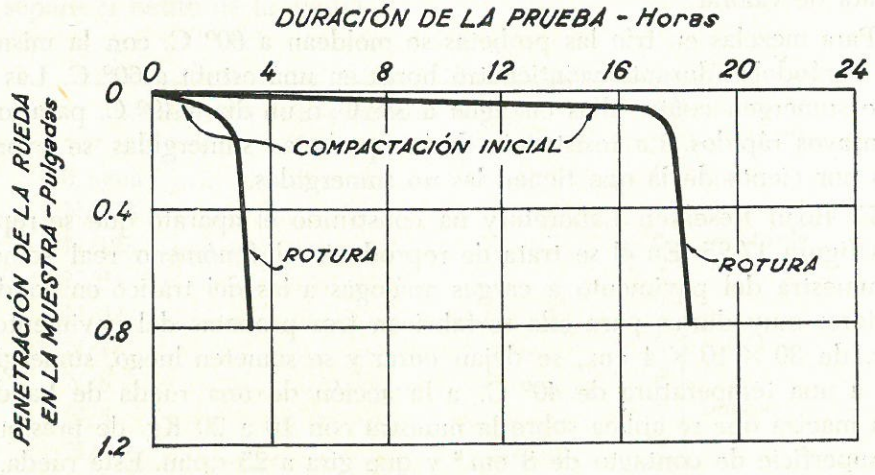


Fig. 17-26. — Road Research Laboratory.

dio en el Road Research Laboratory, las mezclas que han dado buen resultado en este ensayo no han fracasado nunca en la realidad, cosa que no ha sucedido con el ensayo de inmersión-compresión estática; por ello, el ensayo se emplea en gran número de laboratorios europeos; en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo se utiliza desde hace años con excelente resultado.

17.35. Envejecimiento de los productos bituminosos. — El problema del envejecimiento de los betunes tiene una gran trascendencia económica; el betún con el tiempo se hace más consistente y llega un momento, al aumentar su dureza, en que resulta frágil; el firme se agrieta y se destruye.

La consistencia de un betún aumenta por oxidación; es un hecho perfectamente comprobado. En el aumento de consistencia influye también, en proporción apreciable, la acción de los rayos ultravioleta, y en menor grado, la del agua, dejando a un lado el fenómeno de desplazamiento por ella, que es independiente del envejecimiento. Parece hoy demostrado, no tiene influencia comparable con la de los factores antes indicados, la volatilización de los compuestos más ligeros en el transcurso del tiempo, a la cual antes se daba gran importancia. El envejecimiento o aumento de consistencia con el tiempo se ha comprobado es diferente en iguales condiciones exteriores, para betunes de distinta procedencia; ello se debe a la facilidad de transformación de ciertos grupos constitutivos del betún; es de gran interés conocer cuáles son los más vulnerables a los agentes exteriores, oxígeno y rayos ultravioleta y conocer la transformación que sufren y su repercusión en la viscosidad absoluta del producto. Hoy, el análisis del espectro infrarrojo es un camino que ofrece grandes posibilidades.

No existen ensayos normalizados para la medida del envejecimiento; los hasta ahora en uso, de someter el betún en película delgada a la acción intensa de lluvia artificial, acción de los rayos ultravioleta y calor, están hoy en desuso. Hasta que se llegue a normalizar un ensayo, el sistema más recomendable es someter muestras de espesor análogo de los betunes a ensayar a acciones iguales de oxidación y rayos ultravioleta; la comparación de las viscosidades absolutas antes y después del ensayo dará una idea de la facilidad de envejecimiento.

17.36. Ensayos especiales de alquitranes. Viscosidad. Equiviscosidad (E.V.T.).— La viscosidad relativa de los alquitranes se determina con los mismos aparatos que en los betunes: viscosímetros Engler, Redwood y ensayo de flotador. La viscosidad Engler varía de 5 a 40 segundos; en el ensayo del flotador, entre 17 y 220 segundos y en el Redwood, entre 20 y 120 segundos. Como la viscosidad varía con la temperatura, los números que miden aquélla no significan nada si no se fija la temperatura del ensayo; por eso, recientemente, para evitar confusiones, se ha seguido el sistema de tomar una viscosidad fija y definir

los diferentes alquitranes por las temperaturas precisas para alcanzarla, que, según hemos dicho (epígrafe 17.28), denomina E.V.T., Equi-Viscosidad-Temperatura; este sistema de definir la viscosidad tiene la ventaja de que sólo hay una variable, la temperatura. La escala de E.V.T. para los alquitranes empleados corrientemente para firmes varía de 25 a 55° C. La susceptibilidad de los alquitranes puede medirse por la relación:

$$\eta = \frac{\log \eta_1 - \log \eta_2}{\log (T_2 - 32) - \log (T_1 - 32)}$$

que se denomina coeficiente logarítmico de viscosidad; η_1 y η_2 son las viscosidades a las temperaturas T_1 y T_2 en grados centígrados.

El betún total se determina como en el resto de los productos bituminosos; en Estados Unidos se emplea como solvente el sulfuro de carbono; en Inglaterra, el tolueno, y en Francia, el benceno. El betún total debe ser mayor del 75 por 100; la parte insoluble en los solventes antes citados se denomina carbono libre.

El agua se determina en el aparato Dean Stark, como en los betunes asfálticos, y no debe exceder del 0,5 por 100. El punto de reblandecimiento se obtiene por el método del anillo y la bola; debe variar entre los 35 y 70° C.

17.37. Destilación. — Es un ensayo típico de alquitranes; se realiza destilando en un matraz de 500 a 200 c. c. de la muestra, a una velocidad determinada y midiendo en la probeta graduada los volúmenes destilados a las temperaturas que se especifican en los distintos pliegos; la velocidad de destilación se mide contando el número de gotas por minuto que caen en la probeta. Se realiza en un dispositivo normal de destilación o con retorta metálica de mayor capacidad.

Las normas americanas indican las siguientes fracciones y límites:

Hasta 170° C.	Del 0 al 7 por 100 como máximo, según los tipos.
De 170 a 270° C.	Del 10 al 35 por 100 como máximo, según los tipos.
De 270 a 320° C.	Del 20 al 45 por 100 como máximo, según los tipos.

En las normas francesas las temperaturas y especificaciones son:

Hasta 170° C.	Menor del 1 por 100.
De 170 a 270° C.	Del 15 al 25 por 100 como máximo, según los tipos.
De 270 a 320° C.	Menor del 15 por 100.

Las normas inglesas prescriben las siguientes temperaturas y límites:

Hasta 200° C.	Del 0,5 al 1 por 100 como máximo, según los tipos.
De 200 a 270° C.	Del 4 al 14 por 100 como máximo, según los tipos.
De 270 a 300° C.	Del 7 al 15 por 100 como máximo, según los tipos.

El pliego español efectúa la destilación con los mismos límites de temperatura que la técnica inglesa.

Hasta los 200° C. destilan el agua y los aceites ligeros. De 200 a 270° C. destilan los aceites medios y pesados, y de 270 a 300° C., los aceites antracénicos ligeros. De 300 a 360° C. destilan los aceites antracénicos medios y pesados, y el residuo a 360° es la brea residual.

17.38. Fenoles. — Se determina el contenido de fenoles en los alquitranes por ser tóxicos; arrastrados por las aguas superficiales pueden contaminar los ríos, perjudicando a la pesca. Se determinan sobre la fracción 170-200° C. a la temperatura de 40-50° C., agregándole una solución de sosa al 20 por 100.

17.39. Naftalina. Indice de sulfonación. — La naftalina debe tener un límite máximo, pues es un índice de la susceptibilidad del alquitrán a los efectos de cambio de temperatura. Su determinación se lleva a cabo en la fracción destilada entre 170-270° C. después de haber extraído los fenoles con sosa; se enfría el residuo y la naftalina cristalizada se separa por filtración. Normalmente se exige que el contenido de naftalina no exceda del 2,5 al 5 por 100, según el tipo de alquitrán.

Se denomina índice de sulfonación los centímetros cúbicos de residuo no sulfonable de 100 gr. de alquitrán. Se determina en el destilado hasta 300° C. y en lo destilado entre 300 y 360° C. Siendo los límites superiores impuestos del 5 al 8 por 100 hasta 300° C. y el 1,5 para la fracción de 300 y 360° C.

El procedimiento, según las normas A.S.T.M., consiste en tratar 5 gr. del destilado en una botella de cuello graduado con ácido sulfúrico a 100° C., agitando periódicamente. Después de esta operación se centrifuga la botella con su contenido y los aceites insulfonables quedan en la parte superior, donde se puede medir su volumen por medio de la graduación del cuello.

17.40. Ensayos especiales de emulsiones. — Las emulsiones tienen una serie de ensayos típicos que sirven para determinar sus propiedades como tales emulsiones, ensayos que deben complementarse con los del betún que forma la emulsión y que, en definitiva, es el producto ligante que queda en el firme y es el responsable de sus propiedades constructivas.

Cantidad de agua. — El procedimiento, normalizado por la N.L.T. 137/58, consiste en una destilación de la emulsión en el aparato empleado para obtener el agua de los productos bituminosos; el procedimiento es un proceso de destilación en presencia de un disolvente volátil (nafta o aceites ligeros de alquitrán de carbón), el cual al evaporarse facilita el arrastre del agua, separándose completamente de ella al condensarse.

Viscosidad. — Se determina en el viscosímetro Saybolt-Furol (N.L.T. 138/58) y se realiza a 25 y 50° C.

Destilación. — Se realiza N.L.T. 139/59 hasta 260° C.; del residuo (betún) se determinan sus propiedades características.

Sedimentación. — Hay que evitar que la emulsión sedimente durante el almacenamiento, produciéndose una heterogeneidad en el conjunto e incluso en la separación del betún y el agua.

El ensayo se realiza (N.L.T. 140/59) llenando con la muestra a ensayar dos probetas, cada una de 500 ml. de capacidad; se tapan y se dejan sedimentar durante cinco días; pasado este tiempo, se saca de cada una de las probetas 55 ml. de emulsión de la que existe en la parte superior de las mismas, procurando no alterar el resto del contenido; se toman 50 gr. de cada muestra, se mezclan cuidadosamente y se determina la proporción de betún que contienen. Hecho esto, se sacan de cada cilindro, sifonándolos, 390 ml. y el residuo que queda en cada uno se mezcla cuidadosamente y de él se toman exactamente 50 gramos, determinándose la cantidad de betún que contienen. La diferencia entre el betún existente en el fondo y en la superficie, se toma como betún sedimentado.

Demulsibilidad. — Es una medida comparativa de la estabilidad de la emulsión, mediante la cual se determina la cantidad de betún que se separa de la emulsión en las condiciones del ensayo (N.L.T. 141/59).

Se realiza el ensayo tratando 100 gr. de emulsión con solución de cloruro cálcico, agitando la mezcla hasta que rompa la emulsión. Se lava el residuo sobre un tamiz, se deseca hasta peso constante a 163° C. y se calcula el tanto por ciento de demulsibilidad por medio de la fórmula:

$$\text{Tanto por ciento de demulsibilidad} = \frac{B}{A} \times 100;$$

donde A es el tanto por ciento de betún según el ensayo de destilación y B el peso del residuo del ensayo de demulsibilidad.

Miscibilidad en agua. — Mediante este ensayo (N.L.T. 143/59) se determina si se produce coagulación cuando se diluye la emulsión en agua. Se emplean dos métodos, uno para las emulsiones de rotura media y el segundo para las emulsiones de rotura lenta; se diferencian en el método operatorio, pero, en principio, ambas consisten en añadir agua en la forma diferente que las normas señalan y ver si se ha producido coagulación.

Mezcla con cemento. — A 50 gr. de cemento Portland se añaden 100 c. c. de emulsión, mezclándolos durante un minuto. Se añaden entonces 150 c. c. de

agua y se agita otros tres minutos. Después de este período se pasa la mezcla por el tamiz núm. 14 (1.410 micrones), se lava y se deseca a 163° C. el residuo retenido en el tamiz, que se toma como porcentaje de emulsión rota por la mezcla con el cemento (N.L.T. 144/59).

Ensayo de recubrimiento. — 465 gr. de gravilla limpia y seca, de tamaño comprendido entre los tamices de 3/4 y 1/4 de pulgada, se mezclan con 35 gramos de emulsión y se agitan durante tres minutos. Observando si hay rotura de la emulsión y si cubre uniformemente la gravilla (N.L.T. 145/58).

Heladicidad. — El frío causa la rotura en emulsiones mal preparadas; por ello, es conveniente ensayar la estabilidad de la emulsión al enfriamiento; la prueba se realiza como sigue: aproximadamente 400 gr. de emulsión se colocan en un recipiente cerrado y se someten durante doce horas a una temperatura de — 17° C.; se deja después deshelar a la temperatura del ambiente; el ciclo se repite tres veces, al cabo de las cuales se observa la emulsión, anotándose como resultado del ensayo "rota" u "homogénea" según su estado (N.L.T. 146/59).

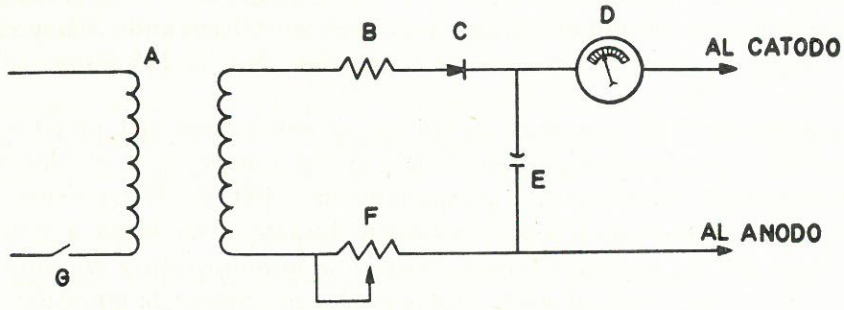
Determinación del residuo por evaporación a 163° C. — Mediante este ensayo (N.L.T. 147/58), se determina el tanto por ciento de betún que contiene una emulsión evaporando el agua y pesando el residuo. Están normalizados dos procedimientos. El primero se emplea cuando únicamente se pretende determinar el residuo de la emulsión. Se pesan 50 gr. de emulsión en cada uno de tres vasos de 600 c. c. previamente tarados; se colocan en una estufa a 163 ± 3° C., primero durante dos horas y después durante una hora; se determina el peso del residuo.

En el segundo procedimiento, en vez de pesar los frascos con el residuo, se calientan hasta que éste sea lo suficientemente fluido para poderlo filtrar a través del tamiz núm. 50. En el residuo así obtenido se pueden determinar las propiedades del betún que se desee.

Carga eléctrica de la partícula. — Con objeto de prevenir la contaminación de una emulsión catiónica con cualquier otro tipo, se hace necesario la existencia de un ensayo de identificación de la emulsión. Una emulsión asfáltica aniónica puede ser identificada rápidamente introduciendo en una muestra de la misma los electrodos de un aparato de medida de pH. Un pH de 7 o mayor, en muchos casos nos indica que la emulsión es aniónica; normalmente, para este tipo de emulsiones el pH debe ser del orden de 9,5 a 12,5. Sin embargo, si ensayamos por este procedimiento el pH de una emulsión catiónica, el valor obtenido puede no ser correcto a causa de la formación de una película de betún sobre los electrodos de vidrio.

Para asegurar que una emulsión es catiónica, se ha desarrollado un procedimiento que identifica sus características eléctricas. Este es el método llamado de "ensayo de carga de la partícula".

El dispositivo consta, en sus elementos esenciales, de un manantial de corriente continua de unos 15 voltios, un miliamperímetro, una resistencia variable y los conductores a los dos electrodos; conectadas a éstos van dos láminas de acero inoxidable de 76,2 × 25,4 mm. (3 × 1 pulgadas), una a cada electrodo y separadas por un artificio aislante que las mantiene paralelas, y a 12,7 milímetros (1/2 pulgada) de distancia una de otra durante el ensayo (fig. 17-27).



A TRANSFOMADOR 12,6 VOLTIOS Y ½ WATIOS
B RESISTENCIA DE 100 OHMIOS Y ½ WATIOS
C RECTIFICADOR DE SELENIO
D MILIAMPERIMETRO, CON ESCALA DE 0-10
E CONDENSADOR DE 500 MICROFARADIOS
F POTENCIOMETRO DE 0-5000 OHMIOS Y ½ WATIOS
G INTERRUPTOR

Fig. 17-27. — Carga eléctrica.

Se vierte la emulsión que se va a ensayar en un vaso de unos 150 ml. de capacidad, hasta una altura que permita a los electrodos sumergirse 2,54 centímetros (1 pulgada) en la emulsión.

Se colocan los electrodos, limpios y secos, en el soporte aislante; se conectan entonces el polo positivo y el polo negativo al manantial de corriente y se introducen los electrodos en la emulsión, y se ajusta la corriente por medio de la resistencia variable a 8 miliamperios.

Cuando, o bien la corriente desciende a 2 miliamperios, o hayan transcurrido treinta minutos, lo primero que ocurra, se desconecta la corriente y se lavan cuidadosamente los electrodos con agua corriente.

Si la emulsión es catiónica, queda depositada en el electrodo que hace de cátodo una película apreciable de betún, mientras el ánodo aparece limpio. Recíprocamente, si se trata de una emulsión aniónica, el depósito de betún aparece, por el contrario, en el ánodo y es el cátodo el que permanece limpio.

17.41. La reología de los productos bituminosos. — Los ensayos de resistencia realizados en productos bituminosos dan idea de sus características en este as-

pecto; pero sólo una idea de cómo se comportan en obra. Los productos bituminosos no son cuerpos elásticos con un coeficiente característico, definido simplemente por la relación:

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \frac{\text{tensión}}{\text{deformación}} \tag{1}$$

La deformación de un cuerpo elástico es prácticamente instantánea, pero los productos bituminosos son cuerpos viscoelásticos en los cuales la deformación es diferida; depende del tiempo t de aplicación de la carga y de la temperatura T; por ello, la relación (1) que determina el coeficiente de elasticidad de un cuerpo elástico no es válida para los betunes, en los cuales la deformación viene definida por:

$$(S)_{tT} = \left(\frac{\sigma}{\varepsilon}\right)_{tT} \tag{2}$$

relación que Van der Poel denomina módulo de rigidez del betún; es función no sólo de la temperatura T, sino, asimismo, del tiempo de carga t.

La anterior relación no es totalmente exacta, pues no existe una lineal entre la tensión y deformación para la misma temperatura y el mismo tiempo de aplicación de la carga; el coeficiente depende además de que la aplicación de la carga estática sea la precisa para producir una velocidad constante de deformación, o bien que se trate de una carga dinámica.

La razón de lo anteriormente expuesto es la naturaleza de los betunes que se estudia en el epígrafe 17-5. La fuerza aplicada a un betún no se transmite directamente a las micelas, sino a través de la fase continua en la que se produce una deformación viscosa

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma t}{3\eta}$$

en la cual σ es la viscosidad del conjunto; esta deformación es función del tiempo de carga t y de la temperatura T, a la cual se determinó σ.

La carga del líquido viscoso se transmite a las micelas no instantáneamente, sino al cabo de un cierto tiempo, es diferida a causa de la vicosidad de la fase continua; el tiempo necesario para alcanzar el equilibrio lo denomina Van der Poel "tiempo de respuesta". Este efecto se aprecia en la práctica; con un pavimento unido donde no existan efectos de impacto, las cargas estáticas mantenidas un cierto tiempo, producen deformaciones superiores a las mismas en movimiento por efecto del valor del tiempo t de aplicación; por eso las pistas de estacionamiento de los aviones, cuando son firmes asfálticos, exigen espesores mayores que las de despegue y aterrizaje.

Si denominamos E_d al "módulo de elasticidad diferida", la deformación correspondiente será:

$$\varepsilon_d = \frac{\sigma}{E_d}$$

y la deformación total es $\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_v + \varepsilon_d$, y, sustituyendo los valores de las deformaciones ε en la ecuación (2), tendremos

$$\frac{1}{S} = \frac{1}{E} + \frac{t}{3\eta} + \frac{1}{E_d}.$$

El módulo de rigidez S es función de la viscosidad η del tiempo t que dura la carga de valor de E, coeficiente de elasticidad y de la elasticidad diferida E_d.

El problema es muy complejo; los ensayos de penetración (epígrafe 17.29), anillo y la bola (epígrafe 17.31) y ductilidad, reflejan, en cierta medida, el comportamiento reológico del betún; no son medidas perfectas del fenómeno, pero dan una idea del comportamiento en este aspecto del material, teniendo en cuenta su especial constitución.

Los betunes con pequeña proporción de asfaltenos, suspensiones coloidales tipo sol, presentan un flujo casi newtoniano; las micelas de asfaltenos están uniformemente dispersas y peptizadas.

Otro tipo de productos, que son los más empleados en firmes, tienen una estructura también tipo sol, pero las micelas de asfaltenos son más numerosas y bien peptizadas, formando, por tanto, agrupaciones de cierta importancia dispersas en la fase continua. Este tipo de productos, al aplicar una tensión, presentan una apreciable resistencia a la deformación, debido a la agrupación de las micelas; cuando la fuerza exterior aumenta, vencida una cierta resistencia, el gradiente de corte aumenta y la viscosidad disminuye. Si la tensión no sobrepasa un cierto límite o los tiempos de aplicación son cortos, se comportan como cuerpos elásticos y hay una recuperación de la deformación. Si las cargas son grandes o los tiempos de aplicación largos, la estructura de la suspensión se deforma o destruye y es preciso un cierto tiempo para que vuelva a recuperar la forma primitiva; es un fenómeno de trixotropía.

En los productos bituminosos tipo gel, betunes duros, como los oxidados, al aplicar una tensión de corte, el gradiente de la deformación pasa por un mínimo y después aumenta; al cesar la carga hay una recuperación elástica, que puede ser total si aquélla no excedió de un cierto límite; estos betunes tienen un contenido muy alto de asfaltenos y las micelas de éstos están en contacto entre sí y no es posible dispersarlas; el producto se comporta prácticamente como un cuerpo elástico.

La repetición de cargas menores que la de rotura puede llegar a producir ésta por fatiga del betún; cuanto menor sea la carga, mayor será el número de repeticiones que el betún puede soportar. Este fenómeno, conocido para los materiales elásticos, es más acusado en los betunes por su naturaleza viscoelás-

tica y tiene una indudable trascendencia práctica, pues el factor frecuencia de carga, a partir de un cierto valor, tiene acusada importancia; el efecto sobre el firme no es el mismo para una carga, por ejemplo, de 1.000 ejes en una hora, que repartidos en veinticuatro horas; el número de repeticiones que puede soportar es considerablemente mayor a medida que la carga se aleja de la tensión de rotura.

Las anteriores consideraciones ponen de manifiesto cómo la reología de los betunes tiene importancia indudable en el comportamiento de los firmes, especialmente en su capacidad de duración, estabilidad y resistencia por fatiga a las cargas repetidas.

Para temperaturas por encima de 50° C. no hay que tener en cuenta, en la práctica, los fenómenos reológicos; los betunes con penetraciones superiores a 85 tienen un comportamiento newtoniano. El problema se presenta para temperaturas inferiores; en diferentes centros de investigación se está intentando llegar a ensayos para obtener resultados más significativos y prácticos que los que se logran con los corrientes, y que permitan llegar a formular condiciones que deban cumplir los firmes. La Shell Oil Company y la American Oil Company, han hecho diversas tentativas, y en el laboratorio de la universidad de Florida, se ha llegado a construir un aparato, el Instron, en el cual el orificio de los viscosímetros corrientes se reemplaza por un émbolo tapón que permite medir la compresibilidad del betún a diferentes temperaturas. Con este ensayo realizado a simple compresión, hay que tener en cuenta la acción de las paredes del recipiente; pero si éstas se lubrifican, será posible medir la viscosidad interna del betún a diferentes temperaturas. La determinación, aunque puede explicar el comportamiento del betún puro desde el punto de vista que nos interesa, puede ser suficiente para ampliarla al firme propiamente dicho. ¿Cuál puede ser la influencia del árido? ¿Cómo se deformará en diferentes condiciones de temperatura y de repetición de cargas? Los estudios realizados representan un gran avance en la explicación de los hechos que hasta ahora no podíamos entender, pero indudablemente hay que llegar a ensayos que permitan proyectar la mezcla con las máximas garantías, teniendo en cuenta las condiciones del tráfico — no sólo el número de vehículos, sino su intensidad en un tiempo determinado —, clima y temperaturas máximas y mínimas.

Bibliografía

"Viscosidad de asfalto". *Higway Research Board.* Circular número 82.

"Reología de betunes y mezclas asfálticas". *Boletín del Laboratorio del Transporte,* número 66.

"Productos bituminosos. Duriez". *Revue General de Routes.* Mayo 1967.

"Activantes". *Le Strade.* Mayo 1967.

"Los ligantes negros. Características de empleo". *Revue General de Routes.* Enero 1968.

"Las jornadas del betún". *Revue General de Routes.* Mayo 1969.

CAPITULO XVIII

MAQUINARIA PARA LA CONSTRUCCION DE LA SUPERESTRUCTURA

18.1. Elementos que forman el pavimento. — Los firmes están constituidos por un conglomerado que forma la capa de rodadura; en él existen dos elementos fundamentales, uno resistente y otro aglomerante que sirve para dar al conjunto la cohesión necesaria; el elemento resistente es, normalmente, la piedra; se exceptúan los firmes de tierra consolidada, en los cuales es arena — en definitiva, piedra de pequeño tamaño —, y algunos firmes especiales en que el elemento resistente es madera, goma u otros materiales, como fundición, etc.; estos firmes se utilizan muy excepcionalmente.

Los elementos resistentes son unas veces de tamaño reducido y forma irregular — piedra partida — y otras de tamaño mayor y forma más o menos regular — adoquines y piedra — para mosaico o blindado.

El volumen y coste de los materiales pétreos que forman la superestructura del camino es muy importante; cuando se trata de piedra machacada, se puede obtener en una explotación establecida para cada caso particular en yacimientos o canteras lo más próximas posibles al punto de utilización, con objeto de disminuir los gastos del transporte. Cada día se va extendiendo más la existencia, cuando los volúmenes necesarios de piedra son importantes y de buena calidad, de grandes instalaciones mecanizadas, en las cuales la economía en la preparación de la piedra compensa el precio del transporte, y ello permite servir zonas de gran extensión.

Por otra parte, los materiales pétreos van unidos por aglomerantes que pueden ser productos bituminosos o cemento; la manipulación del conjunto, piedra y aglomerante, necesita maquinaria de tipo especial que es preciso conocer.

18.2. Obtención de la piedra. — La obtención del volumen de piedra preciso pesa mucho en el presupuesto de la obra. La elección de su origen ha de hacerse cuidadosamente, pesando las exigencias de calidad y el precio de la piedra en obra; hay que tener presente que la calidad precisa es, corrientemente, muy distinta para las diferentes capas del firme. Para la localización de los orígenes posibles hay que hacer un cuidadoso estudio geológico de la zona y, una vez clasificados por su calidad, cubicar cuidadosamente el volumen que de cada uno de ellos será posible obtener, su coste de extracción y preparación y el valor medio de su transporte a obra. La cubicación de la cantera o yacimiento a utilizar es fundamental realizarla con todo cuidado cuando el volumen de pie-

dra a extraer es grande, empleando sondeos o prospecciones eléctricas o sísmicas; la sorpresa de falta de áridos en una obra en marcha puede ser económicamente funesta. Para la localización de los posibles orígenes de la piedra, los mapas geológicos de la zona y la utilización de las fotografías aéreas pueden servir de orientación utilísima, aunque nunca excluyente del reconocimiento personal de la zona. Hay que asegurarse de la homogeneidad del material, pues el cambio de calidad puede ser origen de dificultades técnicas con las correspondientes repercusiones económicas. Cuantos medios se pongan para el estudio y elección del origen de la piedra son ampliamente remuneradores, evitando trastornos en el desarrollo de la obra que pueden tener una importante repercusión económica.

La piedra, según su tamaño, se denomina:

Piedra partida. — De tamaño superior a 25 mm. y normalmente inferior a 60 mm.

Gravilla. — De tamaño comprendido entre 15 y 25 mm.

Arena. — Material que pasa por el tamiz de 1,5 mm. y retenido en el número 200; el material de tamaño inferior debe considerarse como polvo.

Directamente de la cantera se obtiene la piedra en bloques de tamaño muchas veces grande, que es necesario cuartear. Esta operación, de la cual ya hablamos (epígrafe 9.32), es cara y molesta; el manejo de explosivos adecuados y la longitud y disposición relativa de los barrenos, según el tipo de roca, puede reducir a un mínimo este trabajo complementario; vale la pena, en cada caso, hacer los tanteos necesarios para llegar a la solución más conveniente, ya que cuartear una proporción elevada de material, además de ser caro, entorpece la explotación normal de la cantera. La obtención de la piedra machacada puede hacerse a mano o mecánicamente con machacadora.

18.3. Machaqueo a mano. — Es un caso excepcional; sólo es admisible cuando se trata de volúmenes muy reducidos de piedra, en zonas alejadas, donde no compensa el traslado e instalación de una machacadora. Cuando se utilice el machaqueo a mano, la piedra en bruto se transporta a lo largo de la carretera, acopiándola en los paseos o en las zonas laterales en montones que se machacan por obreros provistos de martillos de un kilogramo de peso, colocados en mangos de una longitud aproximada de 1,20 m. Estos obreros corrientemente cobran a destajo, abonándose una cantidad fija por metro cúbico de piedra machacada y medida; el rendimiento varía de uno a dos metros cúbicos al día, jornada de ocho horas, dependiendo de la clase de piedra. El machaqueo de la piedra en el camino ha de realizarse procurando entorpecer lo menos posible el tránsito; la piedra, como hemos dicho, debe acopiarse en los paseos; hay que cuidar que no caigan trozos a la explanación durante el machaqueo que

puedan producir accidentes; los machacadores deben ir provistos de gafas que los protejan contra los trozos de piedra que saltan muy frecuentemente.

El machaqueo a mano es lento y caro.

18.4. Machacadoras. — Las machacadoras son máquinas que, accionadas por medio de motor, rompen la piedra que en ellas se introduce:

a) Por compresión.
b) Por golpe.

Las machacadoras que rompen por compresión pueden ser:

1. De mandíbulas móviles.
2. Cónicas.
3. De rodillos.

Hay máquinas mixtas que combinan los dos sistemas, las trituradoras de rodillos dentados con o sin placa móvil.

Las machacadoras de mandíbulas consisten en una cámara dentro de la cual se introduce la piedra que, obligada a pasar entre dos mandíbulas, se reduce al tamaño deseado.

De las mandíbulas, normalmente, sólo una es móvil, aunque hay modelos en que pueden serlo las dos.

En los tipos corrientes de machacadoras, la mandíbula móvil oscila:

a) En su extremo superior.
b) En su extremo inferior.
c) En ambos a la vez.

Machacadoras tipo a).—Estas machacadoras (fig. 18-1) tienen como elementos fundamentales: la mandíbula fija (1) la mandíbula móvil (2); la excéntrica (3), que imprime el movimiento oscilatorio de la mandíbula y que va unida al eje y al volante de regulación (4); la placa rodillera (5), que sirve de apoyo a la parte inferior de la mandíbula y al mismo tiempo de dispositivo de seguridad, pues, por ser elemento de menor resistencia, es el que se rompe cuando se introduce entre la piedra un cuerpo de excesiva dureza, evitando una avería grave en la machacadora; el muelle tensor (6); la cuña de regulación (7), que sirve para variar la separación de la parte inferior de las mandíbulas y, por tanto, el tamaño del material obtenido; se puede accionar sin interrumpir el trabajo.

En la figura 18-2 se ve el recorrido efectuado por los distintos puntos de la mandíbula móvil, que no sólo machaca la piedra, sino que además la obliga a descender; el que la mandíbula obligue a descender el material da lugar a un elevado desgaste de aquélla, especialmente con ciertos tipos de piedra, por ejemplo, silícea; se consume inútilmente una parte de la energía y se produce cantidad grande de polvo, a pesar de lo cual son las más empleadas.

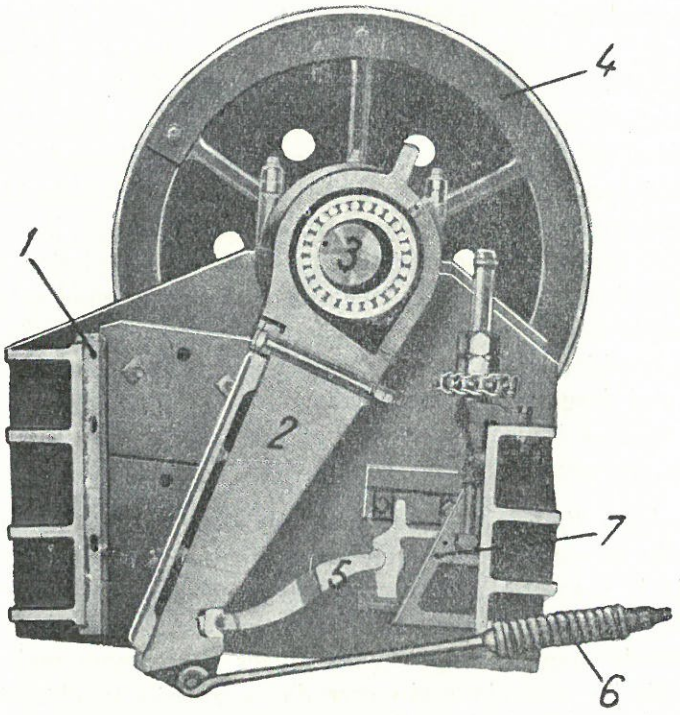


Fig. 18.1. — Machacadora tipo *a*).

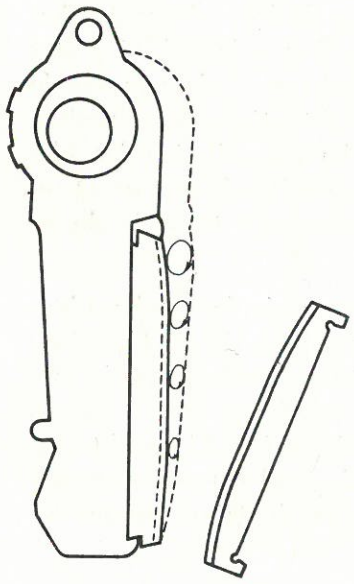


Fig. 18.2. — Machacadora tipo *a*).

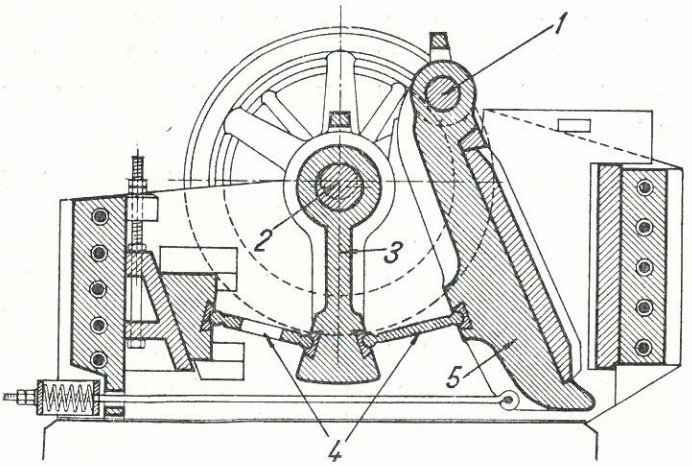


Fig. 18.3. — Machacadora tipo *b*).

Machacadoras tipo b). — Constan (fig. 18-3) de las mismas partes esenciales que la anterior, con la diferencia de que en (1) tienen un simple eje de giro y en (2) una excéntrica que hace subir y bajar la biela (3), que, por medio de dos placas rodilleras (4), imprime un movimiento pendular a la parte inferior de la mandíbula (5). En estas machacadoras los diferentes puntos de la mandíbula móvil sólo tienen un movimiento de giro alrededor del eje; la piedra avanza únicamente por la acción de la gravedad y la velocidad de descenso es pequeña, ya que las mandíbulas, al cerrarse cada vez, la aprisionan y detienen; por esta razón el rendimiento es menor que en el tipo *a*); tienen también el inconveniente de que el machaqueo se efectúa en el momento de subir la biela, mientras que en el tipo *a*) se efectúa cuando la biela baja, con ventaja evidente. En cambio, no se pierde energía por rozamiento de la piedra y las mandíbulas, y el desgaste de éstas es menor.

Por las razones indicadas ,este tipo, que fue inventado por BLAKE, está especialmente recomendado para piedra dura.

Machacadoras tipo c). — Estas machacadoras (fig. 18-4) tienen dos excéntricas. Con ello se consigue el efecto de machaqueo y avance de la piedra a lo largo de toda la mandíbula en las mismas condiciones; el régimen de trabajo es más regular y se reducen especialmente las vibraciones de la máquina.

Hay tipos de machacadoras en los cuales se mueven ambas mandíbulas; las dos mandíbulas, cuando están cerradas y aprisionan el material, bajan, y se abren cuando están aún bajando, con lo cual se imprime a la piedra una velocidad de descenso sin desgaste de las mandíbulas.

El rendimiento de las machacadoras depende de la relación entre las dimensiones de piedra que entra y que sale; cuanto más grande es la reducción de tamaño, menor es el rendimiento; por esta causa se suelen colocar machacadoras en serie y hay casas que han construido en una sola máquina dos cámaras de trituración seguidas: la reducción de tamaño en cada una puede ser menor y, por tanto, el rendimiento más elevado. Este tipo se ha perfeccionado, interponiendo entre las dos cámaras una criba que elimina los elementos finos producidos durante el primer machaqueo, evitando que en el segundo dicho material rellene los huecos del más grueso, entorpeciendo su trituración.

Las mandíbulas. — Las mandíbulas son el elemento de la machacadora sujeto a trabajo más fuerte, deben ser de acero al manganeso (12 a 14 por 100) y eventualmente al cromo (1 por 100) y tener una dureza Brinnel, por lo menos, de 200. El perfil longitudinal de las mandíbulas puede ser más o menos curvo (fig. 18-5) para conseguir una mayor finura de trituración. El perfil transversal puede ser de los dos tipos de la figura 18-6; el perfil (*b*) está especialmente indicado para machacar piedra que tenga forma de lajas, aunque se consigue menor finura de machaqueo.

18.5. Machacadoras giratorias. — Las machacadoras giratorias son máquinas que también actúan por compresión (fig. 18-7). Constan de un cono, con un mo-

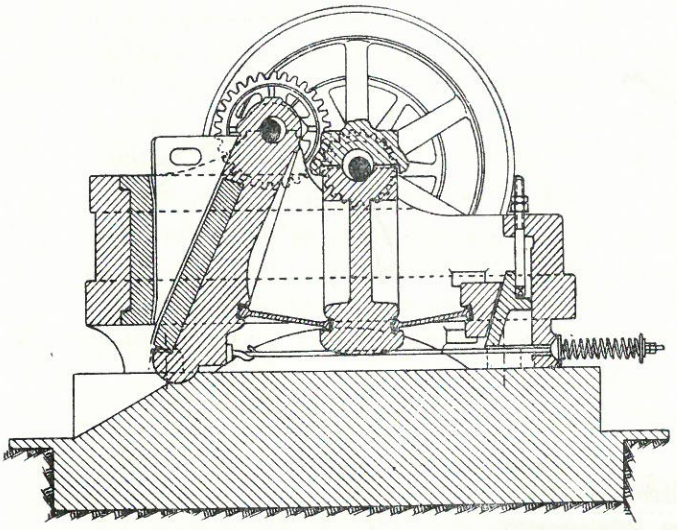


Fig. 18.4. — Machacadora tipo *c*).

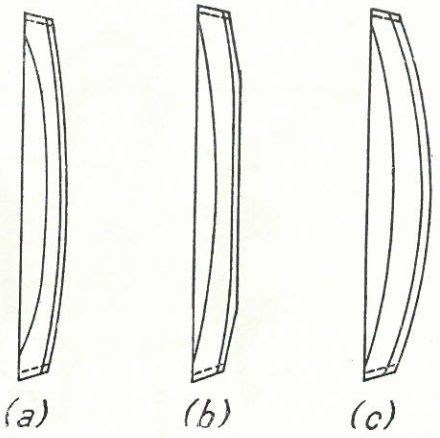


Fig. 18.5. — Mandíbulas.

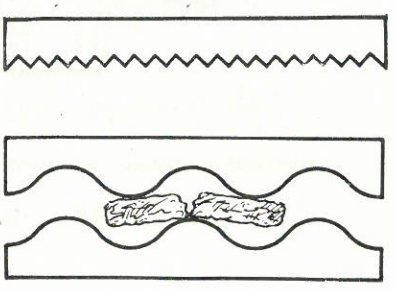


Fig. 18.6. — Mandíbulas.

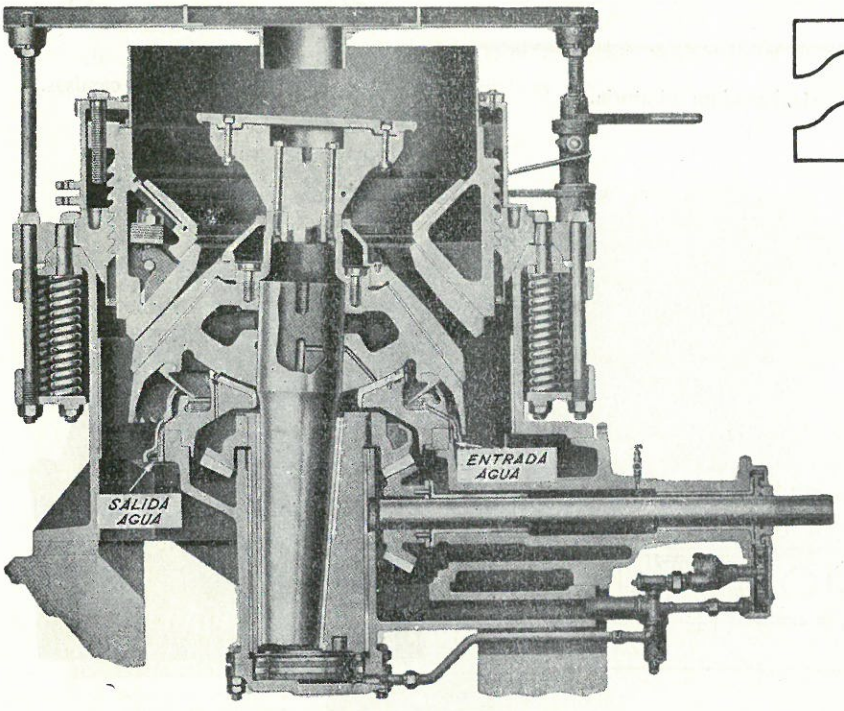


Fig. 18.7. — Machacadora giratoria.

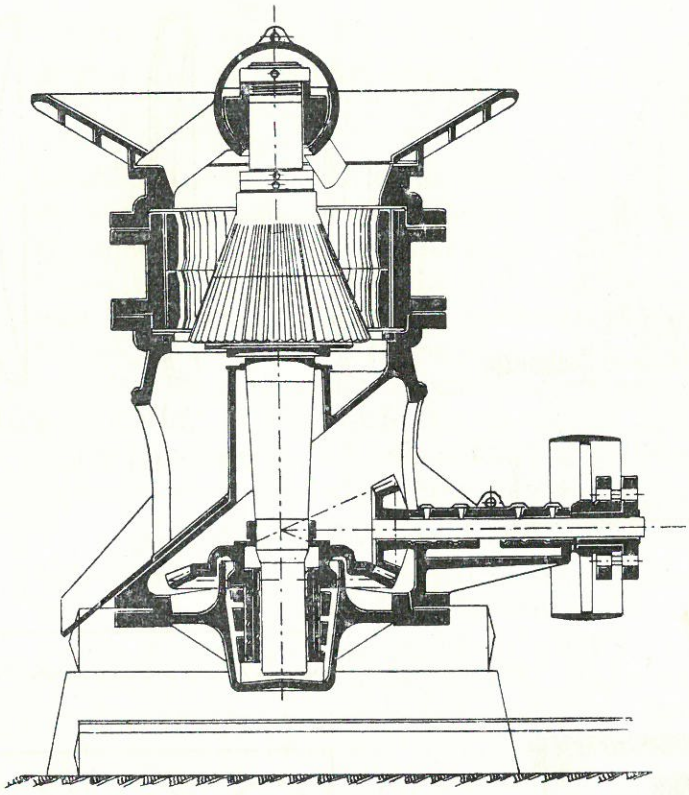


Fig. 18.8. — Machacadora giratoria.

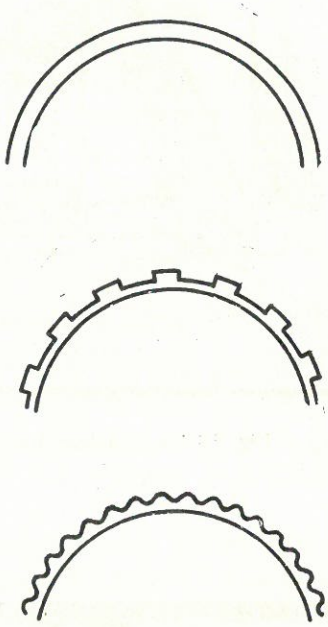


Fig. 18.10. — Rodillos de camisas.

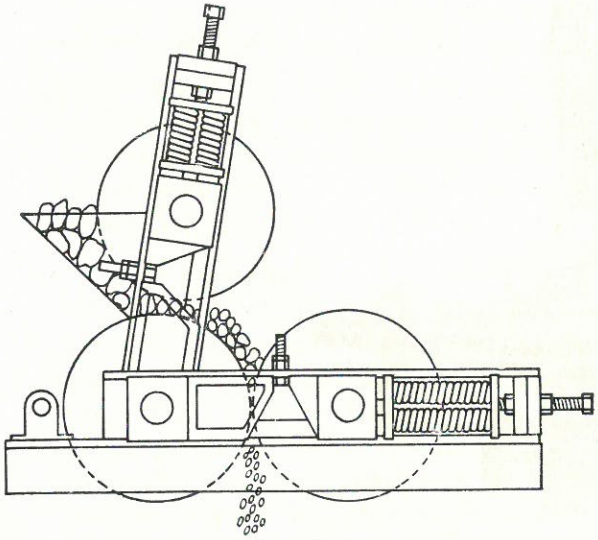


Fig. 18.9. — Rodillos.

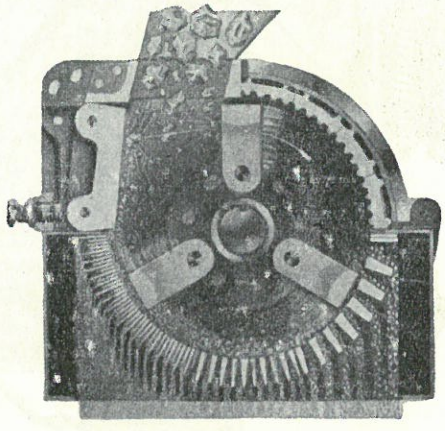


Figura 18.11. — Machacadora de martillos, giratoria.

vimiento excéntrico, dentro de una envolvente que puede tener formas variadas. La superficie interior de la envolvente y la exterior del cono son las que trituran la piedra; ambas deben ser de acero especial al manganeso y excepcionalmente al cromo y han de poderse sustituir fácilmente. La graduación del tamaño de salida se efectúa separando más o menos la envolvente del cono, lo cual se consigue por disposiciones diversas.

Cuando se desea obtener piedra de machaqueo de tamaño normal, la envolvente exterior es cónica o cilíndrica de generatrices rectas; esta última es más conveniente, porque el ángulo de las envolventes, fija y móvil, disminuye menos rápidamente que con la cónica y, por tanto, el trabajo es más suave y se concentra menos material en la parte baja (fig. 18-8).

La velocidad de rotación tiene influencia importante sobre el rendimiento de estas machacadoras, debiendo mantenerse dentro de la recomendada en catálogo.

Son también machacadoras que trabajan por compresión las de rodillos; están formadas por dos cilindros robustos (llegan a tener para las grandes máquinas de este tipo 1,40 m. de diámetro) que giran en sentido contrario (figura 18-9); colocados a pequeña distancia, la piedra que se fuerza a pasar entre ellos se rompe por compresión; cuanto mayor es el diámetro de los cilindros, mayor es la reducción que es posible lograr. Los cilindros van forrados con una camisa cambiable de acero al manganeso; puede ser lisa, ondulada o dentada (fig. 18-10); cuando se quiere obtener un producto pequeño (menor de 12 mm.), deben usarse las dos camisas lisas; para obtener piedra entre 12 y 25 mm., deben usarse dos camisas dentadas; con las dos camisas onduladas

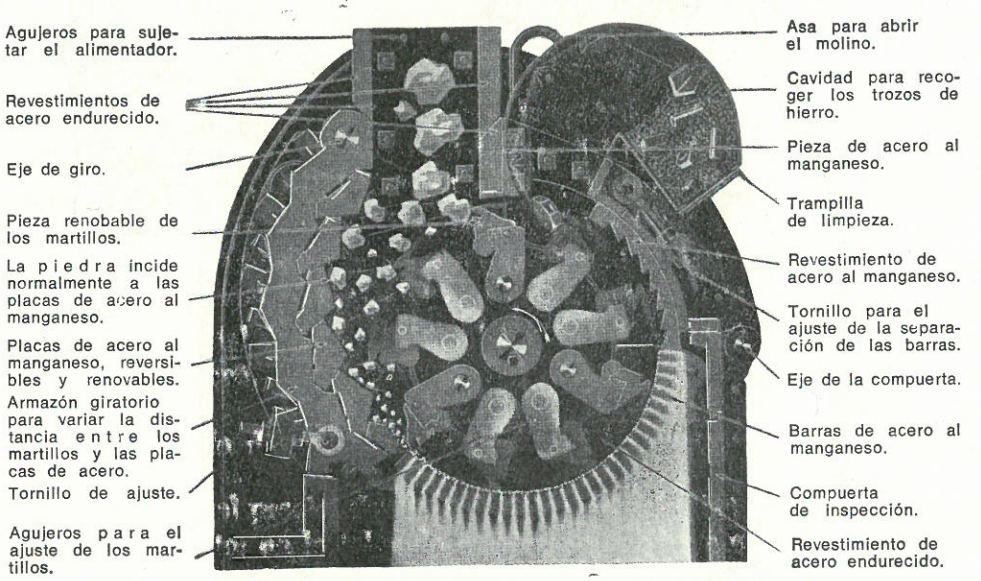


Figura 18.12. — Machacadora de martillos.

puede obtenerse un producto mayor de 30 mm.; con la combinación de una dentada y una lisa, se obtiene una proporción más elevada de finos.

La producción es proporcional al número de revoluciones, a la longitud de los rodillos y su diámetro y a la separación entre ellos; para lograr el máximo rendimiento hay que cuidar sea igual a lo largo de los mismos.

Todas las machacadoras que trabajan por compresión dan un producto con tendencia a la forma de lajas, lo cual es un inconveniente para la construcción y, en especial, para los firmes. En cambio, son recomendables para el machaqueo de rocas hipogénicas, normalmente muy abrasivas y que producen fuerte desgaste en las máquinas que trabajan por percusión.

18.6. Molinos de martillos y rodillos. — Los molinos de martillos constan de una envolvente metálica en cuyo interior giran unos martillos (fig. 18-11); la piedra que entra por gravedad es golpeada por los martillos y lanzada por éstos contra la envolvente, que tiene placas rompedoras o bien barras con el mismo fin. Los martillos pueden estar fijos en el eje o ser móviles (fig. 18-12).

Martillos, placas y barras rompedoras deben ser de acero de alta resistencia, corrientemente al manganeso; todos estos elementos que se desgastan con relativa rapidez han de poder cambiarse con facilidad.

Se construyen machacadoras de dobles martillos (fig. 18-13). Admiten pie-

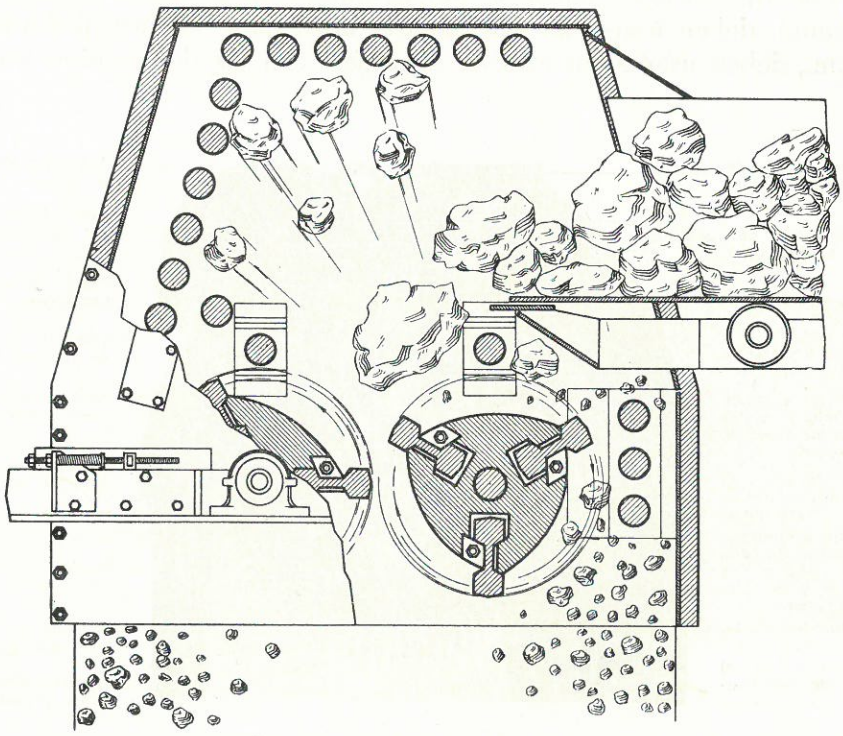


Figura 18.13. — Dobles martillos.

dra hasta 75 cm. y pueden llegar a reducirla a 2,5 cm. El rendimiento de estas machacadoras varía de 50 a 500 Tn. hora, según la clase de material, tamaño de la máquina y su potencia, de 60 a 240 HP.

Molinos de bolas y barras. — Cuando es necesario obtener piedra menor de 2 mm. es más económico el empleo de molinos de bolas o barras; consisten en un tambor giratorio, dentro del cual las bolas de acero, o bien barras, van rompiendo la roca; una rejilla colocada en la parte inferior deja salir solamente el material de tamaño menor a su abertura.

La fabricación de material de tamaño más pequeño que 2 mm. resulta cara siempre y, en general, no es necesaria en obras de pavimentación.

18.7. Coste de funcionamiento de las machacadoras. — Hay que considerar:

1.° Consumo de combustible, de acuerdo con la potencia del motor, a razón de 220 a 265 gr. por HP.-hora si es Diesel (0,26 a 0,31 litros) y 230 a 325 gr. si es de gasolina (0,315 a 0,450 litros). Hay que escoger la potencia del motor con amplitud en relación con la exigida teóricamente por la máquina o máquinas a mover, pues aunque se cuide mucho la uniformidad de la alimentación, ésta no puede ser perfecta y, en cambio, es fundamental lograr una velocidad constante.

2.° Consumo de aceites y grasas, algodón, etc. El 10 por 100 del valor del combustible.

3.° Gastos de reparación: en ellos, la partida más importante es la de mandíbulas, que depende muy especialmente del tipo de piedras; las silíceas y, en general, las de dureza elevada, desgastan las mandíbulas rápidamente si no son de buen acero especial. Hay que tener también en cuenta los gastos de reparación, que importan siempre una cantidad de relativa importancia, pues no hay que olvidar el trabajo violento a que está sometida la máquina; debe contarse, para el total de esta partida, del 0,7 al 1 por 100 mensual del valor de la máquina nueva.

4.° El período de amortización que se debe contar en doce mil horas.

5.° El personal preciso depende del tipo de máquina y de la disposición general del conjunto; en la tolva de carga conviene haya un peón, pues la piedra en bruto puede atascarse; es preciso un mecánico permanente para el conjunto de la instalación si ésta es de importancia.

6.º Gastos de transporte y montaje: el peso de las machacadoras de mandíbulas depende de su tipo y marca; como orientación puede considerarse:

Dimensiones de la admisión	Peso — *Kilogramos*
25 × 50	3.500
25 × 60	3.800
25 × 90	5.700
38 × 60	5.400
38 × 90	8.100
53 × 90	12.000
64 × 100	17.000
81 × 100	21.500
107 × 122	43.000

Para las machacadoras cónicas pueden tomarse como cifras medias:

Tipo	Peso — *Kilogramos*
0,50 metros	4.800
0,60 »	6.100
0,90 »	14.300
1,20 »	22.000
1,30 »	32.500
1,65 »	51.400
2,10 »	90.000

Los gastos de montaje dependen del conjunto de la instalación y dimensiones de la máquina; puede considerarse que oscilan entre 50 a 250 horas de peón. No se incluye en esta cifra el precio de las cimentaciones y cobertizos.

7.º Los rendimientos que se señalan en los catálogos corresponden a una alimentación continua y uniforme, condiciones ambas que no se pueden lograr; en la práctica debe contarse un rendimiento real del 75 por 100 del señalado en el catálogo.

18.8. Elección del tipo de machacadora.—En la elección del tipo de machacadora hay que tener en cuenta: 1.º, máximo tamaño del material a admitir y reducción económicamente conveniente; 2.º, calidad del producto obtenido, forma y granulometría; 3.º, rendimiento y potencia consumida.

Tamaño máximo de la piedra a admitir. Reducción conveniente.—El tamaño máximo del material a admitir depende de las dimensiones de la boca de la

máquina; las machacadoras de mandíbulas corrientes varían de 150 × 300 mm. hasta 1.070 × 1.220 mm.; en máquinas especiales se ha llegado hasta milímetros 1.600 × 2.500; el tamaño medio oscila de 250 × 900 a 380 × 900 mm. Las machacadoras giratorias pueden admitir piedra en cualquier punto de la base del cono o solamente en una parte. La abertura normal oscila entre 50 y 1.200 mm., habiéndose llegado excepcionalmente a 2.000 mm. La reducción máxima de tamaño es 1/10.

Lo mismo en estas machacadoras que en las de mandíbulas, no es económico pasar de una reducción de 1 a 4 ó de 1 a 5. Es además, conveniente para alcanzar el máximo rendimiento regular la boca de salida en forma tal que, aproximadamente, un 15 por 100 de la piedra obtenida resulte mayor del tamaño deseado.

En las machacadoras de martillos el tamaño de la boca de admisión varía de 30 a 45 cm. en los tipos normales para carreteras. Las de dobles martillos tienen bocas de hasta 75 cm. y pueden dar un producto final de 2,5 cm.

En las machacadoras de cilindros el tamaño máximo del material admitido oscila entre 75 y 125 mm.; cuando constan solamente de dos cilindros, la reducción de tamaño es del orden de 1/5; en los tipos de tres, se puede llegar a reducciones de 1/10.

Calidad del producto obtenido: granulometría y forma. — La granulometría y forma del producto obtenido en el machaqueo es fundamental para el resultado de los firmes; a veces es necesario que una composición granulométrica cerrada asegure un mínimo de huecos — hormigones asfálticos densos —; siempre es recomendable que la dimensión del material oscile entre unos límites determinados más o menos amplios. Si se desea aprovechar al máximo la piedra extraída de cantera, es preciso que la instalación de machaqueo esté dispuesta de tal modo que asegure la producción del material de tamaño más conveniente.

La forma de la piedra obtenida es, asimismo, de trascendental importancia; las que tienen forma de lajas o agujas dan siempre firmes malos; se rompen al apisonar o por el tráfico, produciendo elementos finos que alteran la composición granulométrica prevista y dan firmes poco resistentes. Se debe exigir que la forma de la piedra se aproxime lo más posible a la cúbica.

De los distintos tipos de machacadoras descritos, la que da producto de forma más regular es la de martillos; debe emplearse con piedras blandas y medias, porque con las rocas duras el gasto de martillos es muy elevado. Como actúa por percusión, produce piedras de forma cúbica aun en rocas que, por su textura, dan un producto lajoso en las machacadoras de mandíbulas o rodillos.

Las restantes machacadoras, mandíbulas, giratorias o de rodillos, actúan principalmente por compresión de la roca, que tiende a romperse por las fisuras existentes. Es inconveniente intentar llegar de una vez a una gran reducción; las piedras grandes son de forma bastante cúbica, pero si la reducción es muy importante, muchos de los elementos pequeños tendrán forma defec-

tuosa. En las machacadoras giratorias, las cónicas dan más proporción de elementos, en forma de lajas o agujas, que las cilíndricas.

En definitiva, la experiencia demuestra que la mayor proporción de piedras cúbicas se obtienen con las machacadoras por el siguiente orden:

Martillos.
Mandíbulas.
Giratorias cilíndricas.
Rodillos.
Giratorias cónicas.

La mayor uniformidad y mejor forma de la piedra se logra, en todo caso, según hemos dicho, con reducciones pequeñas en cada machacadora y, por tanto, realizando el machaqueo en dos o, mejor, tres escalones y efectuando entre ellos un cribado que elimine los elementos más finos que se van produciendo, al objeto de que no rellenen los huecos del material más grueso en los sucesivos machaqueos, entorpeciendo su trituración. Para efectuar la operación de la forma citada, puede disponerse en serie:

1.° Machacadora de mandíbula tipo *c*) o giratoria.

2.° Machacadora de mandíbula tipo *a*) o de martillos, si la roca no es dura.

3.° Machacadora de mandíbula tipo *a*), giratoria o de rodillos; para roca no muy dura, de mandíbulas.

Aparte de las consideraciones anteriores, influye también en la eficacia del machaqueo el régimen de las máquinas; éstas deben funcionar a la velocidad de catálogo como regla general; velocidades menores dan mayor rendimiento cuando se quiere obtener piedra gruesa; la velocidad elevada aumenta el rendimiento y produce mayor proporción de finos; en las machacadoras de martillos la variación de la velocidad tiene gran influencia en el tamaño del material obtenido.

La forma y estado de las mandíbulas influye mucho en la calidad del material obtenido; las mandíbulas curvas dan mejor resultado que las planas, y las estriadas, mejor que cuando están lisas. El estado de conservación es importante para el rendimiento y calidad de la piedra machacada.

Por último, si se impone una reducción fuerte se disminuye el rendimiento con aumento del consumo de energía y se producen piedras de formas defectuosas, con mayor porcentaje de elementos finos. Es recomendable el machaqueo en circuito cerrado, con una proporción de material que vaya al remachaqueo, del orden del 15 al 20 por 100; se mejora sensiblemente la forma del material obtenido sin aumentar el consumo total de potencia consumida.

En general, si permanecen constantes todas las características de la máquina, al aumentar la resistencia del material, resulta que:

1. La dimensión del producto obtenido aumenta.
2. Su forma es menos cúbica.
3. Los elementos finos disminuyen, dando un producto más seleccionado.
4. La energía consumida aumenta.

18.9. Rendimiento y potencia consumida. — Las machacadoras giratorias son más caras que las de mandíbulas; pero, en cambio, en igualdad de condiciones, consumen menos potencia. Se pueden tomar como cifras medias:

Machacadoras de mandíbulas ..... 0,9 a 1 HP. por tonelada-hora.
Machacadoras giratorias ..... 0,8 a 0,9 HP. por tonelada-hora.

Estas cifras varían bastante con la reducción de tamaño deseada y la naturaleza del material.

En las tablas 18-I y 18-II se dan los rendimientos medios de ambos tipos de machacadora.

A los efectos de elección y acoplamiento de motores, conviene tener en cuenta que las velocidades normales de giro son:

Machacadoras de mandíbulas ..... 250 a 300 r.p.m.
Machacadoras giratorias ..... 430 a 650 r.p.m.

El tamaño, producción y potencia consumida de las machacadoras de martillos varía entre límites muy amplios, dependiendo de la calidad de la piedra y del tamaño que se desea obtener en el machaqueo. En una máquina moderna, con una sola serie de martillos, pueden considerarse como orientación con piedra caliza:

Tamaño de la máquina	PRODUCCION, EN TONELADAS-HORA, PARA TAMAÑO DE MM.								Potencia necesaria HP.	Peso aproximado — *Kg.*
	1,5	3	6	12	18	25	30	38		
Grande . .	»	40-60	40-80	60-90	80-120	100-140	120-160	140-180	150-250	5.500
Mediano . .	»	20-40	30-60	50-70	60-100	75-120	90-130	100-140	100-150	4.000
Pequeño . .	»	10-20	20-40	40-60	50- 70	50- 70	60- 80	70- 90	50-100	3.000
Idem . . .	3-6	4- 8	6-12	8-16	8- 18	10- 22	10- 22	10- 22	20- 50	700

Tabla 18-I

Machacadora; dimensiones de la admisión — *Centímetros*	Rendimiento, en toneladas-hora, de las machacadoras de mandibulas para un tamaño maximo de machaqueo de mm.														Potencia consumida HP.
	20	25	30	40	50	65	75	100	125	150	175	200	250	300	
25 × 50	6-10	9-14	12-17	15-22	21-30	27-40	34-49	»	»	»	»	»	»	»	25-35
25 × 60	7-11	11-16	15-22	17-24	25-34	33-49	41-59	»	»	»	»	»	»	»	30-45
25 × 90	12-17	17-26	24-34	29-44	42-60	54-82	68-95	»	»	»	»	»	»	»	40-60
38 × 60	»	»	»	20-29	27-40	38-54	51-65	63-100	»	»	»	»	»	»	35-50
38 × 90	»	»	»	31-45	45-67	58-86	72-108	100-154	»	»	»	»	»	»	60-90
56 × 90	»	»	»	»	49-72	60-90	78-122	108-163	136-200	163-245	»	»	»	»	70-100
64 × 100	»	»	»	»	»	68-104	90-136	127-190	172-254	227-317	»	»	»	»	80-125
81 × 100	»	»	»	»	»	»	»	136-205	181-272	249-340	»	»	»	»	100-150
107 × 122	»	»	»	»	»	»	»	»	218-326	272-408	317-476	363-544	453-680	553-825	200-250

Tabla 18-II

Machacadora de	Rendimiento, en toneladas-hora, de las machacadoras giratorias para un tamaño maximo de machaqueo de mm.												Potencia consumida HP.
	5	6	10	12	15	20	22	25	30	40	50	65	
0,50 metros	7	9	14	18	23	27	32	36	»	»	»	»	20- 25
0,60 »	»	14	18	23	27	32	36	41	45	54	»	»	25- 30
0,90 »	»	»	32	36	50	64	68	73	77	82	86	»	50- 60
1,20 »	»	»	54	73	91	109	122	136	154	160	168	»	75-100
1,30 »	»	»	»	91	113	127	136	145	158	168	172	»	125-150
1,65 »	»	»	»	»	145	181	213	249	272	308	340	408	150-200
2,10 »	»	»	»	»	»	300	354	408	508	544	725	816	250-300

18.10. Clasificación de áridos. — En la construcción de firmes es siempre necesario clasificar el material pétreo; hay casos, por ejemplo, construcción de pavimentos de hormigón asfáltico o hidráulico, donde una separación rigurosa de los diferentes tamaños de áridos es fundamental para lograr, proporcionándolos debidamente, una máxima compacidad; otras veces, en firmes de macadam, por ejemplo, no se necesita más que fijar los tamaños máximo y mínimo.

Para la separación del material de distintos tamaños se emplean palastros perforados o telas metálicas, de agujeros redondos en el primer caso y cuadrados en el segundo.

Clasificadoras fijas. — Para trabajos de muy pequeña importancia, la forma de criba más elemental es la zaranda fija; consta de un bastidor, normalmente de madera, que lleva una tela metálica de la dimensión deseada; se coloca sobre el terreno con una cierta inclinación, de 45° a 60°, y sobre ella se echa el material a clasificar; a través de la malla pasa el de menor tamaño y el mayor cae al pie de la criba; sólo sirve para separar el material en dos tamaños; se emplea especialmente para eliminar de un acopio la piedra del tamaño menor del admisible y limpiarlo de tierra, etc ; el rendimiento no llega al metro cúbico a la hora, es pequeño y el trabajo resulta caro.

Pueden emplearse también zarandas movidas a mano; la tela metálica va montada sobre un bastidor que tiene mangos a cada lado para que pueda ser cogida por dos peones; el material se echa en ella y, moviéndola, se hace pasar el de tamaño menor que el orificio. El rendimiento es pequeñísimo y, por tanto, el coste de la operación muy elevado.

Vibroclasificadoras. — Son cribas planas a las que se imprime un movimiento vibratorio. Los planos de cribado van sujetos a un bastidor que se apoya por medio de muelles o flejes de acero en la base de la criba; en otros tipos, el bastidor de sujeción de las cribas va suspendido del techo mediante redondos de acero con muelles interpuestos, reduciéndose a un mínimo la transmisión de vibraciones al resto de la instalación. La vibración se produce, generalmente, mediante dos masas excéntricas giratorias, equilibradas en determinadas posiciones (fig. 18-12), que van montadas en un eje situado en el bastidor y que se acciona por un motor (fig. 18-13); hay unos tipos de cribas en las que se produce la vibración por procedimientos electromagnéticos (fig. 18-14). Las cribas pueden tener dos, tres y hasta cuatro planos de cribado, aunque lo normal es que existan sólo dos; cada plano puede estar dividido en zonas, con mallas diferentes, pudiéndose obtener varios tamaños distintos; en el esquema de la figura 18.15 se indica una forma de combinar los tamices con dos planos de cribado para obtener cinco tamaños.

Dentro de las cribas vibratorias pueden distinguirse dos tipos:

a) Cribas inclinadas.
b) Cribas horizontales.

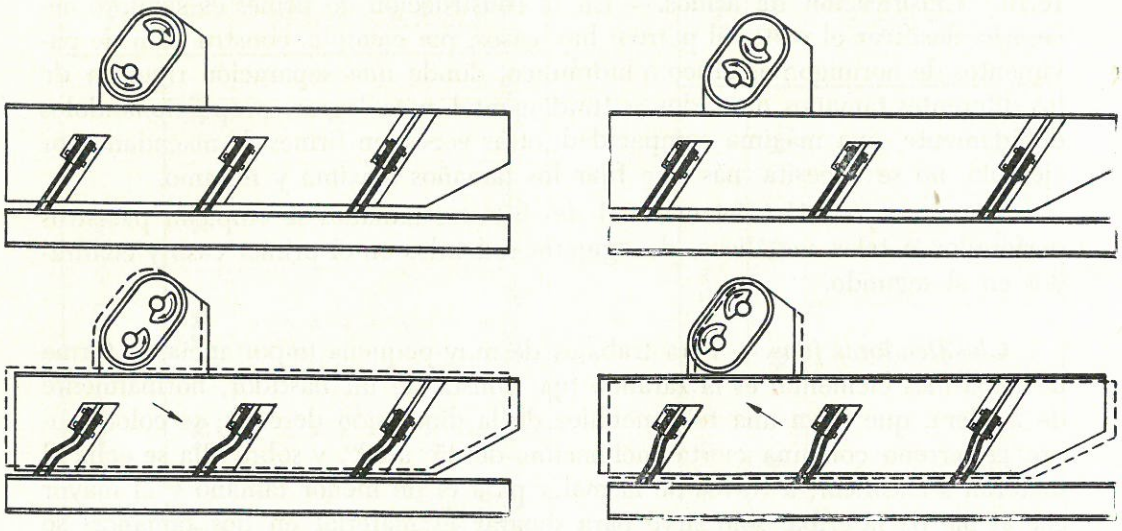


Fig. 18.12. — Vibroclasificador.

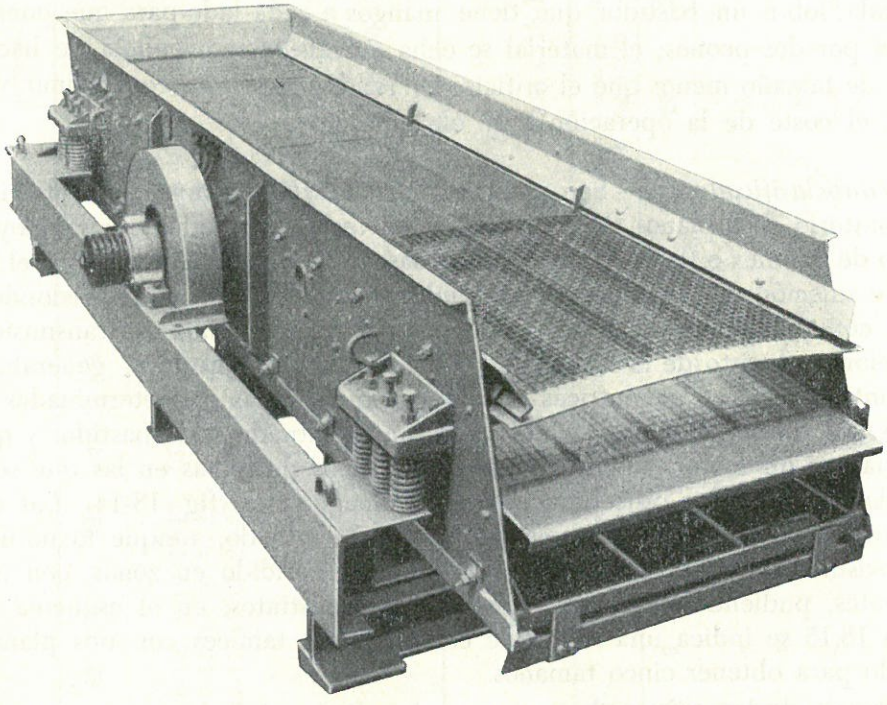


Fig. 18.13. — Vibroclasificador.

a) *Cribas inclinadas.* — En este tipo, el avance del material a través de la criba se consigue dando una inclinación conveniente a los bastidores, variable entre 5° y 25°; tienen la ventaja de combinar un peso ligero con un coste de adquisición relativamente bajo, aunque su campo de aplicación se limita a aquellas operaciones donde no es necesario una gran exactitud en la granulometría de los materiales. Trabajan con buen rendimiento también en los casos en que se emplean materiales ligeros.

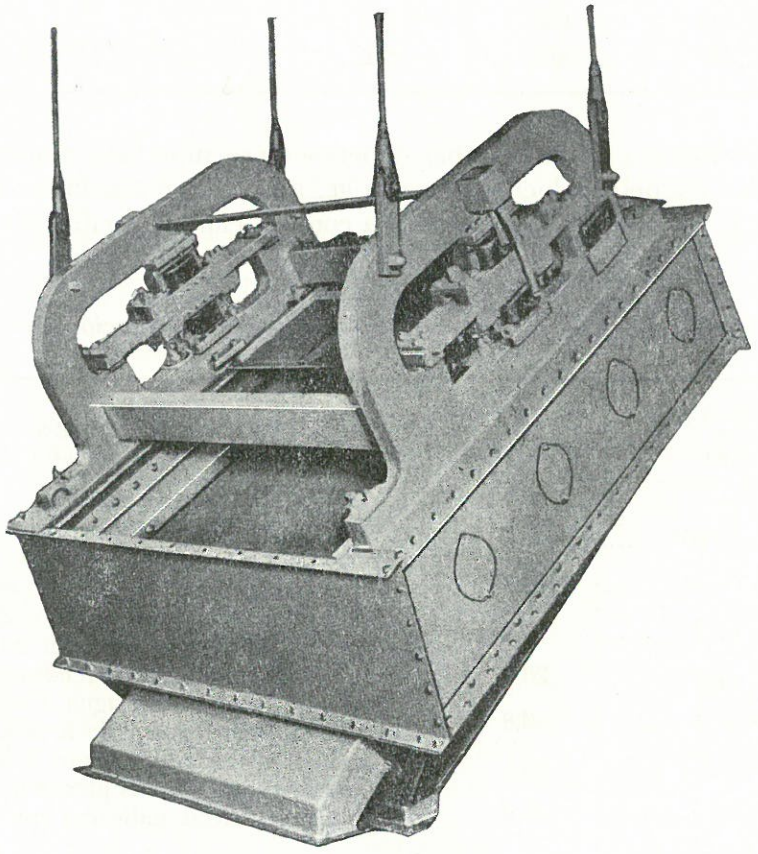


Fig. 18.14. — Vibroclasificador.

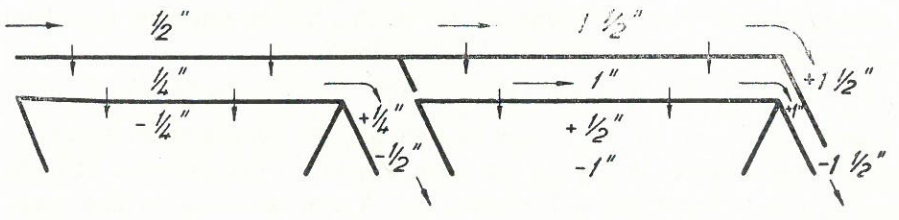


Fig. 18.15. — Vibroclasificador.

Las dimensiones y características normales de este tipo de criba son las siguientes:

Dimensiones de la superficie de cribado — *cm.*	Peso con una criba — *Kg.*	Peso con dos cribas — *Kg.*	Velocidad de vibración — *r.p.m.*	Potencia necesaria — *HP.*
60 × 180	420	475	900 a 1.200	3
90 × 180	475	555	»	»
60 × 240	490	560	»	»
90 × 240	565	670	»	»

El rendimiento de estas cribas depende de su superficie, tamaño de la piedra que entra y del producto que se exige, así como el estado de conservación del material. Como orientación se dan a continuación unas cifras medias aproximadas.

Rendimiento aproximado por m.² de malla, con inclinación de 15 a 20°.

Luz de la malla — *mm.*	Rendimiento — *Tm.-hora-m.²*	OBSERVACIONES
4,762 (3/16″)	6,7	Se ha considerado un peso específico del material de 1.600 Kg./m.³ Se supone también que un 50 por 100 del material no puede atravesar la criba y que está seco. Con gran proporción de finos se pueden obtener mayores rendimientos, lo mismo que cribando con agua. Con material semihúmedo, con exceso de arcilla, se pueden reducir considerablemente. Para segundo plano de cribado o dos planos de cribado, multiplicar las cifras indicadas por 0,95.
6,350 (1/4″)	8,8	
12,700 (1/2″)	17,5	
19,050 (3/4″)	26,4	
25,400 (1″)	30,8	
31,749 (1 1/4″)	35,1	
50,799 (2″)	43,9	

b) *Cribas horizontales.* — En este tipo de cribas el movimiento de avance del material lo imprime la misma vibración, consiguiéndose con ello que ocupen menos espacio. Son preferibles a las inclinadas en aquellas operaciones en que se exige mayor rigurosidad en la granulometría.

La velocidad de vibración varía de 900 a 1.200 oscilaciones por minuto.

Como en el caso de las cribas inclinadas, su rendimiento depende de su superficie, tamaño de la piedra de alimentación y del material cribado, estado de limpieza y humedad del mismo, etc. A continuación se dan unas cifras medias aproximadas, tomadas de unos tipos corrientes en el mercado.

Rendimiento aproximado por m.² en las cribas planas (con vibración).

Luz de la malla	Diámetro del alambre — *mm.*	Tamaño máximo de la piedra de alimentación — *mm.*	RENDIMIENTO: TON.-HORA M.²	
			Con grava arena	Con piedra partida
3,175 (1/8")	1,372	20	9	6
6,350 (1/4")	2,667	26	18	11
12,700 (1/2")	4,496	40	29	19
25,400 (1")	6,350	75	46	30
38,100 (1 1/2")	7,925	105	56	36
50,800 (2")	9,525	140	63	41
76,200 (3")	12,700	200	73	47
101,600 (4")	15,875	260	80	52

NOTA. — En este cuadro se ha tomado un peso específico de la grava y piedra partida de 1.600 kilogramos/m.³.

Se supone también que un 25 por 100 del material no pueda atravesar la criba y que no contiene más del 6 al 8 por 100 de agua.

Estos valores son para el plano de cribado superior; para el segundo, se han de multiplicar por 0,35, y para el tercero, por 0,30.

Para dar una idea de los pesos y potencias precisos para estas cribas, resumimos en el cuadro siguiente unas cifras medias de tipos corrientes.

Dimensiones de la superficie de cribado — *cm.*	Peso con dos cribas — *Kg.*	Peso con tres cribas — *Kg.*	Potencia — *HP.*
60 × 120	730	—	3 a 5
90 × 240	1.770	2.080	5 a 8
120 × 360	3.400	4.600	7,5 a 10

Cribas giratorias. — Las cribas giratorias (fig. 18-16) están formadas por un cilindro de palastro perforado que gira alrededor de su eje y que se coloca con una pequeña inclinación, generalmente del 8 al 10 por 100; la piedra entra por la parte alta, pasando en su recorrido por los agujeros de menor a mayor diámetro; debajo de los tramos de los distintos diámetros, unas tolvas van recogiendo el material clasificado. Corrientemente, el máximo número de tamaños separados es cuatro, aunque excepcionalmente se construyen cribas mayores. No conviene aumentar el número de tamaños, porque ello obliga a que la longitud total del cilindro sea grande, y la piedra gruesa tiene que recorrer un camino largo, produciendo un desgaste inútil del palastro y la consiguiente pérdida de energía. Para reducir la longitud del recorrido, hay algunos tipos en

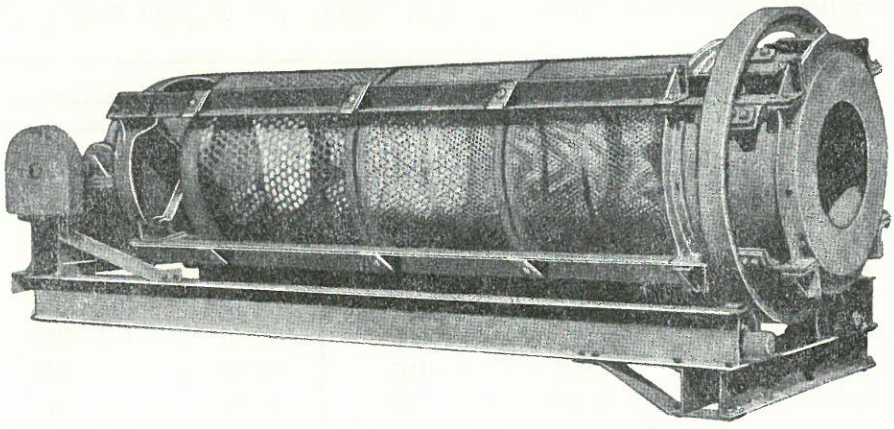


Fig. 18.16. — Criba giratoria.

los cuales el primer palastro perforado que encuentra la piedra es el que corresponde al tamaño intermedio; el material que lo atraviesa pasa por otro cilindro que envuelve al anterior y cuyos agujeros son menores; se evita así que la piedra gruesa deteriore los palastros finos. El número de revoluciones de la criba varía de 10 a 20 por minuto.

A continuación damos una tabla con las características corrientes más importante de estas cribas:

Diámetro (cm.)	61	81	102	122	152
Longitud tipo (m.)	1,83	2,44	3,05	3,66	3,66
Peso (Kg.)	907	1.905	3.084	4.717	7.166
Peso adicional por m. l. (kilogramos)	109	175	240	342	546
Peso por m. l. de camisa para arena (Kg.)	73	109	131	146	182
Potencia precisa (H.P.)	3 a 4	5 a 8	7 a 10	10 a 15	15 a 30
Rendimiento ($m.^3$/hora) ...	9-11	19-23	38-46	69-76	115-13

Las cifras anteriores son unos valores medios, que varían bastante de unos casos a otros.

La potencia precisa para una clasificadora cilíndrica es muy superior a la necesaria para la criba plana: de 2,5 a 3,5 veces; es perfectamente lógico, porque esta última utiliza toda la superficie para el tamizado, mientras que en la criba cilíndrica no llega a 1/3; por otra parte, en ésta los materiales ruedan unos sobre otros y los más gruesos tienden a colocarse debajo, impidiendo o dificultando la salida de los finos; todo ello hace que el peso muerto en la clasificadora cilíndrica sea mucho mayor; por ello, van cediendo el paso a las cribas planas de vibración rápida.

Las cribas cilíndricas pueden usarse en toda clase de trabajos de cribado; son especialmente recomendables cuando se trate de materiales con formaciones o bolas de arcilla, que se deshacen con la manera de actuar la máquina, al roce de unos elementos contra otros.

Además de los clasificadores aquí descritos en general, se construyen también otros tipos para trabajos especiales, como son las cribas con telas metálicas con sistema de calefacción para productos finos y húmedos y las provistas de mallas de diseños especiales para seleccionar los materiales, al retener las lajas y las agujas. Hay diversas fórmulas empleadas por las casas especialistas, cuya aproximación es muy relativa, ya que el rendimiento real depende de una serie de circunstancias difíciles de tener en cuenta con una aproximación real, como humedad, preparación de finos, forma del árido, etc.; con toda clase de reservas, los cuadros que se insertan en este epígrafe pueden servir de suficiente aproximación; en todo caso, la instalación de cribado debe proyectarse con suficiente holgura.

18.11. Máquinas para lavar los áridos. — Para la calidad y resistencia de los firmes es fundamental que los áridos estén limpios; en hormigones hidráulicos, el empleo de áridos sucios con tierra o arcilla puede ser causa de disminución importante de la resistencia; el autor ha podido comprobar, a igualdad de los demás factores, aumento de un 20 por 100 en la resistencia por emplear los mismos áridos lavados. Cuando el ligante es un producto bituminoso, no se adhiere a los áridos sucios; la pérdida de resistencia que se produce por esta circunstancia es aún más importante que cuando se emplea el cemento como aglomerante.

Lavar los áridos es siempre muy caro y molesto, especialmente cuando el volumen a emplear es grande; antes de decidirse a hacer una instalación de este tipo hay que estudiar el coste del lavado para ver si puede ser más económico cambiar el origen de los áridos para evitar esta operación.

Existen un gran número de aparatos de lavado; en la mayoría se hace recorrer a los áridos un camino y, en sentido contrario, una corriente de agua va arrastrando las materias extrañas que contienen; como éstas se pueden encontrar fuertemente adheridas a la superficie del material, conviene que éste se mueva dentro del agua con una cierta violencia.

Entre los tipos más corrientes se encuentran los lavadores de tambor, que se suelen colocar en la parte anterior de las cribas giratorias, o ser independientes.

Hay unos tipos en los cuales (fig. 18-17) van dispuestos interiormente unos angulares que voltean el material, rompiendo las bolas de arcilla en contacto con el agua, que entra al mismo tiempo que el material; transversalmente llevan unos anillos para retener el agua; en otros modelos, el tambor lleva por su parte interior una hélice soldada, que hace avanzar el árido en sentido contrario a la corriente de agua para que ésta, cuando entra limpia, encuentre primero el material que ya está algo lavado.

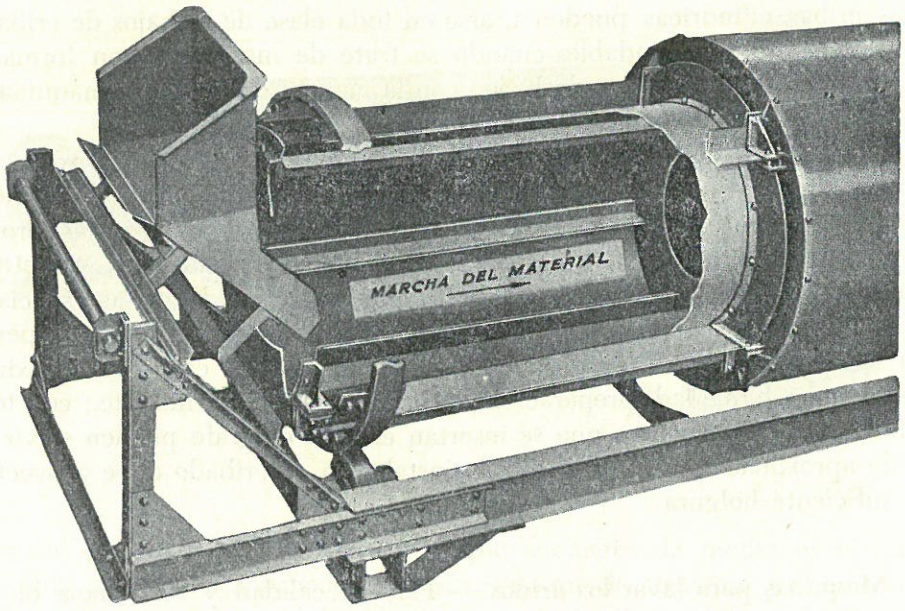


Fig. 18.17. — Lavadora de tambor.

Como el agua arrastra la arena fina en este último tipo, y sale junto con ella en el primero, estas lavadoras deben de ir acompañadas de recuperadores de arena, de los que hablaremos más adelante.

A continuación se dan las características más importantes de algunos tipos de lavadoras con banda helicoidal:

Diámetro del tambor (mm.)	450	1.000	1.750
Longitud del tambor (mm.)	2.400	2.000	3.500
Rendimiento por hora, aproximado ($m.^3$).	0,75-1	6,5	20
Consumo de agua por $m.^3$ (litros)	18	65	350
Revoluciones por minuto	—	100	130
Potencia necesaria (HP.)	a mano.	2	8-10
Peso (Kg.)	450	2.050	6.800

Varía bastante el rendimiento con el tipo de material; estos datos suponen arena de cantera mezclada con gravilla y grava. Si se tratase de arena fina, los rendimientos pueden bajar un 50 por 100.

Las vibroclasificadoras planas también pueden ir provistas de tuberías que lanzan, desde la parte superior, sobre los áridos durante el cribado, chorros de agua en la dirección adecuada (fig. 18-18); este sistema tiene la ventaja de aumentar el rendimiento de la máquina. Deben emplearse, en este caso, recuperadores de arena.

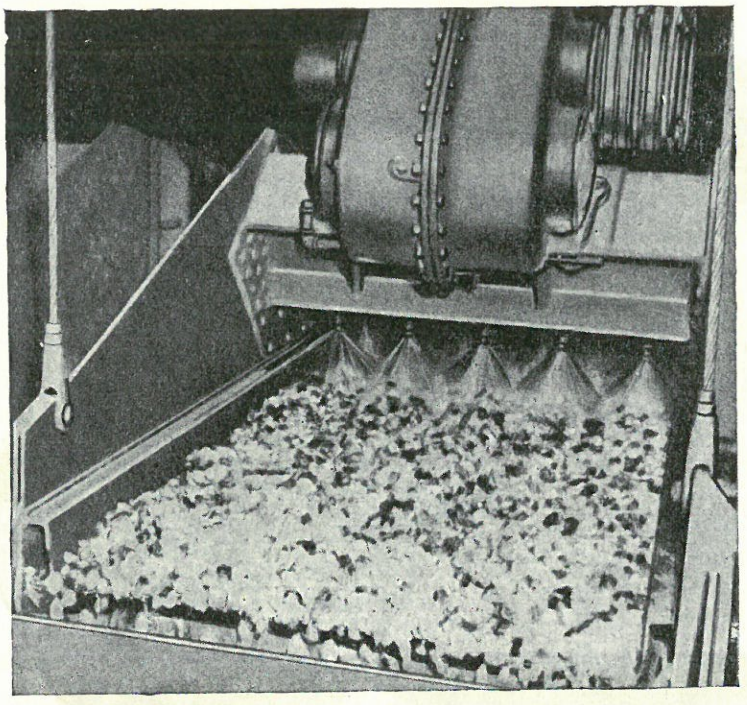


Fig. 18.18. — Lavadora.

Las lavadoras de paletas (fig. 18-19) constan de dos ejes provistos de ellas, colocadas con la inclinación conveniente; la alimentación del material se efectúa por la zona más ancha y se ve obligado a ascender, por las paletas, en dirección contraria a la corriente de agua; la enlodada sale por el vertedero y la arena por el extremo opuesto, que está a un nivel más alto que el vertedero del agua. Estas lavadoras admiten material de hasta 10 cm. Las características de algunos modelos de este tipo son las indicadas en el cuadro siguiente:

Diámetro de las paletas — *cm.*	Longitud del tanque — *cm.*	Potencia precisa — *HP.*	Revoluciones por minuto	Rendimiento — *Ton.-hora*
51	518	20 a 30	25 a 40	40 a 54
61	762	25 a 40	20 a 32	45 a 68
89	1.067	60 a 125	14 a 25	68 a 135

Los rendimientos están basados en un material de 1.600 Kg./m.^{3} de peso específico.

Para cada diámetro se construyen modelos con diferentes longitudes, según el grado de lavado que se quiera obtener.

Muy parecidas a estas lavadoras son las provistas de uno (fig. 18-20) o

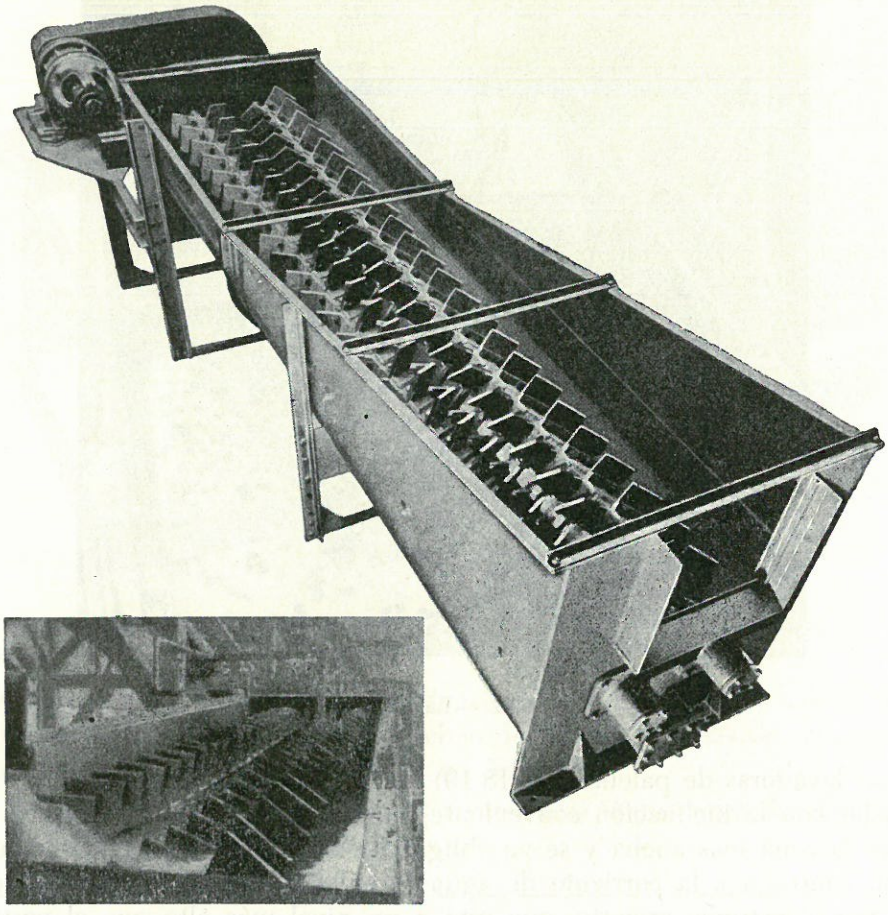


Fig. 18.19. — Lavadora de paletas.

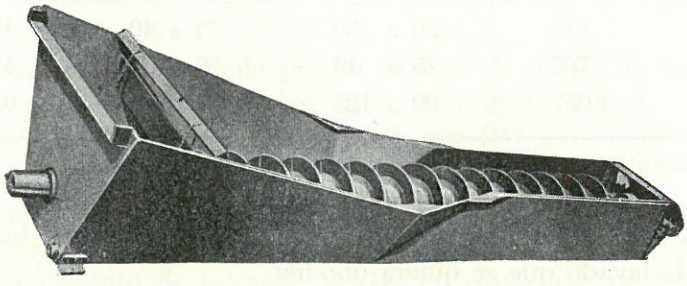


Fig. 18.20. — Lavadora de tornillo.

dos tornillos sin fin en lugar de ejes con paletas. Sirven para lavar materiales más menudos, hasta 12 mm. de diámetro; se emplean también como recuperadores de arena.

Los lavadores de cangilones emplean un método parecido a este último: la arena, en vez de ser arrastrada por las paletas, se draga mediante unos cangilones perforados.

Hay, además, otros muchos tipos de lavadores, como los de cribas giratorias troncocónicas, rastrillos, etc.

18.12. Elementos transportadores. — La organización del transporte, dentro de la cantera para mover la piedra en bruto y los productos del machaqueo, es fundamental para la economía de la explotación; hay que procurar que la mayor parte de las operaciones se realicen mecánicamente, evitando cargas y descargas a mano, que resultan costosas y lentas.

Siempre que sea posible, la explotación de la cantera ha de hacerse de arriba abajo; pero frecuentemente esto no es posible y hay que emplear aparatos elevadores; éstos pueden ser continuos (cintas transportadoras) o discontinuos (elevadores de cangilones, palas cargadoras, etc.).

En esta parte trataremos de las cintas transportadoras y los elevadores de cangilones, ya que las palas cargadoras y otras máquinas especiales de este tipo han sido estudiadas en el capítulo IX del tomo I.

Transportadores continuos. — Las cintas transportadoras constituyen un medio de transporte y elevación sencillo y económico. Están formadas por una correa sin fin que se mueve apoyada en dos tambores extremos y en una serie de rodillos intermedios; de los dos tambores, uno de ellos es motor, y el otro, tensor; el conjunto va montado, generalmente, sobre una viga en celosía que tiene suficiente rigidez para permitir luces entre apoyos que llegan a 12 m. (figura 18-21); la correa o cinta transportadora tiene un ancho que puede alcanzar hasta 1,5 m.; está formada por un número de telas, cinco como término medio, cubiertas de goma, con un espesor de 2,5 hasta 12 mm. en la cara sobre la que van los materiales y 1,5 mm. en la de apoyo. Existen también cintas metálicas formadas por piezas articuladas como una oruga, que se emplean para materiales excesivamente duros, que estropearían las cintas corrientes. La correa se apoya en rodillos, que pueden ser uno, dos o tres, quedando aquélla, en los dos últimos casos, en forma de artesa, con lo cual se transportan mejor los materiales: por la parte inferior lleva unos rodillos rectos, en los cuales se apoya la cinta en el recorrido de retorno. La cinta se puede emplear horizontal o inclinada, para que, al mismo tiempo que transporta, eleve. La máxima inclinación recomendable es 4 : 1; empleando correas con listones transversales, la pendiente se puede duplicar. Es preciso que la carga de la cinta se realice de una manera continua; para ello, en el extremo inferior se coloca un cargador, especie de tolva, cuyo fondo se mueve en combinación con el tambor inferior y, debidamente regulado, va efectuando la carga en la forma conveniente.

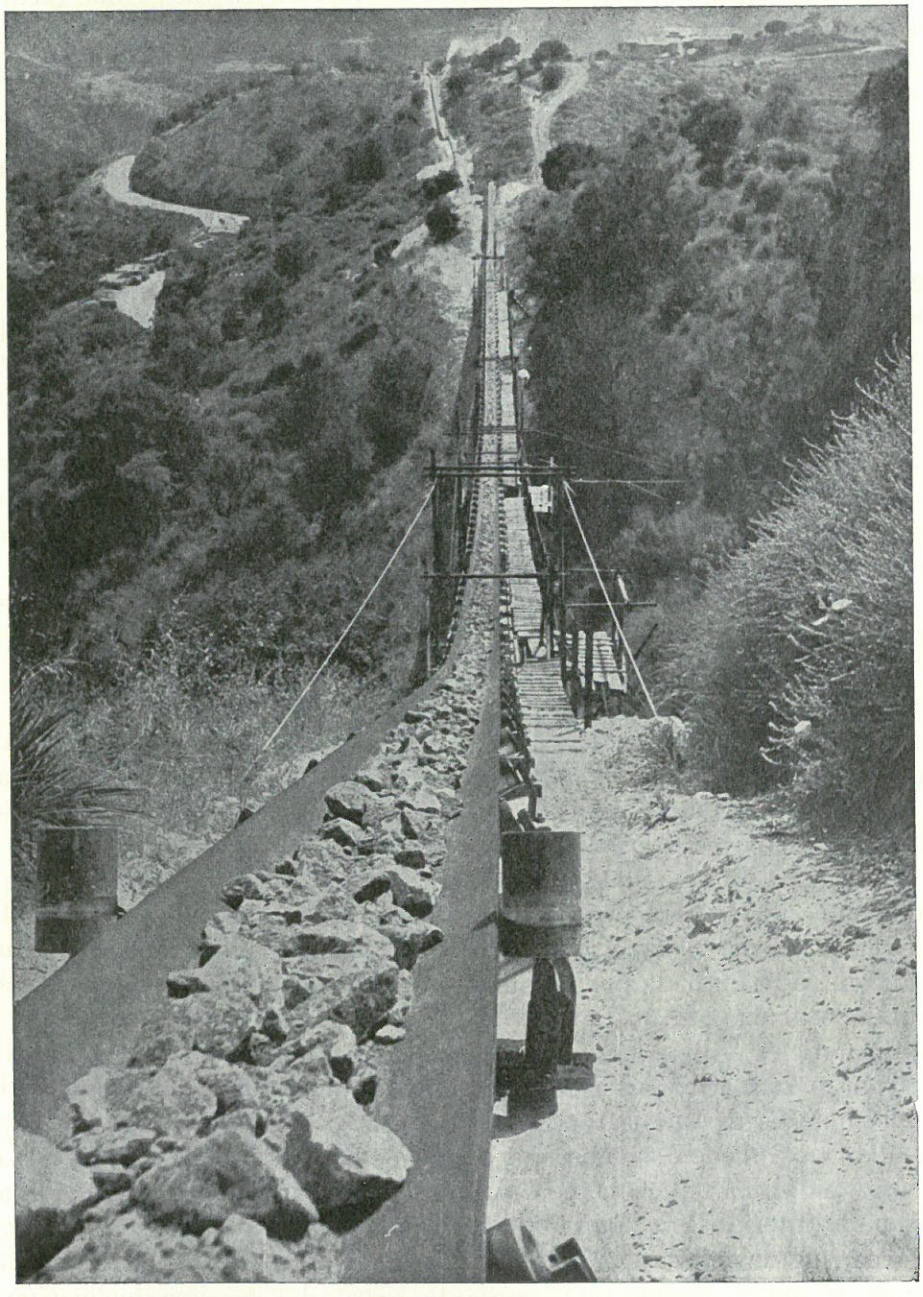


Fig. 18.21

La velocidad del transporte varía de 0,50 a 3 m. por minuto; de 1 a 1,75 m. por minuto son valores recomendables.

Se construyen cintas con longitudes de 6 hasta 700 m. en una sola unidad; para distancias mayores, pueden utilizarse varias; en esta misma forma es posible cambiar la dirección del transporte.

Las cintas transportadoras se construyen también móviles, montadas sobre un bastidor con neumáticos, que pueden arrastrarse por un tractor (fig. 18-22). Hay modelos en el mercado con longitudes de hasta 20 m. y anchos de correa de 50 ó 60 centímetros.

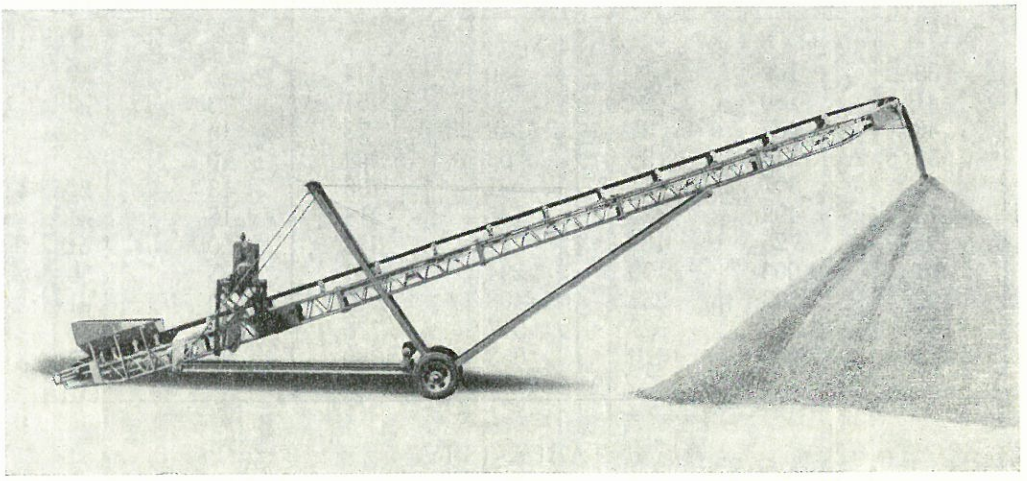


Fig. 18.22.

En la elección de las características de una cinta transportadora influirá el rendimiento que se desea obtener y el tipo de material a transportar; con el auxilio de las tablas siguientes puede determinarse el rendimiento según el tipo de material. En la tabla 18-III se obtiene el ancho de la cinta en función de la capacidad necesaria, teniendo en cuenta que es preciso cumpla la condición que impone el tamaño máximo que se fija en las dos últimas columnas; la tabla 18-IV fijará la máxima velocidad admisible según el ancho anteriormente determinado.

Para obtener la potencia necesaria puede emplearse la fórmula siguiente, recomendada por una casa especialista americana:

$$HP = \frac{0{,}00723\,V\,(A + B + C) + 0{,}1085\,T\,(L + 53{,}34) + 3{,}687\,T\,H}{1.000}$$

ó

$$HP = \frac{0{,}00809\,V\,(A + B + C) + 0{,}195\,T\,(L + 53{,}34) + 3{,}687\,T\,H}{1.000}$$

TABLA 18-III

Capacidad en toneladas-hora de las cintas transportadoras a velocidad de 30 metros por minuto, teniendo en cuenta el máximo tamaño admisible.

Ancho de la cinta — *Centímetros*	Sección de carga — *Centímetros*	M.³ por hora a 30 metros por minuto	Capacidades en toneladas métricas por hora a 30 metros por minuto		Tamaño máximo del material	
			Arena, grava o piedra de 1.600 Kg. por m.³ — *Toneladas*	Hormigón — *Toneladas*	Uniforme — *Centímetros*	Con finos mezclados — *Centímetros*
35	102	18	30	44	5	10
41	130	24	38	57	8	13
46	167	31	49	73	10	15
51	214	38	63	94	10	15
61	307	57	91	136	13	20
76	492	89	145	218	18	41
91	725	132	212	317	20	51
107	1.003	190	294	441	25	56
122	1.393	252	408	612	30	61
137	1.760	327	517	775	33	66
152	2.230	413	653	980	36	71

TABLA 18-IV

Velocidad máxima admisible (metros por minuto).

MATERIAL	ANCHO DE LA CINTA (CENTIMETROS)										
	35	**41**	**46**	**51**	**61**	**76**	**91**	**107**	**122**	**137**	**152**
Hormigón	61	61	76	76	91	91	91	91	91	91	91
Grava y piedra partida	91	91	91	107	122	152	183	183	183	183	183
Arena	107	107	107	122	152	183	183	183	183	183	183

según los rodillos sean o no de antifricción; en ellas:

T = toneladas-hora de material transportado.
A = peso en kilogramos de la correa (longitud del transporte $\times$ 2 + longitud de las vueltas).
B = peso en kilogramos de las partes móviles, rodillos de ida y retorno.
C = constante dependiente del ancho.
L = longitud de la cinta (distancia entre ejes de las poleas extremas).
V = velocidad en metros por minuto.
H = altura de elevación; si el transporte es bajando, el último término del numerador debe ir con el signo menos.

TABLA 18-V

Peso de la cinta de goma en kilogramos por metro de longitud (A).

	Número de telas	ANCHO DE LA CINTA (CENTIMETROS)										
		35	41	46	51	61	76	91	107	122	137	152
	4	—	—	5,16	5,74	6,89	—	—	—	—	—	—
0,907 gramos	5	—	—	5,83	6,49	7,78	9,73	—	—	—	—	—
	6	—	—	6,50	7,23	8,68	10,85	13,02	15,19	—	—	—
	7	—	—	—	—	—	11,96	14,35	16,76	19,14	21,53	23,93
3,17 milímetros	8	—	—	—	—	—	—	15,63	18,24	20,86	23,47	26,07
0,79 milímetros	10	—	—	—	—	—	—	—	21,37	24,43	27,48	30,54
Por cada 0,79 milímetros de recubrimiento suplementario, añadir		0,396	0,452	0,509	0,565	0,679	0,848	1,019	1,190	1,357	1,533	1,696

TABLA 18-VI

	RODILLOS DE IDA (KILOGRAMOS)										
	35	41	46	51	61	76	91	107	122	137	152
10 cm. de diámetro ...	6	6	7	8	8	10	—	—	—	—	—
12,7 » » » ...	7	8	9	10	11	14	16	—	—	—	—
12,7 » » » ...	7	8	9	10	11	14	16	—	—	—	—
14,1 » » » ...	12	13	14	14	16	18	20	23	25	27	29
	RODILLOS DE RETORNO (KILOGRAMOS)										
10 cm. de diámetro ...	5	5	5	6	7	8	—	—	—	—	—
10 » » » ...	6	6	7	7	8	9	—	—	—	—	—
12,7 » » » ...	6	7	8	9	10	12	14	—	—	—	—
14,1 » » » ...	9	10	10	11	13	15	17	20	22	24	26

TABLA 18-VII

Valores de C.

Ancho de la cinta	35	41	46	51	61	76	91	107	122	137	152
Valores de *C* ...	1.814	2.041	2.268	2.495	2.722	3.175	3.629	4.536	5.443	6.350	7.257

TABLA 18-VIII

Separación de los rodillos de ida y retorno.

Ancho de la cinta — *Centímetros*	SEPARACIÓN DE LOS RODILLOS DE IDA (METROS), SEGÚN EL PESO DEL MATERIAL				Separación de los rodillos de retorno — *Metros*
	800 Kg./m.³	1.200 Kg./m.³	1.600 Kg./m.³	2.400 Kg./m.³	
35	1.52	1,52	1,37	1,37	3,00
41	1,52	1,52	1,37	1,37	3,00
46	1,52	1,37	1,37	1,22	3,00
51	1,52	1,37	1,37	1,22	3,00
61	1,37	1,37	1,37	1,22	3,00
76	1,37	1,22	1,22	1,07	3,00
91	1,22	1,22	1,07	1,07	3,00
107	1,22	1,07	1,07	1,07	3,00
122	1,07	1,07	0,91	0,91	3,00
137	1,07	0,91	0,91	0,91	3,00
152	1,07	0,91	0,91	0,91	3,00

Los valores de *A*, *B* y *C* pueden hallarse fácilmente para tipos corrientes en el mercado actual con ayuda de la tablas 18-V, 18-VI, 18-VII y 18-VIII; el peso de cada rodillo de ida y vuelta determinado por la tabla 18-VI, debe multiplicarse por el número de rodillos que se obtiene según la separación que se fija en la tabla 18-VIII.

La potencia es la necesaria en el eje de la cinta; para tener la precisa del motor hay que aumentar un 15 por 100.

Elevadores de cangilones. — Cuando es preciso pasar en la pendiente de elevación del límite de 4 : 1 admitido para las cintas, se recurre a elevadores de cangilones (fig. 18-23); éstos, que tienen una capacidad por unidad hasta de 100 litros, van montados sobre una correa de caucho, cuero o una cadena es-

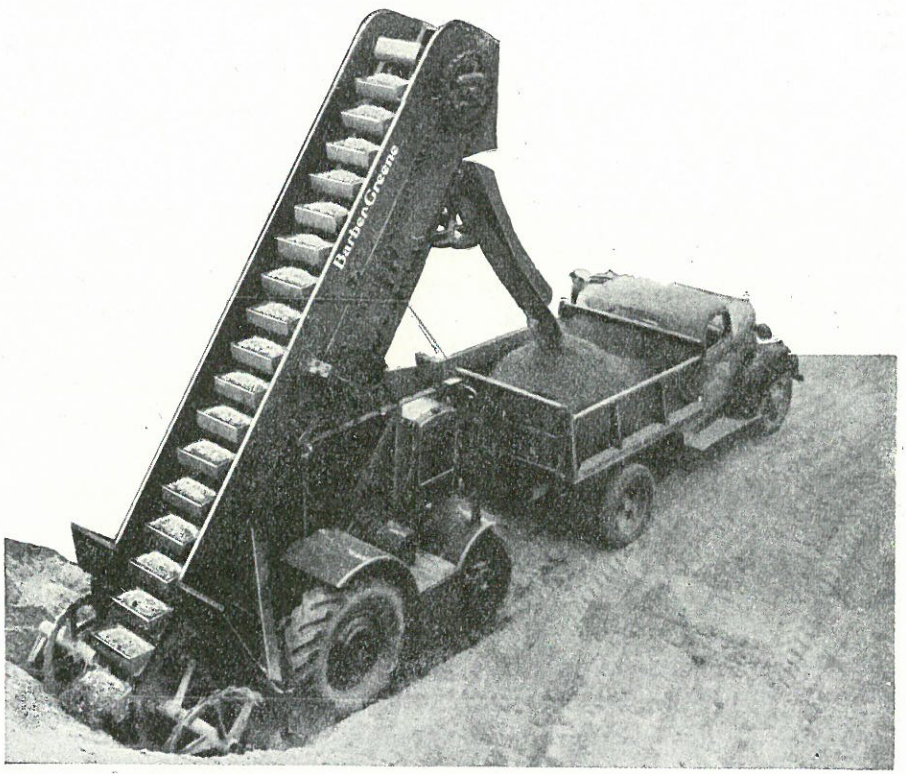


Figura 18-23.

pecial; como en las cintas, dos rodillos o unas ruedas dentadas, una motora y otra tensora, sirven para mover los cangilones, que van cargando como una noria en el depósito de material situado en la parte inferior; a ambos lados de los cangilones dos espirales con hojas cortantes, fácilmente cambiables, van separando el material a cargar para ayudar a la operación.

Este sistema de carga es recomendable para material fino, cemento y are-

na, por ejemplo, en las instalaciones de hormigón asfáltico. Con material relativamente grande, en relación con el cangilón, el rendimiento es escaso y existe, además, peligro de rotura de la cadena.

La velocidad normal de funcionamiento oscila entre 0,50 y 1,50 metros por segundo. Las características fundamentales de elevadores, corrientes hoy en el mercado, se resumen en el siguiente cuadro:

Tamaño de los cangilones — *cm.*	Longitud del elevador — *m.*	Capacidad — *Ton. por hora.*	Potencia requerida — *HP.*	Peso del elevador sin caja — *Kg.*
15 × 10	9	6,350	1	435
30,56 × 15	9	24,040	3	880
35,5 × 18	9	36,287	4 1/2	1.120
51 × 20	9	66,224	7 1/2	1.937

18.13. Silos de almacenamiento. — El material triturado, limpio y clasificado, hay que almacenarlo en depósitos o silos de los cuales se tome para su empleo; los silos son depósitos reguladores que aseguran un suministro continuo de material a obra; su tamaño dependerá de las necesidades de consumo, característica de los elementos productores, cantera, machacadora, etc., para que en todo momento esté cubierto el suministro de una eventualidad normal. Tienen los silos, además, la función de que la carga de los elementos de transporte a obra, camiones o vagones, sea rápida.

Los silos pueden ser transportables o fijos; los primeros son metálicos y de pequeña capacidad; tienen forma cilíndrica o prismática, con fondo cónico o piramidal; dotado de una disposición para regular la salida del material; van montados sobre pies derechos metálicos que permiten colocar la boca de salida sobre el camión o vagón que debe transportar el material. Los silos se colocan directamente debajo de las cribas clasificadoras, o bien de canaletas o cintas transportadoras que se alimentan directamente de aquéllas. Es fundamental en el ensilado de los áridos evitar la segregación de los distintos tamaños de la piedra almacenada; para ello el vertido de los áridos debe hacerse en la vertical del cono de salida.

Los silos fijos pueden ser de fábrica o de hormigón armado; se construyen muchas veces utilizando la configuración del terreno o en instalaciones permanentes, explotación de canteras de abastecimiento, en edificios independientes.

18.14. Ordenación general de la instalación. — Al establecer una instalación de explotación de cantera es preciso disponer ordenadamente los distintos ele-

mentos descritos, de acuerdo con las características de cada caso particular. El grado de mecanización de cada instalación dependerá de su capacidad; hay que estudiar si la totalidad de producción prevista compensa o no a la carga del capital que la instalación de la mecanización represente; error tan grave puede ser mecanizar una instalación para producir unos cuantos cientos de metros cúbicos, como ahorrar elementos en otra prevista para una producción elevada; como siempre, hay que llegar a lo necesario y suficiente.

Es conveniente, como norma general, que el movimiento de los materiales sea fácil y, a ser posible, a favor de la gravedad; cuando no pueda ser así, se emplean elementos elevadores para distribuir y recoger los distintos productos obtenidos (fig. 18-24); la disposición relativa de las diferentes operaciones y su maquinaria, con la capacidad apropiada de sus distintos elementos, asegurará una economía importante en el precio del material machacado.

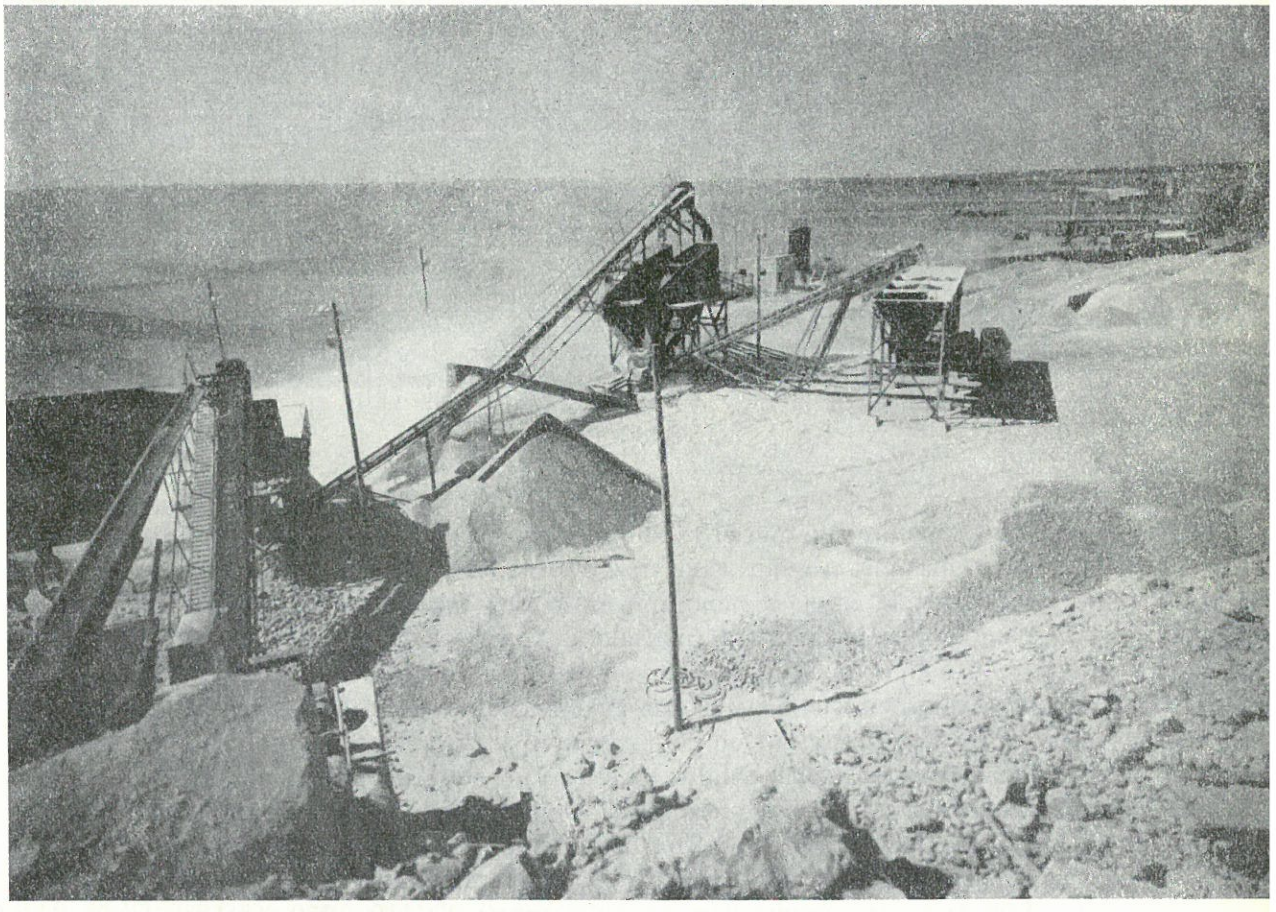


Fig. 18-24. — Estación de machaqueo de 100 Tm/h. de producción. Equipada con alimentador de vaivén, machacadora primaria de mandíbulas, precribado, tres molinos de martillos (uno para el rechazo), dos cribas de clasificación y cuatro tolvas de almacenaje de los diversos tamaños.

18.15. Instalaciones transportables. — Son especialmente interesantes para la construcción de carreteras las instalaciones móviles. Desde hace mucho tiempo se usan máquinas constituidas por la machacadora sola (fig. 18-25) o con su criba.

Las máquinas, así como el motor para su accionamiento, van montados sobre un armazón metálico; se mueven sobre cuatro ruedas, arrastradas por un camión o tractor. El bastidor de estas máquinas móviles tiene que ser bien robusto, pues su inconveniente más grande son las averías que provienen de la falta de solidez del conjunto. Solamente sirven para producir volúmenes peque-

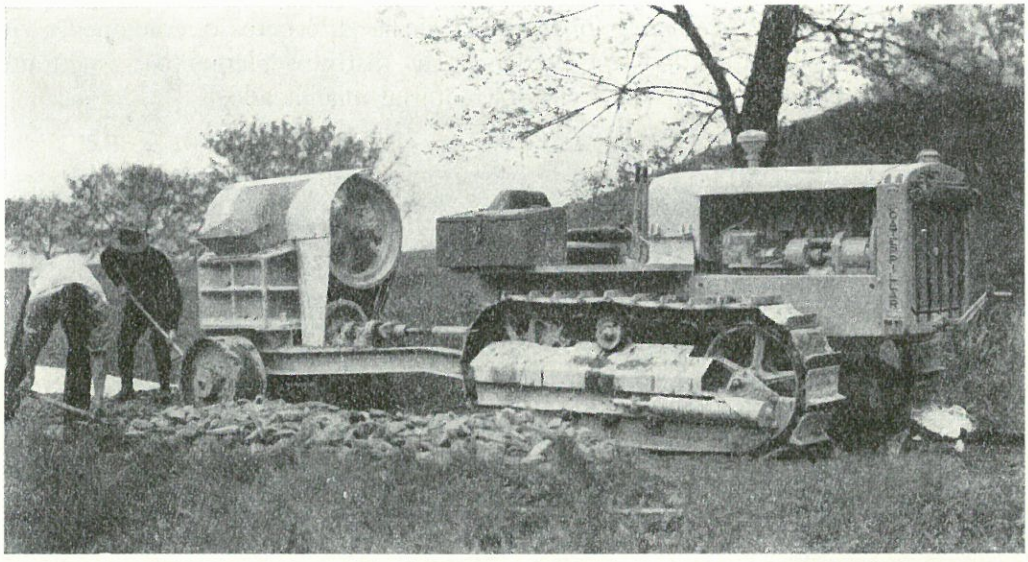


Figura 18-25.

ños de piedra, porque el rendimiento no es elevado: de 10 a 12 toneladas-hora como máximo. Algunos tipos de los tamaños mayores, para evitar el inconveniente de la carga a mano, que es lenta y costosa, llevan aneja, aunque independiente, una cinta transportadora.

Un tipo especial de estas unidades son las machacadoras de martillos *in situ*, que consisten en un tambor cuya altura sobre el suelo puede graduarse, dentro del cual giran un cierto número de martillos que golpean sobre el material (piedra, grava, asfalto escarificado, etc.), acopiado sobre el terreno y lo reducen al tamaño requerido. El conjunto debe ser remolcado por un tractor a velocidad de 0,8 a 2,4 Km./hora, según el material a tratar y el tamaño de reducción deseado. Estas machacadoras llegan a tener un ancho de trabajo de 1,50 m. y una producción, en las mayores, de 110 a 250 $m.^3$/hora.

La utilidad de las instalaciones móviles en la construcción de caminos, en la cual se cambia con frecuencia de origen de la piedra, hizo pensar en perfeccionar el sistema para obtener con alto rendimiento el material de diferentes ta-

maños que se exige hoy en día para la construcción de subbases y bases. En vez de tipos pequeños, verdaderamente móviles, se construyen actualmente instalaciones que podríamos denominar transportables, que puedan cambiar fácilmente su punto de trabajo, pues no necesitan obras de fábrica ya que van montadas en grandes bastidores metálicos sobre ruedas. Pueden ser de dos tipos: *a*) Montadas en un bastidor único; *b*) Montadas en bastidores independientes.

El tipo *a*) fue el primero que se construyó; las de mayor capacidad, para grandes producciones, de 30 a 240 Tm./hora, constan de una machacadora de mandíbulas y un molino de rodillos con una vibroclasificadora de varias cribas y las cintas de transporte y alimentación automática para el movimiento de la piedra; ésta sigue un ciclo cerrado (figs. 18-26 y 18-27) y solamente sale de él cuando se ha reducido a la dimensión que las cribas imponen. Estas instalaciones tienen el inconveniente para rendimientos importante de su gran tamaño, lo que hace el transporte por carretera difícil y peligroso.

A continuación se da el cuadro de dimensiones y rendimiento de instalaciones de este tipo, corrientes en el mercado:

Longitud total	10,06 m.	11,58 m.	12,24 m.	13,77 m.
Ancho total	2,44 m.	2,44 m.	2,44 m.	2,46 m.
Altura total	3,35 m.	4,27 m.	4,36 m.	5,26 m.
Peso de la planta completa.	16.520 Kg.	20.797 Kg.	26.300 Kg.	32.160 Kg.
Potencia requerida	50-60 CV.	68-80 CV.	90-120 CV.	100-125 CV.
Rendimiento (suponiendo que el material obtenido tiene un 25 % que no atraviesa el tamiz de 1″)	23-42 m.³/h.	46-61 m.³/h.	76-96 m.³/h.	107-153 m.³/h.
Distancia entre ejes	6,11 m.	6,11 m.	6,30 m.	7,57 m.
Número de ruedas delanteras	4 (1 eje)	4 (1 eje)	4 (1 eje)	4 (1 eje)
Número de ruedas traseras.	8 (2 ejes)	8 (2 ejes)	8 (2 ejes)	8 (2 ejes)
Machacadora de mandíbulas (dimensiones de la boca	25 × 41 cm	25 × 61 cm.	25 × 91 cm.	25 × 91 cm.
Molino de rodillos (diámetro × ancho de los rodillos)	41 × 41 cm.	61 × 41 cm.	76 × 46 cm.	102 × 56
Vibroclasificadora de 3 tamices (dimensiones)	0,76 × 2,87 m	0,91 × 3,05 m	1,22 × 3,05 m.	1,22 × 3,66 m.

Para evitar el inconveniente del tamaño de las instalaciones sobre bastidor único, se ha recurrido a agrupar varias máquinas, cada una de ellas montada sobre bastidor independiente y unidas entre sí por los transportadores mecánicos que sean necesarios, que pueden ir montados en los mismos bastidores o independientes de ellos; pueden llevar como anejo instalaciones de lavado de los

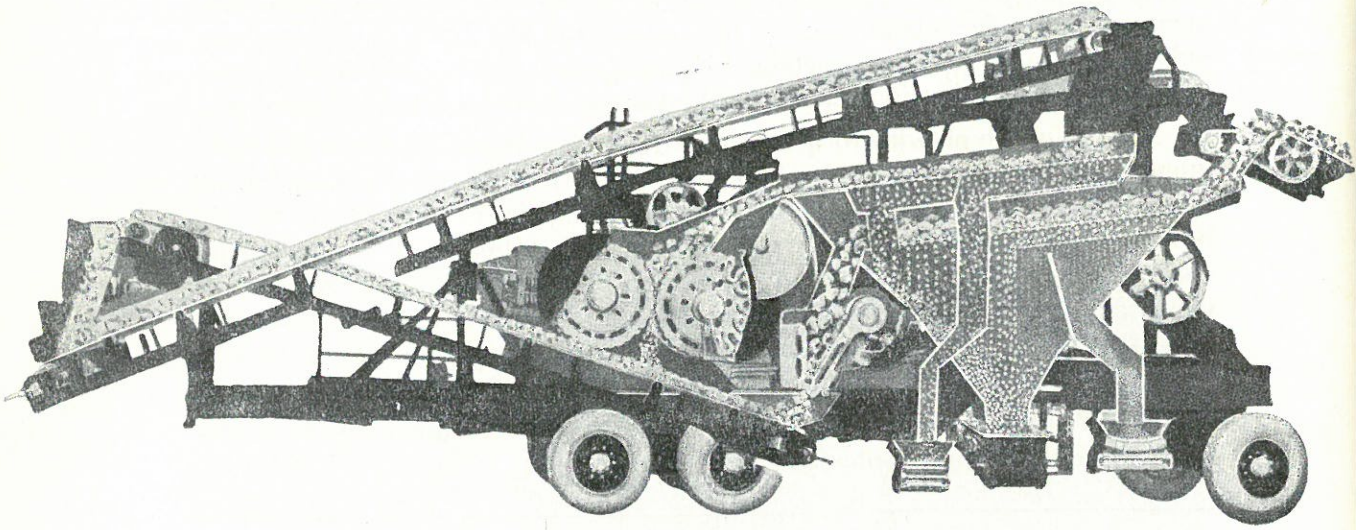


Figura 18-26.

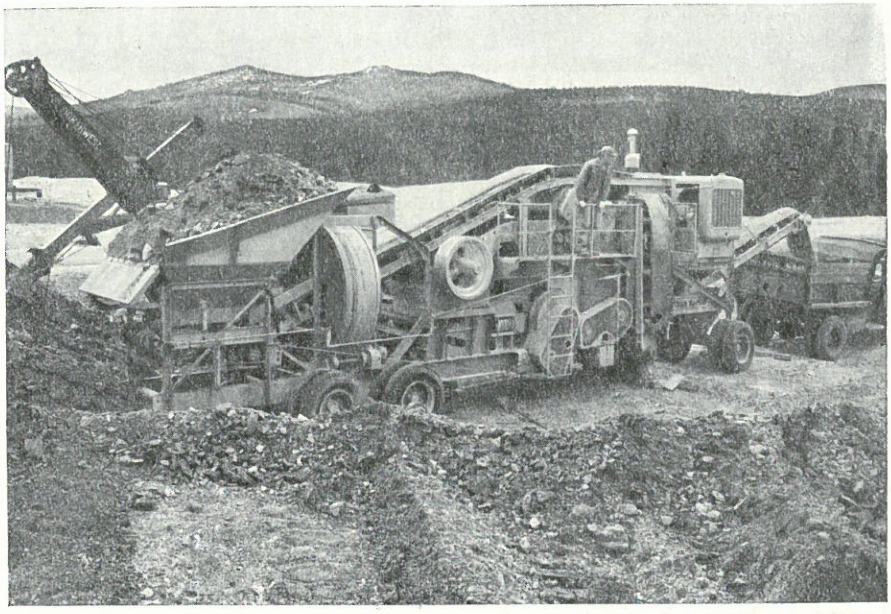


Figura 18-27.

materiales y silos semitransportables que sirvan para recoger el producto triturado y clasificado y facilitar su carga en camión.

La forma conveniente de disponer los diferentes elementos depende de la naturaleza de la piedra y de los tamaños de machaqueo que se deseen obtener; un buen rendimiento exige, en general, ya lo hemos visto, se disponga en serie de machacadoras que efectúen una reducción sucesiva de tamaños; por ello existen en el mercado una variedad de unidades diferentes que llevan una machacadora primaria de mandíbula (de hasta 46 × 91 cm. de tamaño de admisión), una secundaria que puede ser de abertura menor (hasta 30 × 91) o giratoria (hasta 0,56 m. de diámetro) y, por último, machacadoras de rodillos (hasta 102 × 61 centímetros de diámetro × ancho) o martillos de cualquiera de los tipos estudiados. Entre las diferentes unidades se intercalarán las vibroclasificadoras que seleccionan el material y las cintas o transportadores de cangilones que se consideren necesarios (figs. 18-28, 18-29 y 18-30).

Para que la instalación tenga mayor elasticidad y se puedan agrupar los elementos en la forma que convenga, cada unidad transportable normalmente lleva un motor propio; se consigue así, además, evitar transmisiones largas, que constituyen siempre una dificultad; los motores suelen ser de aceite pesado, para dar a las instalaciones una independencia que no se obtiene con los eléctricos.

Las dimensiones del conjunto de cada uno de los elementos deben ser tales que permitan su transporte por carretera sin una autorización especial, ni desmontar sus elementos; como máximo, puede aceptarse que haya que desarmar alguno de los transportadores que sobresalgan excesivamente del armazón general.

Pueden ir montadas sobre ruedas metálicas o neumáticos. Para que cada uno de los elementos independientes, una vez puestos en la instalación, queden bien fijos, evitando los movimientos que inevitablemente se producirían durante el funcionamiento, en caso de que quedasen montados sobre las ruedas, se apoyan en el terreno por medio de gatos hidráulicos.

Los rendimientos normales que se pueden obtener en instalaciones de este

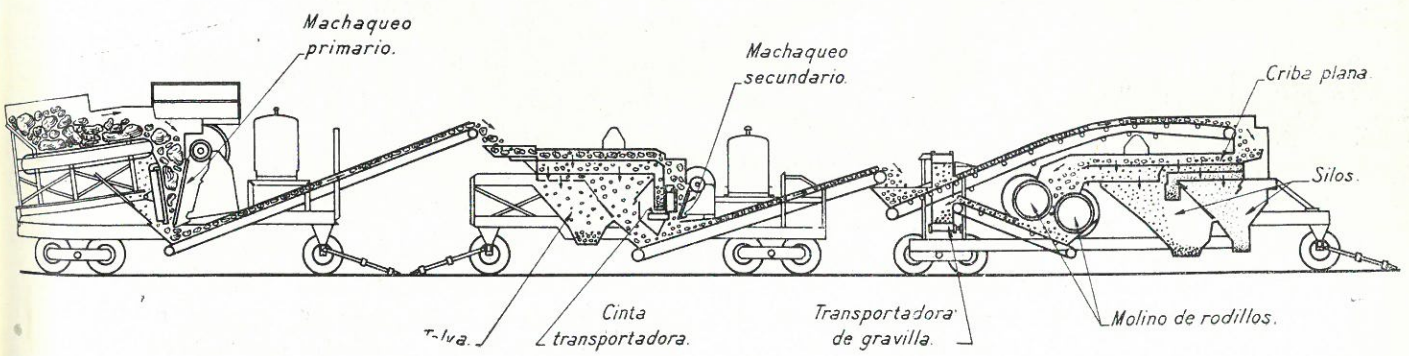


Figura 18-28.

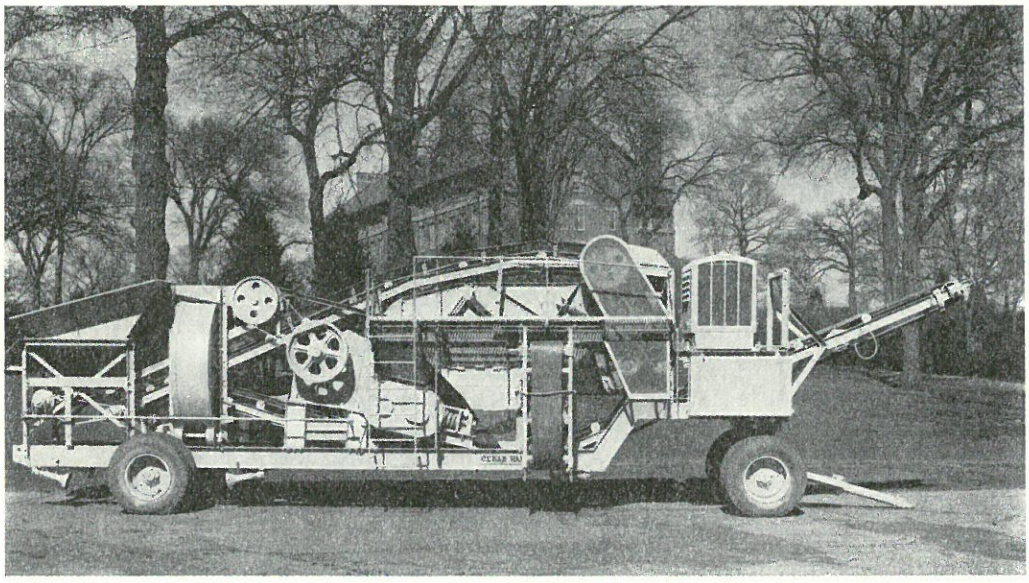


Figura 18-29.

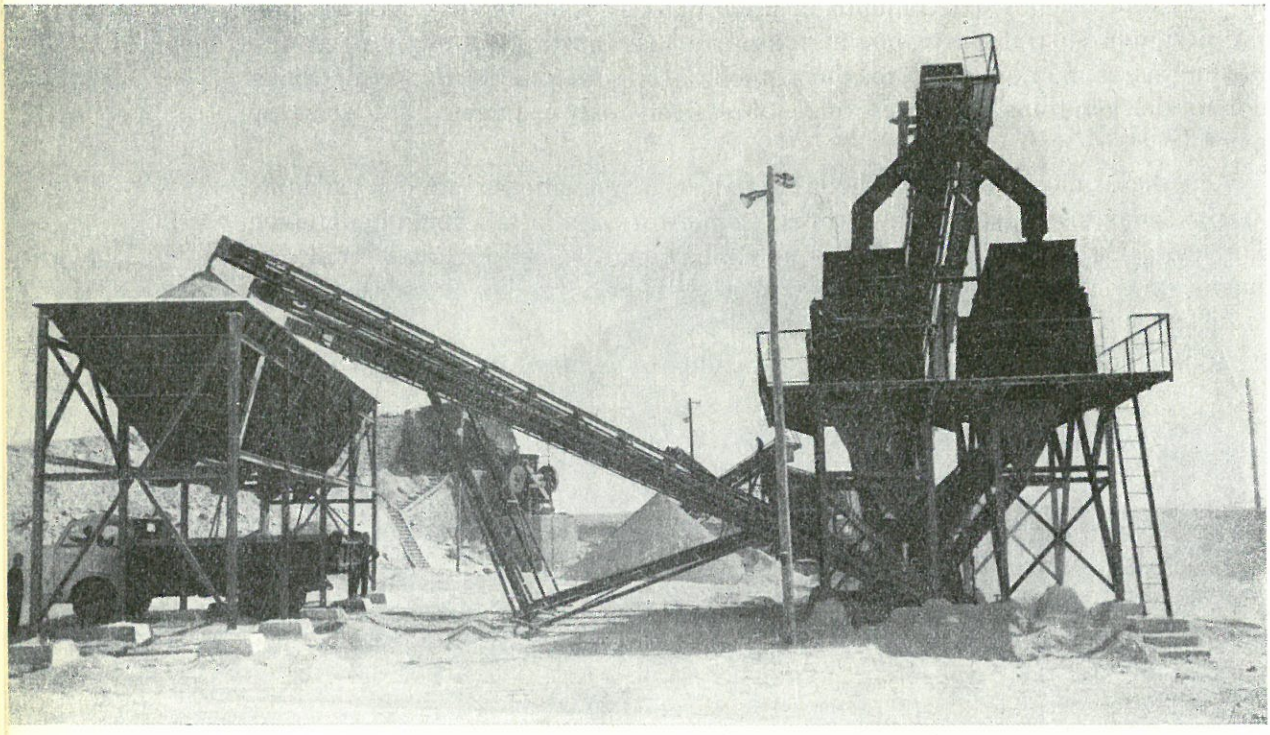


Fig. 18-30. — Estación de machaqueo de 100 Tm/h. de producción. Equipada con alimentador de vaivén, machacadora primaria de mandíbulas, precribado, tres molinos de martillos (uno para el rechazo), dos cribas de clasificación y cuatro tolvas de almacenaje de los diversos tamaños.

tipo varían de 25 a 250 Tm./hora, según su tamaño, aunque en algunas especiales se ha llegado hasta 500 Tm./hora.

A continuación se da el cuadro de dimensiones y rendimientos de instalaciones corrientes en el mercado:

Longitud total	11,58 m.	12,24 m.	13,77 m.
Ancho total	2,44 m.	2,44 m.	2,46 m.
Altura total	4,27 m.	4,36 m.	5,26 m.
Peso de la planta completa	20.797 Kg.	26.299 Kg.	32.160 Kg.
Potencia requerida	60-80 CV.	90-120 CV.	100-125 CV.
Rendimiento (suponiendo que el material obtenido tiene un 25 por 100 que no atraviesa el tamiz de 1")	46-61 $m.^3/h.$	76-96 $m.^3/h.$	107-153 $m.^3/h.$
Distancia entre ejes	6,11 m.	6,30 m.	7,57 m.
Número de ruedas delanteras	2	2	2
Número de ruedas traseras	4	4	4
Machacadora de mandíbula (dimensiones de la boca)	25 × 61 cm.	25 × 91 cm.	25 × 91 cm.
Molino de rodillos (dimensiones de los rodillos)	61 × 41 cm.	76 × 46 cm.	102 × 56 cm.
Vibroclasificadora de 2,5 tamices (dimensiones)	0,91 × 3.05 m.	1,22 × 3,05 m.	1,22 × 3,66 m.

18.16. Preparación de adoquines. Máquinas de labra. — Los adoquines se pueden labrar a mano por personal especializado de canteras; el trabajo se realiza, generalmente, a destajo, pagándose por piezas. El precio depende del tipo de labra y de la clase de material; especialmente la naturaleza de la piedra influye mucho en el coste; las más blandas no son las más fáciles de labrar; el granito, cuanto más fino sea su grano más fácilmente parte, pues marcada la línea de rotura a puntero, con un golpe de martillo se corta por un plano prácticamente perfecto; en cambio, las piedras blandas, calizas y las volcánicas, ofitas, etcétera, son difíciles de lablar, pues hay que terminar a puntero las caras del adoquín.

Se han empleado bastante máquinas de labrar; consisten en un puntero que se mueve mecánicamente y produce la labra lo mismo que a mano.

18.17. Cilindros apisonadores. — Gran número de firmes de distintas clases necesitan, como elemento fundamental, el empleo de cilindros apisonadores para la consolidación de la piedra.

En trabajos donde basta que la consolidación sea muy ligera, pueden emplearse cilindros de tracción independiente; generalmente son de fundición y pueden arrastrarse por caballerías que se enganchan a la lanza, por camión o tractor (fig. 18-31); sin lastrar, su peso varía de 2 a 5 toneladas y el lastre puede incrementarlo en 1,5 a 2 toneladas. En los tipos modernos hay algunos que lle-

van un par de neumáticos que se pueden bajar, con lo cual se arrastran cómoda y rápidamente en transporte.

Los cilindros apisonadores con motor propio pueden clasificarse:

Por el núm. de rodillos .....
- De dos (*tándem*)
- De tres ..... (Los tres paralelos. / Dos traseros y uno de dirección.)

Por la clase de motor .....
- De vapor.
- De gasolina.
- De aceite pesado

Los primeros cilindros que se construyeron fueron con motor de vapor; probablemente la necesidad de colocar la caldera y la máquina de vapor hizo que se proyectasen con tres rodillos: uno delantero, de dirección, que se mueve por un tornillo sin fin y una cadena, y dos traseros, motores; las huellas de estos tres

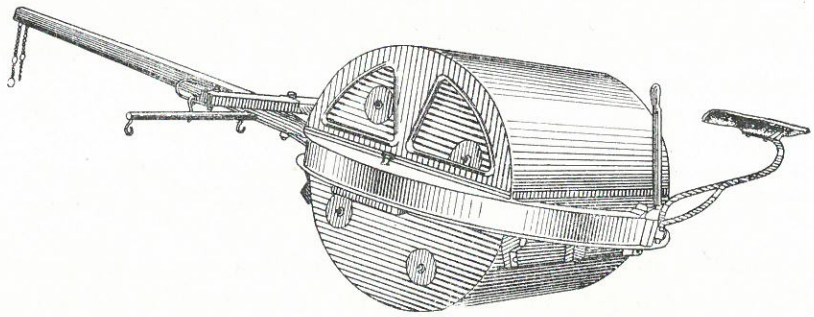


Figura 18-31.

rodillos se deben superponer ligeramente; el delantero tiene un ancho de 1,10 a 1,30 m. y un diámetro de 1 a 1,20 m.; sobre el eje de la rueda delantera va montada una horquilla, en la que se apoya la caldera; los rodillos traseros tienen una anchura de 0,40 a 0,50 m. y un diámetro variable de 1,40 a 1,90 m.; el ancho de la zona de apisonado es de 2 m. aproximadamente. También se construían apisonadoras de dos cilindros (*tándem*).

Modernamente ya sólo se construyen apisonadoras con motores de gasolina o Diesel (figs. 18-32 y 18-33) que son más delicados que el motor de vapor, pero, en cambio, se ponen en marcha en el acto, mientras que en los de vapor es preciso perder de una a una y media horas para que éste alcance la presión necesaria; aunque precisan más cuidados, son más agradables de manejar que las de vapor, y por eso las suele preferir el personal; la transmisión de movimiento al rodillo motor se realiza por un sistema de engranajes. Para que el motor tenga la suficiente elasticidad, se utilizan, en los de gasolina, tipos de seis cilindros; se han construido apisonadoras con un doble embrague fluido, lo cual asegura una suavidad de tracción muy importante para la uniformidad de rasantes del firme. Es preciso que los cilindros lleven un dispositivo para limpiar su superficie, evitando que el recebo del firme se adhiera a ella; cuando se uti-



Fig. 18-32. — Rodillo tándem liso.

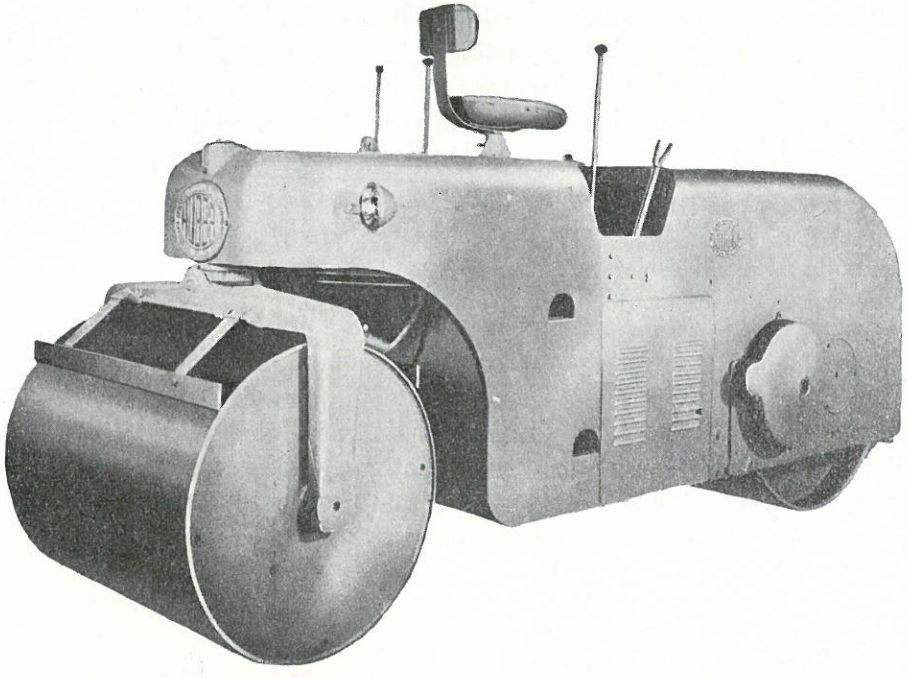


Figura 18-33.

lizan para la construcción de firmes asfálticos conviene dispongan de un pequeño depósito de agua y una barra perforada sobre los cilindros, para que se humedezca ligeramente su superficie y el asfalto no se pegue a ella. Pueden adaptarse a la parte trasera de los cilindros púas escarificadoras que realizan esta operación fácilmente, aunque sin alcanzar una gran profundidad.

Los cilindros de tres rodillos pueden tener los tres paralelos; para un mismo peso total, el apisonado es más eficaz.

Los cilindros apisonadores deben tener pesos diferentes, según las operaciones en que se empleen; para el apisonado de capas de gravilla en tratamientos superficiales, de 4 a 8 toneladas; para la capa inferior de firmes asfálticos, de 8 a 12 toneladas, y en recargos de macadam, de 12 a 16 toneladas. En los cilindros se fija la carga de apisonado por centímetro de ancho de llanta, que es, en definitiva, la que actúa en la consolidación final del pavimento; cuando el firme está sin consolidar, la carga se concentra en los puntos salientes, excediendo de la media característica del cilindro; son corrientes cargas, por centímetro de ancho de rueda, que oscilan entre 30 y 50 Kg.

Se ha llegado a 20 toneladas de peso, pero, a nuestro juicio, no es recomendable exceder de 16 toneladas; cilindros mayores tienen forzosamente movimientos bruscos, especialmente en los cambios de sentido de marcha y velocidad, y el apisonado del firme no es uniforme, produciéndose ondulaciones difíciles de corregir; hay, además, peligro de que la piedra se rompa.

Los rodillos de las apisonadoras pueden ser de fundición, acero moldeado o palastro soldado; se deben poder lastrar con agua, lo cual permitirá aumentar el peso de la apisonadora cuando el tipo de trabajo así lo exija; se puede llegar fácilmente, con dimensiones normales, a incrementar la carga en un 40 por 100. Es conveniente iniciar el apisonado con un rodillo ligero y aumentar el peso cuando se ha alcanzado una superficie suficientemente regular para lograr el máximo de consolidación.

Los motores necesitan tener una potencia de 2 HP. por tonelada, si es Diesel, y 1,5 HP. si es motor de vapor; la menor potencia necesaria en estos últimos se explica por la mayor elasticidad del motor de vapor que, en un momento difícil, puede suministrar un exceso de potencia importante; como consumo de combustible puede considerarse:

Motor Diesel: 250 gr. por HP.-hora.
Motor de vapor: 2 Kg. de carbón y 15 litros de agua por HP.-hora; 1/10 de la jornada en aprovisionamiento de combustible.
Aceite de engrase: común a los dos tipos, 10 gr. por HP./hora.
Amortización para los cilindros del motor Diesel o de gasolina: 7 1/2 por 100 anual; en los de vapor, 5 por 100 anual.

El rendimiento de las apisonadoras en una labor de consolidación de piedra sin betún — macadam corriente — depende de la naturaleza de la piedra, calidad del recebo y que el firme tenga la humedad precisa; en todo caso, si se quiere lograr un rendimiento elevado, no deben apisonarse, de una vez, capas

de piedra de espesor superior a 15 cm.; puede considerarse como rendimiento normal, en unas condiciones medias, 25 metros cúbicos diarios (ocho horas) con una apisonadora de 12 a 16 toneladas.

Las apisonadoras de vapor tienen velocidad de trabajo de 3 Km./hora y de marcha de 5 Km./hora; pueden funcionar con pendientes longitudinales hasta el 10 por 100; las de motor de combustión tienen tres o cuatro marchas, y con ellas las velocidades pueden oscilar entre 3 y 8 Km./hora. El transporte por carretera de las apisonadoras es forzosamente muy lento; existen unas pequeñas plataformas sobre neumáticos, a las cuales puede subir por sus propios medios la apisonadora; la plataforma se engancha a un camión. En rodillos ligeros hay algunos tipos que llevan dos pares de neumáticos que al bajar permiten que la máquina quede enganchada a un camión y apoyada exclusivamente sobre ellos; el transporte es muy rápido. Hay otras que quedan montadas sobre cuatro neumáticos y entonces pueden moverse a velocidad elevada propulsados por el mismo motor de la máquina.

Se utilizan hoy mucho los cilindros de neumáticos (fig. 18-34 y 18-35), son

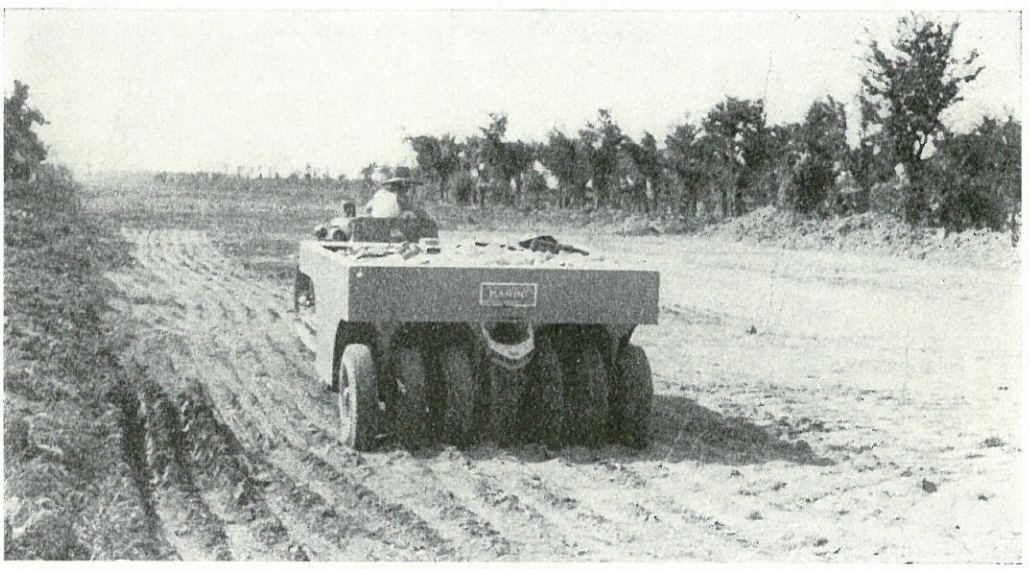


Fig. 18-34. — Rodillo de neumáticos de peso variable con lastre de piedra.

especialmente útiles para las capas superficiales asfálticas, pues fijan la gravilla sin romperla, como ocurre con los metálicos.

También se emplean mucho los rodillos vibratorios. Para que la vibración sea eficaz es preciso que la naturaleza del material consolidado sea buena conductora de la vibración y que la frecuencia de ésta sea próxima a la crítica del material a consolidar; es decir, que no todos los materiales se pueden consolidar bien por vibración y que el rendimiento que en la operación se obtenga

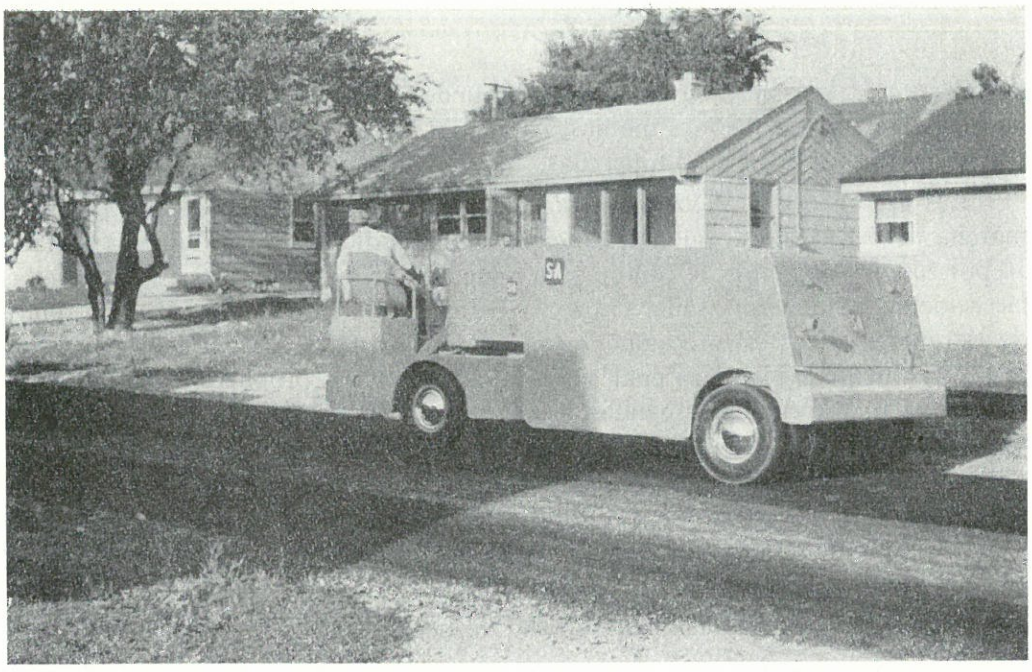


Fig. 18-35. — Rodillo de neumáticos de gran peso, regulable por el lastre.

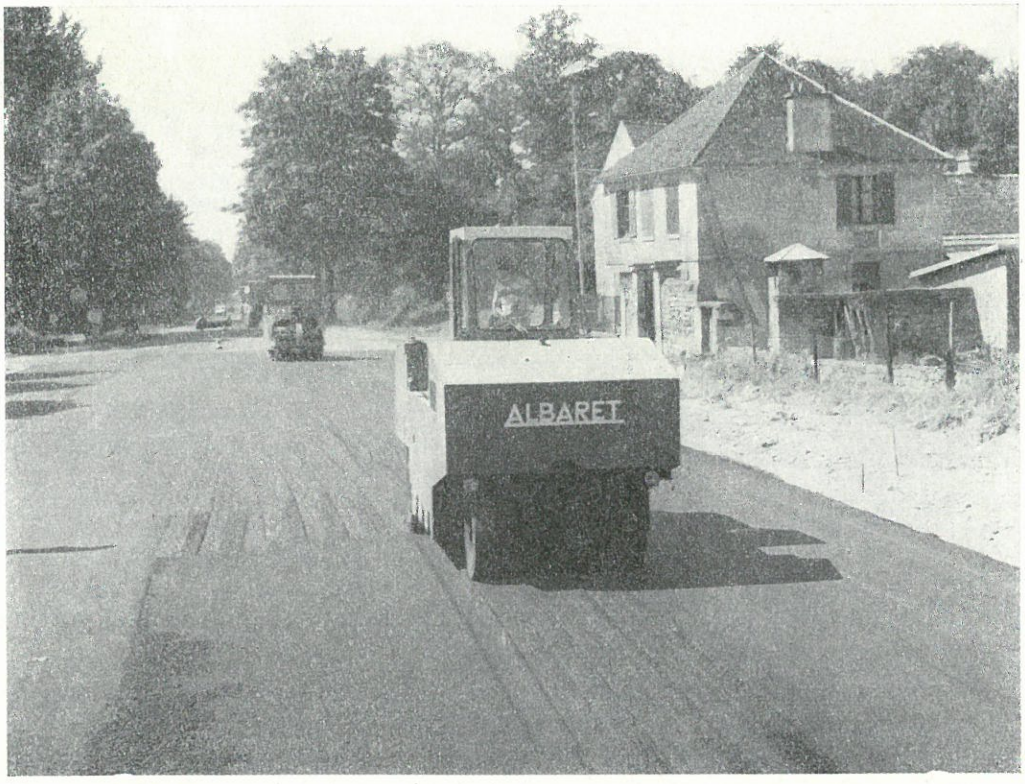


Fig. 18-36. — Apisonadora de neumáticos trabajando conjuntamente con cilindro tándem de rodillos lisos en el apisonado de pavimentos de mezcla asfáltica.

depende de que la vibración sea apropiada a la naturaleza del material a consolidar.

Los rodillos vibrantes pueden ser remolcados (fig. 18-37 y 18-38) o autopropulsados. En todo caso, la vibración se produce normalmente por un motor independiente del de propulsión. La frecuencia es relativamente baja (600 a 4.500 r. p. m.). Sus pesos son muy variables, desde 350 Kg., que se manejan

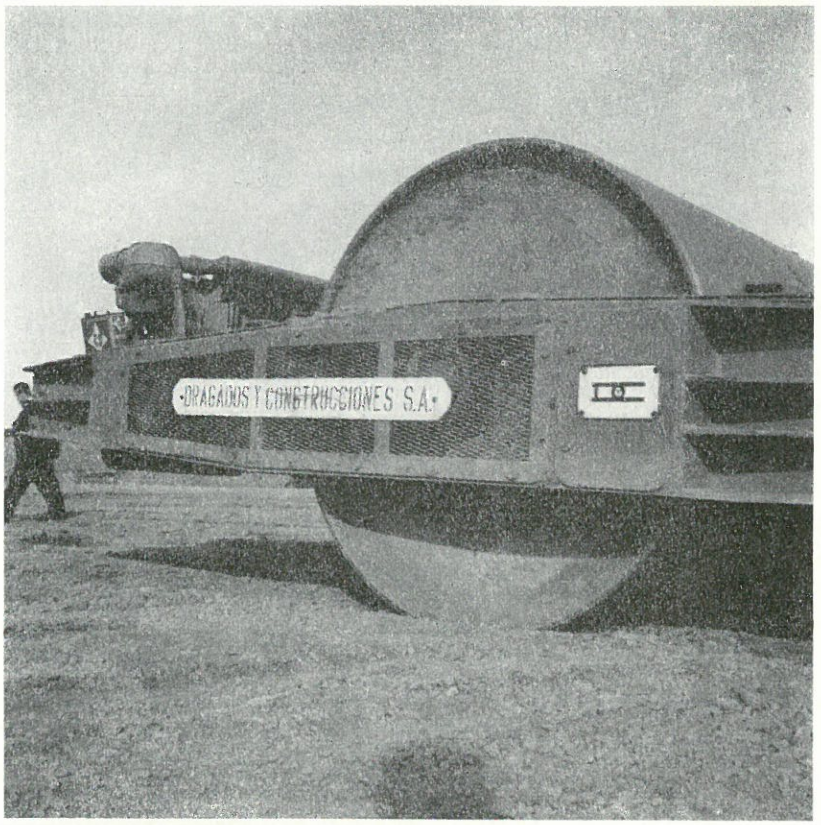


Figura 18-37.

a mano, hasta 13 toneladas; el efecto de apisonado, si el material que se consolida es adecuado, es muy superior al que corresponde al peso del rodillo. Estos cilindros tienen a veces ruedas neumáticas. Los pequeños cilindros vibradores son de gran utilidad para las obras de ensanches o pequeñas reparaciones. Las bandejas metálicas consisten en unas bandejas independientes de un ancho de 35 a 75 cm.; se emplean por unidades simples o acopladas hasta seis en línea; pueden ser autopropulsadas o ir remolcadas por otra máquina (apisonadoras, tractor o niveladoras). El mecanismo de vibración puede ser producido eléctrica, mecánica o hidráulicamente. Las frecuencias varían de 1.200 a 4.500 r. p. m. con un efecto apisonador de 1,5 a 4 toneladas. Su rendimiento es menor que el de los rodillos, pero, en cambio, consolidan muy efi-

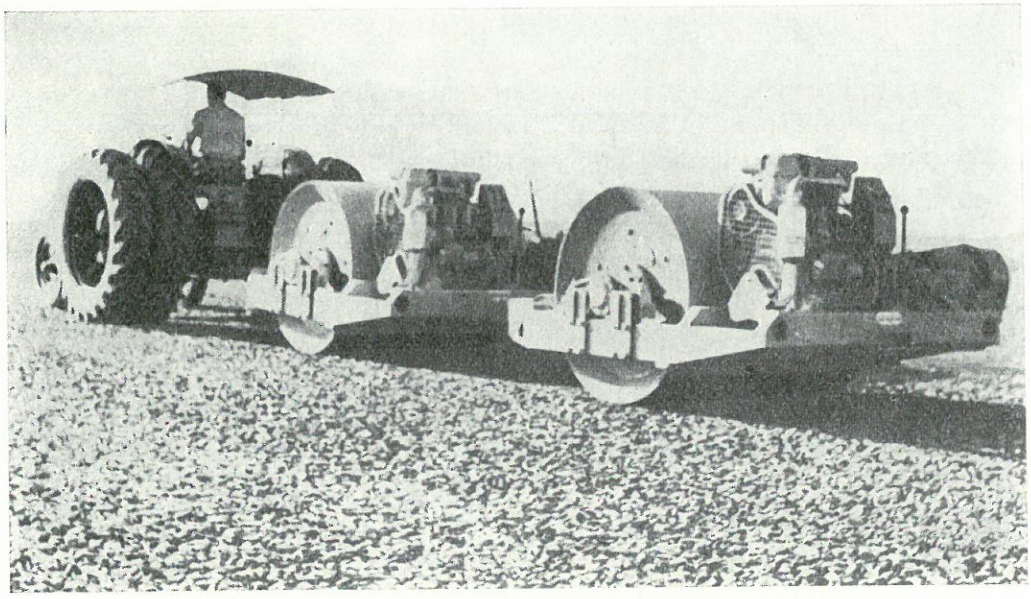


Fig. 18-38. — Rodillos apisonadores vibratorios remolcados.



Figura 18-39.

cazmente la capa superficial; rinden bien en la consolidación de bases granulares o de macadam con recebo granular. En Estados Unidos se han empleado con éxito acopladas a un rodillo apisonador, pues complementan muy eficazmente la labor de éste. Con un solo operador y un solo motor se cumplen las dos funciones.

Es muy interesante, para ensanches pequeños, el dispositivo que puede verse en la figura 18-39: el vibrador va colocado lateralmente en el tractor, que marcha por la carretera.

Existe un tipo mixto de supercompactador, con neumáticos y cilindro liso; los primeros, de pequeño diámetro, realizan la compactación del firme que termina el rodillo liso, dando una superficie completamente uniforme que no se podría lograr sólo con el paso de los neumáticos.

18.18. Tanques de agua. — El agua se necesita en obra para dos fines: *a*), aprovisionamiento de las máquinas; *b*), riego del firme. El consumo de agua que se precisa por ambos conceptos es importante; para un cilindro de vapor se necesitan, al día, de 10 a 12 metros cúbicos de agua en total, máquina y firme; para que un firme de macadam tenga la humedad precisa en el momento del apisonado, hace falta de 30 a 40 litros de agua por metro cúbico de piedra. Como la obra de construcción de un camino se desarrolla linealmente, el problema del abastecimiento de agua se presenta siempre, en mayor o menor escala; es muy importante tomar *a priori* las medidas necesarias para resolverlo, pues no hacerlo plenamente representará un retraso en la obra, un mayor coste por mal rendimiento de las máquinas y la necesidad de un apisonado más fuerte para alcanzar la densidad precisa.

El aprovisionamiento de agua debe hacerse por camiones-tanque; su capacidad media recomendable de 3.000 a 4.000 litros; no conviene tamaños mucho mayores, porque resulta un conjunto muy pesado que marcha difícilmente por los malos caminos que, frecuentemente han de utilizar. Es preciso que tengan bomba de aspiración para tomar el agua de puntos bajos, caso corriente. El aparato de riego, barra o alcachofa, debe distribuir el agua de manera muy uniforme, en pequeña cantidad y sin presión o con presión muy reducida, pues, en caso contrario, arranca y arrastra el recebo. Los tanques pueden no llevar motor e ir remolcado por camión corriente o tractor.

Para obras muy pequeñas pueden emplearse carros-cuba con tracción animal.

18.19. Aparatos para el fundido y extensión de los materiales bituminosos. — Los materiales bituminosos, excepto las emulsiones y algunos aceites ligeros, es preciso calentarlos con objeto de que su viscosidad disminuya lo necesario para que sea posible su extensión en el firme o su mezcla con la piedra. La aplica-

ción al firme del producto es preciso hacerla a presión y con una distribución suficientemente uniforme para que el pavimento resulte homogéneo.

Tipos de calderas. — Las calderas pueden ser:

a) Solamente de fusión del producto bituminoso.

b) De fusión y distribución de la mezcla en el firme.

c) De abastecimiento: transportadores del producto fundido.

Las que son simplemente de fusión constan de la caldera propiamente dicha, con su aparato de calentamiento; algunas llevan unas bombas con objeto de pasar el betún fundido a los aparatos de mezcla con la piedra o a las calderas de abastecimiento. Las calderas de fusión suelen establecerse en un punto fijo, donde está almacenado el betún y, en su caso, junto a la máquina mezcladora; tienen ruedas metálicas o neumáticos y se transportan remolcadas por un camión o tractor. Se construyen de gran capacidad, llegando hasta los 15.000 litros, aunque el tamaño normal es de 5.000 a 6.000 litros.

El calentamiento del producto bituminoso debe hacerse con uniformidad; hay que lograr la temperatura necesaria, pero al mismo tiempo evitar que en ningún punto de la caldera pase de la máxima admisible para cada tipo de producto. La vigilancia de la temperatura es fundamental; deben existir termómetros suficientemente visibles para el operador con objeto de que el calentamiento se mantenga en todo momento dentro de los límites convenientes; no hay que perder de vista que el firme resultará mal lo mismo por falta que por exceso de temperatura del betún; si se quema, no tendrá poder ligante; si falta temperatura dará un exceso de dosificación del producto, que representará un mayor gasto y una mayor plasticidad; el firme se ondulará, si se trata de mezcla de piedra y betún, o dará una superficie que se arrugará y no tendrá la uniformidad imprescindible. El calentamiento se hace con leña o aceite combustible (corrientemente, keroseno). El calentamiento con leña es lento y generalmente caro; para alcanzar la temperatura necesaria se precisa bastante tiempo. El mechero de aceite combustible es práctico y sencillo; tiene un pequeño depósito de combustible, desde el cual éste pasa a presión a través de un pulverizador; se enciende en el acto, e instantáneamente, por tanto, se producen las calorías necesarias para la fusión; ésta tiene lugar rápidamente. La temperatura se puede regular manejando la llave de suministro de combustible. Para que el calentamiento sea uniforme, las casas constructoras tienen disposiciones diversas; en la figura 18-40 puede verse una, en la cual hay una cámara inferior de calentamiento en contacto directo con el fondo de la caldera; unas pantallas obligan a los productos de la combustión a seguir el recorrido preciso para calentar las paredes laterales; en otros tipos, los gases calientes pasan por el interior de la masa de betún a fundir a través de tubos (fig. 18-41); el consumo de combustible puede considerarse de 0,10 litros para elevar 1° C. 1.000 litros de producto bituminoso. Hay, en fin, sistemas que emplean el calentamiento por vapor, en-

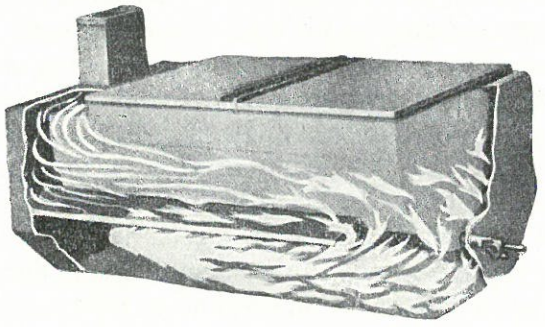


Figura 18-40.

gendrado en un aparato especial y que se distribuye por una doble envolvente o un serpentín.

Las calderas distribuidoras del betún tienen que ser móviles, puesto que deben avanzar a medida que progresa el trabajo; el medio de tracción depende del tamaño y, por tanto, del peso; los tipos pequeños se transportan a mano y los mayores, arrastrados por un camión o tractor, o van montados permanentemente sobre el chasis de un camión. La capacidad normal varía de 250 litros hasta 5.000 ó 6.000 litros, aunque a veces, con tractor independiente, se ha llegado a capacidades bastante mayores: hasta 15.000 litros.

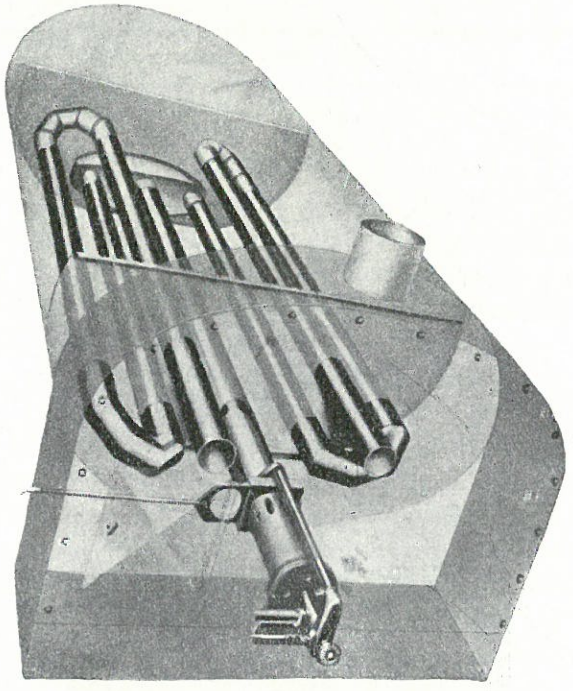


Figura 18-41.

La presión necesaria para la distribución del betún se puede lograr con una bomba que se acciona a mano, en los tipos más elementales, o por un motor; la bomba tiene que ser especial, para evitar que se atasque; al terminar el trabajo se debe tener un cierto tiempo trabajando en vacío para que quede completamente limpia antes de que se enfríe el betún, en cuyo caso para ponerla en marcha habrá que desarmarla o calentarla exteriormente para que el betún adquiera la suficiente fluidez; se ha recurrido en algunos tipos a construir la caldera de fusión del producto bituminoso cerrada herméticamente, y en ella, por medio de un compresor, se inyecta aire caliente, que obliga al betún a salir por el distribuidor a la presión deseada; se suprime así todo mecanismo que se pueda atascar; este sistema se emplea en calderas distribuidoras de tipo grande, especialmente cuando son automotoras, en cuyo caso el compresor va accionado por el motor del camión.

Los aparatos distribuidores (fig. 18-42) deben pulverizar el producto bituminoso para esparcirlo sobre una superficie determinada lo más finamente po-

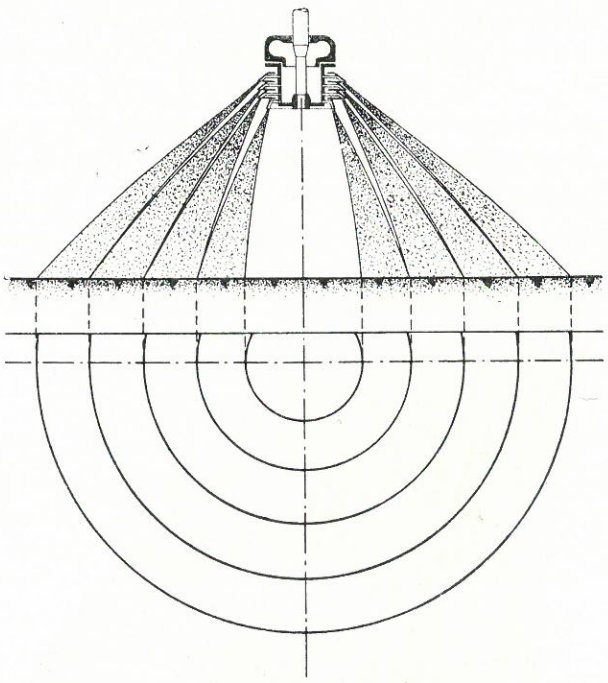
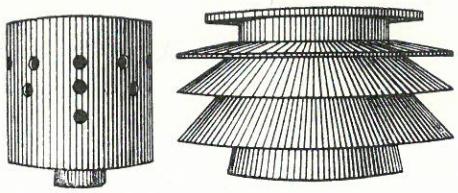


Figura 18-42.



sible; cuando tiene viscosidad elevada a la temperatura de aplicación y especialmente cuando se trata de asfaltos naturales, por ejemplo, tipo Trinidad o Boeton, con una proporción relativamente grande de materia mineral, los pulverizadores corrientes se atascan con frecuencia; es necesario usar aparatos especiales más gruesos.

En todo caso, aun con productos de viscosidad baja y sin cantidad apreciable de materia orgánica, es preciso tener la precaución, al terminar el trabajo, de que las tuberías de distribución y los pulverizadores queden completamente

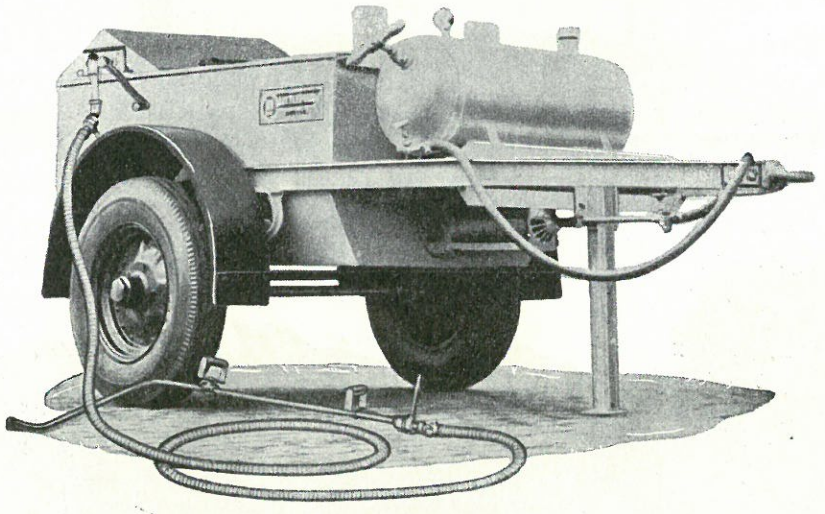


Figura 18-43.

vacíos, pues si no se hace así, el betún se solidifica y el conjunto de la distribución no funciona al reanudarse la operación; hay que calentar las tuberías y distribuidores, con pérdida de tiempo y los inconvenientes consiguientes.

En las calderas pequeñas, los aparatos distribuidores van unidos a ellas por tuberías flexibles, al final de las cuales existe una lanza, que se mueve a mano, con el pulverizador en el extremo (fig. 18-43). Cuando se trata de calderas grandes movidas con motor, suelen llevar una barra de distribución con el número de pulverizadores precisos para que sus conos de distribución se superpongan y el betún se reparta uniformemente; la longitud de la barra de distribución varía de 1,80 a 7 metros (figs. 18-44 y 18-45). La proporción de betún depende de la velocidad de marcha de la caldera, y es necesario tener bastante cuidado para alcanzar la distribución deseada; los aparatos de medida, que dependen del tipo de distribución, deben estar bien a la vista del conductor para que sea posible comprobar la cantidad de betún repartido. Antes de empezar a extender betún, en cada jornada conviene asegurarse del buen funcionamiento de los pulverizadores y, periódicamente, es necesario comprobar su rendimiento; para ello se emplean diferentes dispositivos que, en definitiva, consisten en recoger

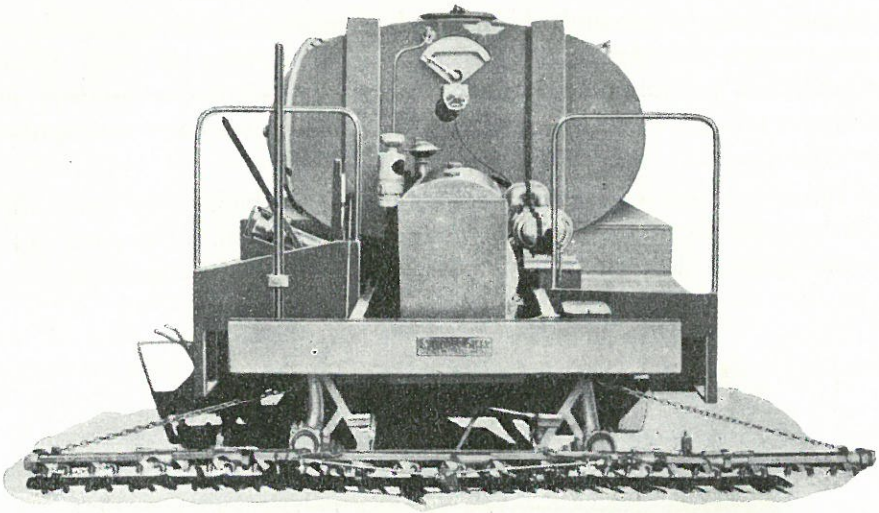


Fig. 18-44. — Barra larga camión.

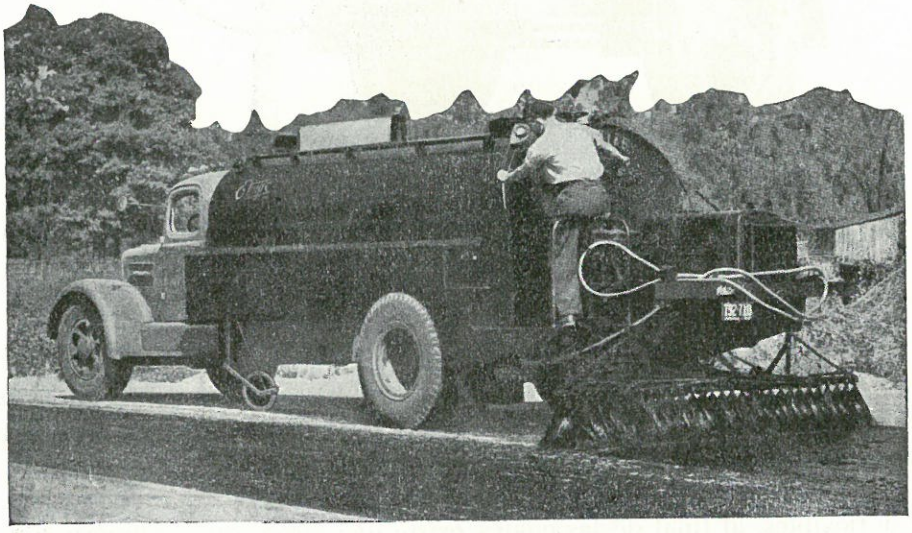


Figura 18-45.

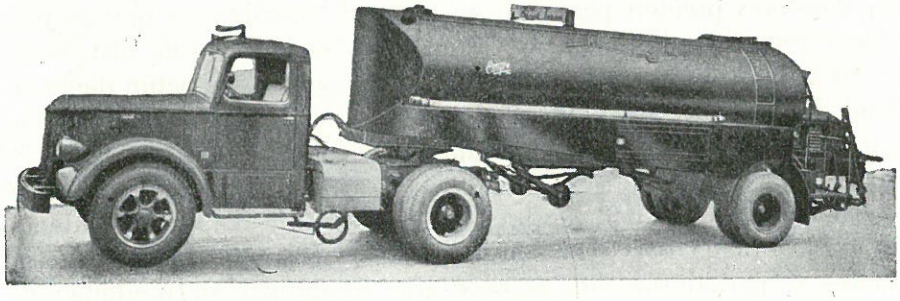


Fig. 18-46.

y pesar independientemente el betún de cada uno de los pulverizadores. Las calderas pueden ir montadas sobre el bastidor de un camión (fig. 18-45) o bien sobre un chasis independiente, moviéndose con un tractor (fig. 18-46); en estos tipos se llega a capacidades hasta de 15.000 litros.

Hoy día es práctica corriente la distribución del betún a granel para evitar no solamente el gasto que el bidón representa, sino también las pérdidas de su almacenamiento en obra y vertido a las calderas de fundido. Hay también un importante ahorro de tiempo en el fundido en obra del betún. Este llega a granel a grandes instalaciones desde los puntos de producción y en ellas se conserva caliente a la temperatura conveniente para que pueda manejarse con las bombas de trasiego, de 40 a 50° C. si se trata de betún de destilación y menores si son betunes fluidificados. De estas instalaciones se carga directamente a camiones tanque de capacidad adecuada, que lo trasladan al sitio de empleo. Al llegar a él se da al betún, por medio de los calentadores del camión, la temperatura necesaria para su aplicación. Es muy corriente que el transporte se realice en calderas cerradas, en las que se mantiene la temperatura precisa para conservar la viscosidad del producto; no tienen, generalmente, aparato distribuidor ni motor propio, moviéndose con uno independiente (fig. 18-47). De estos camiones de transporte el betún se puede trasladar a los tanques distribui-

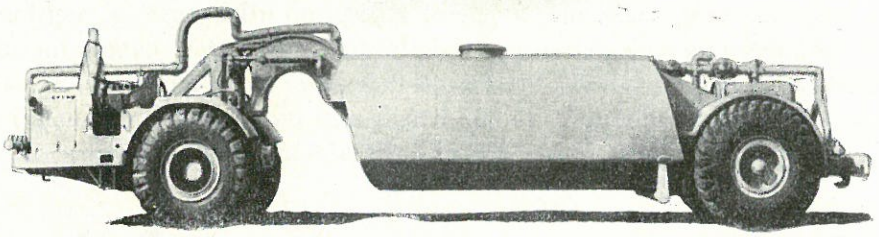


Fig. 18-47.

dores, o bien, para evitar esta operación, emplear unos pequeños aparatos de presión independientes, que se adaptan al tanque (fig. 18-48).

Aparatos para calentar la herramienta. — La herramienta de mano, que se utiliza en la construcción de firmes bituminosos debe calentarse previamente a su empleo, con objeto de que el betún no se pegue a ella; puede hacerse con leña o con quemadores de aceite (fig. 18-49).

18.20. Distribución de emulsiones y aceites ligeros de aplicación en frío. — En este caso no hay que calentar; solamente se necesita una bomba que recoja la emulsión y la distribuya con la presión conveniente y debidamente pulverizada; la disposición más sencilla es (fig. 18-50) una bomba que recoja la emulsión del mismo barril y la lleve al pulverizador. Cuando se requiera emplear aire

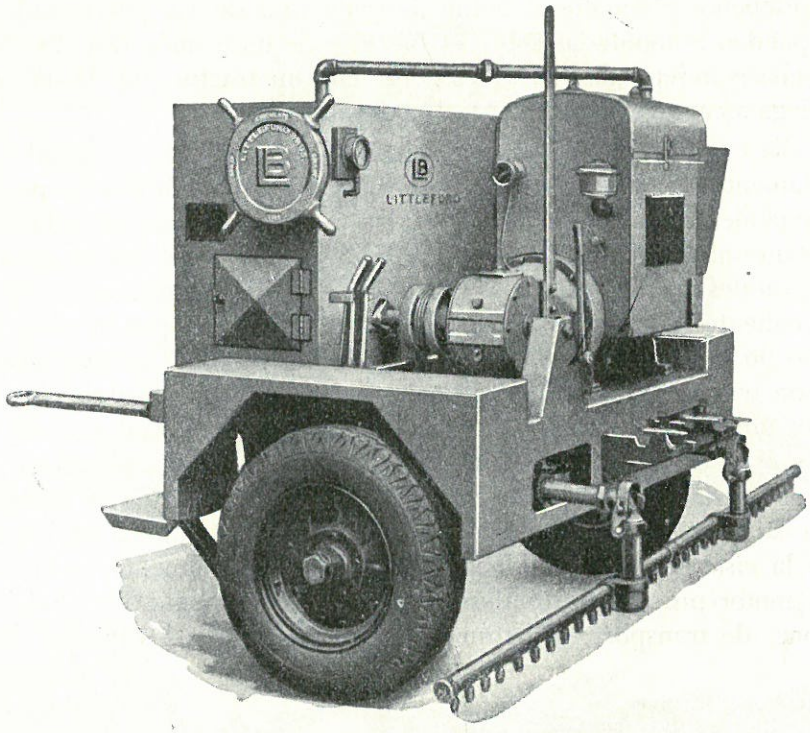


Fig. 18-48.

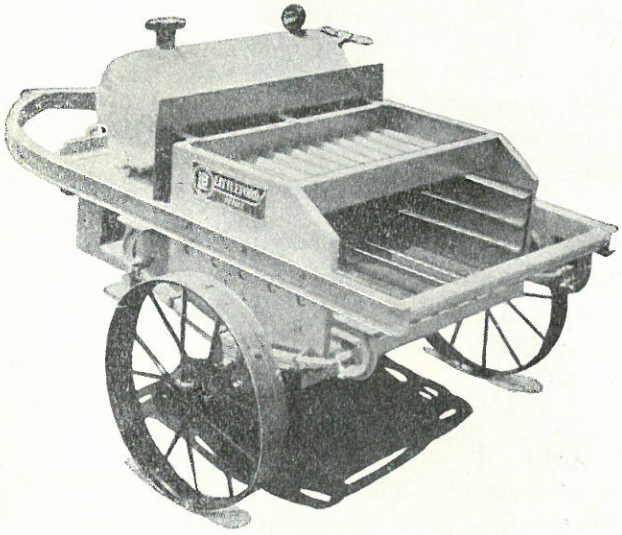


Fig. 18-49.

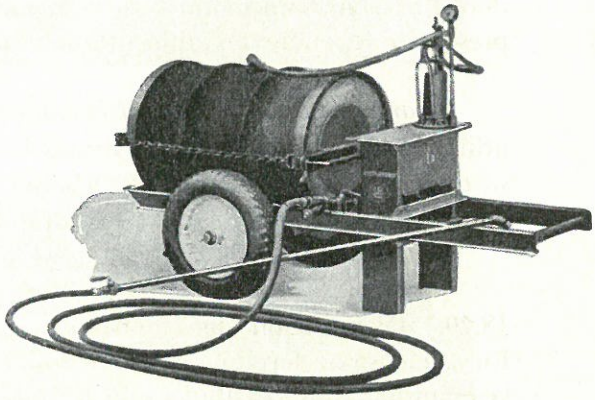


Figura 18-50.

a presión, evitando que el betún pase por la bomba, es necesario que la emulsión vaya en un tanque, cerrado herméticamente; un compresor (fig. 18-51) produce la presión para la distribución.

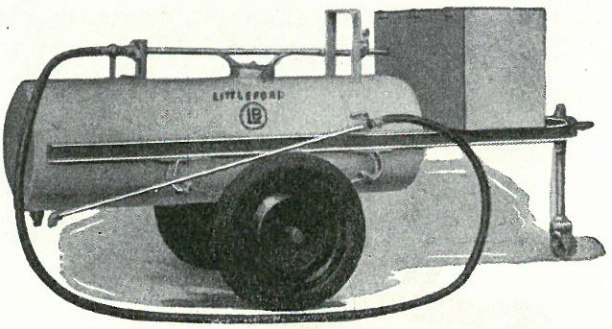


Figura 18-51.

18.21. Calentador superficial. — En obras de reparación de firmes bituminosos es necesario, con frecuencia, calentar la superficie del pavimento, unas veces con objeto de levantar el material viejo y lograr que la reparación se una al firme antiguo, y otras, a fin de igualar la superficie vieja antes de proceder a efectuar un nuevo tratamiento superficial, o secarla convenientemente cuando se trata de una reparación pequeña. Los calentadores van provistos de un pequeño quemador de keroseno que distribuye el calor sobre la superficie del firme en la proporción conveniente (fig. 18-52).

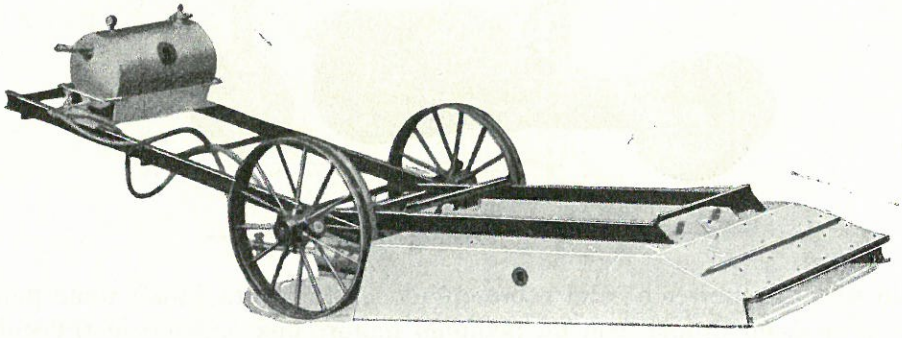


Figura 18-52.

18.22. Limpieza del firme. — Todos los firmes en los que se utilizan productos bituminosos precisan limpiar el polvo que exista sobre el cimiento de macadam con objeto de que el betún se adhiera a él. Cuando la extensión a limpiar es pequeña, se utilizan cepillos de mano (fig. 18-53), que generalmente se mueven por un solo obrero, aunque también existen tipos que pueden ser mane-

jados por dos. Son de piazzava o de fibra metálica; esta última es especialmente conveniente cuando se desea limpiar la superficie de un macadam ejecutado con un recebo fuerte.

Cuando se trata de limpiar una extensión importante, se utilizan cepillos movidos mecánicamente. Son escobas giratorias, montadas sobre un eje, que se

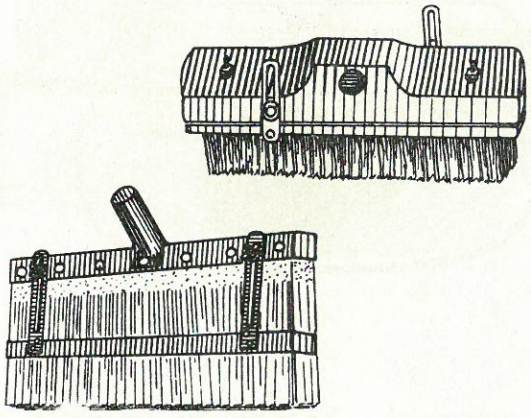


Figura 18-53.

aplican sobre el firme con presión regulable a voluntad. La figura 18-54 representa una limpiadora moderna dispuesta para ser arrastrada por un camión o tractor.

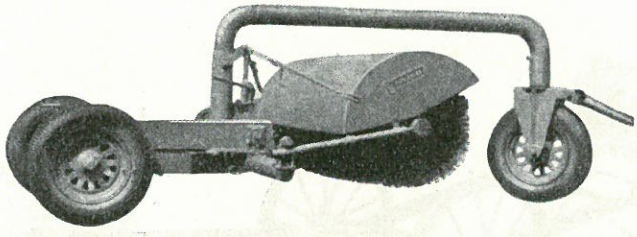


Fig. 18-54.

Un tipo más perfecto es el representado en la figura 18-55; tiene para la escoba propulsión propia, con un pequeño motor; una cadena de transmisión une las ruedas traseras con el eje del cepillo, para hacerlo girar a dos velocidades diferentes: 92 y 146 revoluciones por minuto. El cepillo se puede levantar o bajar más o menos por medio de un mando hidráulico. Para el transporte se lleva elevado y desconectado de la transmisión, para que no gire. La fibra puede ser, como en los cepillos, de mano, de piazzava o metálica; la longitud del cepillo llega hasta 3 metros; la velocidad normal de trabajo, 8 a 10 kilómetros-hora.

Se emplea también, para la limpieza del firme, aire comprimido; producido

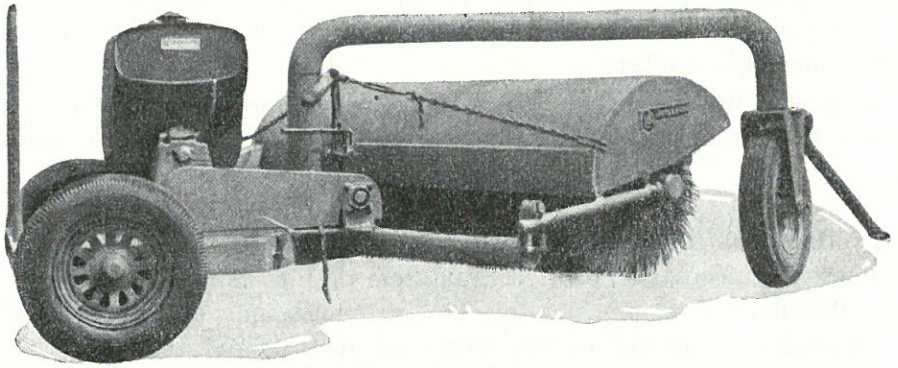


Figura 18-55.

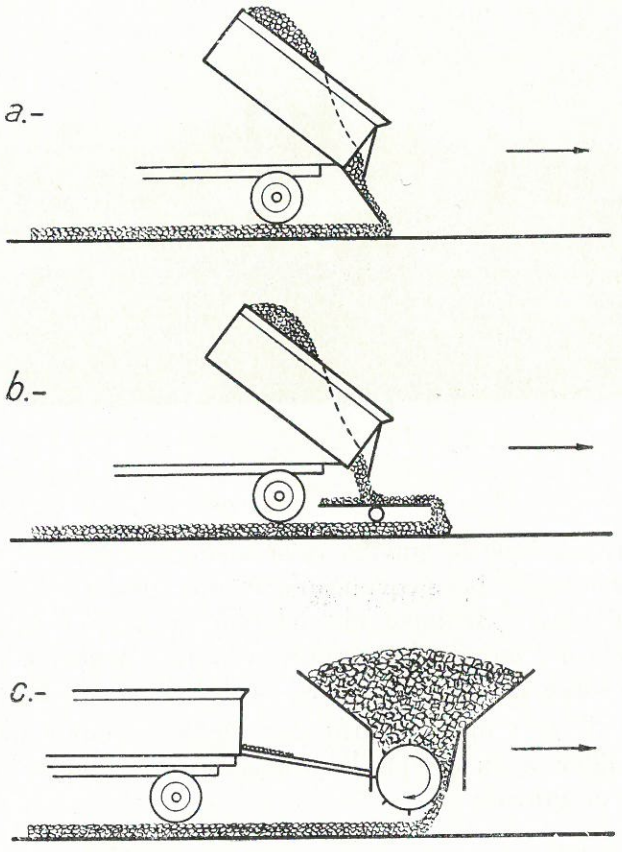


Figura 18-56.

en un compresor especial, sale por un soplador que se aplica sobre el pavimento. Algunos tipos de escobas mecánicas llevan un pequeño compresor y un soplador acoplado a ellas.

Se puede utilizar para este mismo fin un compresor cualquiera: el de los martillos perforadores o el mismo de las calderas distribuidoras de betún.

18.23. Máquinas distribuidoras de gravilla. — En la mayoría de los firmes bituminosos es necesario cubrir la superficie de una capa de gravilla de tamaño variable de 5 a 15 mm.; aunque la distribución puede hacerse a mano, es más conveniente emplear distribuidores automáticos, que realizan la operación con mayor rapidez y uniformidad; en la figura 18-56 puede verse un esquema de los aparatos corrientemente empleados en Estados Unidos, según The Asphalt Institute; la disposición (*a*) consiste simplemente en abrir la parte tra-

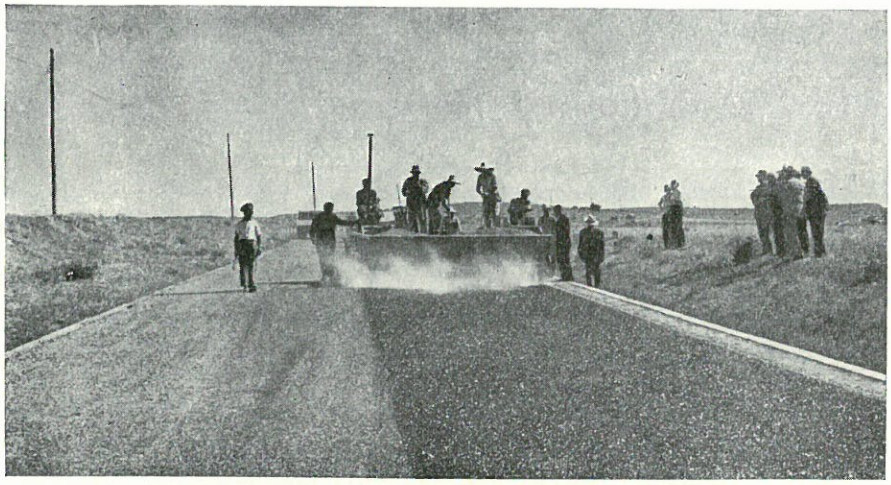


Fig. 18-57.

sera del camión para que la gravilla vaya cayendo sobre el firme; en la (*b*) el camión lleva remolcada una pequeña plataforma giratoria, sobre la que cae la gravilla, que al girar distribuye el material; en la (*c*) el material acopiado en una tolva cerrada por un cilindro giratorio con unas pequeñas paletas, y montado el conjunto sobre un par de ruedas, va distribuyendo la gravilla.

El camión debe ir marcha atrás (fig. 18-57) o empujando por delante el aparato distribuidor, a fin de que las ruedas marchen sobre superficie de firme cubierta ya de gravilla.

CAPITULO XIX

ESTABILIZACION DE SUELOS

19.1. Consideraciones generales. — Los suelos, mezcla de arena y arcilla, cualquiera que sea la proporción de sus elementos, cuando tienen una cantidad adecuada de humedad, son estables y pueden resistir perfectamente un tráfico relativamente intenso. Sobre la arena, material incoherente, de la playa de Daytona, en Florida, corren los automóviles de mayor potencia para conquistar las marcas de velocidad más elevadas del mundo.

Sin embargo, el terreno natural tiene graves inconvenientes; solamente en momentos determinados es un firme estable; se convierte en polvo o barro en cuanto la proporción de humedad varía de la que exige, en cada caso, su naturaleza.

La observación de los hechos indicados y el estudio científico de las propiedades de los suelos, ha creado una técnica de gran interés, para su estabilización, con un doble fin: construir caminos de coste reducido, perfectamente aceptables hasta unos ciertos límites de tráfico, y cimientos capaces de soportar con la debida permanencia de sus características, las cargas que transmiten las capas de rodadura de alta calidad. Por ambos conceptos la trascendencia de esta técnica es grande.

La economía moderna obliga a llegar hasta los más recónditos lugares para poder utilizar los recursos del país. La red de caminos rurales necesita extenderse cada día más y más; el tráfico en muchos de ellos es reducido, pero deben ser transitables en todo momento; no sería posible, dentro del problema económico de conjunto, dotar a estos caminos de firmes de calidad, de coste elevado; los de bajo precio, utilizando los materiales existentes al pie de obra, son, en muchos casos, una solución excelente.

Por otra parte, mantener la calidad del suelo sobre el que se asientan las capas del pavimento con unas características aceptables en todo tiempo, es fundamental para el resultado del firme; por ello, en los últimos años se ha dedicado una preferente atención al estudio de la estabilización del suelo, cimiento de un pavimento de alta calidad; su empleo permite llegar en muchos casos a espesores mucho más reducidos de las capas del firme con completa garantía; el conjunto del pavimento resulta mucho más económico.

19.2. Conceptos fundamentales de la estabilización. — El suelo se deforma bajo la acción de las cargas directas, o a él transmitidas por las capas del firme de alta calidad, si no tiene la debida resistencia; ésta debe tener valores que no

desciendan en ninguna circunstancia de los que exigen las cargas que ha de soportar. Es sabido que, especialmente en ciertos tipos de suelos, su resistencia varía ampliamente al cambiar la proporción del agua que contiene. Con la estabilización se pretende, en primer término lograr, que dentro de unas condiciones normales, el agua que el suelo pueda contener solamente varíe entre límites muy pequeños; se tendrá así una resistencia conocida y estable. Para ello se añaden y mezclan con el suelo diferentes productos hidrófobos, que transmiten esta propiedad al suelo, *estabilizando* sus características. Así sucede con los suelos predominantemente arcillosos y con los limosos, capaces de absorber, y retener por adsorción proporciones elevadas de agua; cuando están secos no se disgregan y presentan una apreciable resistencia; pero cuando tienen una cierta cantidad de agua se hacen plásticos y deformables llegando incluso a fluidificarse; el cemento, los productos bituminosos y las diferentes clases de resinas y plásticos que se emplean en a estabilización, logran ésta, al limitar la cantidad de agua que el suelo puede contener.

Hay suelos no cohesivos, todos los de tipo granular, que no tienen resistencia; solamente con una determinada proporción de agua, que varía entre límites muy próximos, presentan cohesión aparente; si se quiere que tengan una cierta resistencia cuando estén secos, hay que mezclarlos con productos capaces de aglomerarlos, función que pueden cumplir los productos cohesivos; el material estabilizador tiene una doble función, dar al conjunto una determinada rigidez y mantener esta característica evitando que la posible absorción de agua exceda los límites convenientes; pero si la composición granulométrica del suelo granular no es adecuada, la proporción precisa de producto estabilizador es muy alta y puede resultar antieconómica; por ello, en muchos casos es corriente *corregir* el suelo, añadiendo al material granular, si económicamente es posible, el suelo cohesivo necesario y, al conjunto, el producto preciso para cumplir la misión de darle la debida resistencia y mantener la debida proporción de humedad. Análogamente un suelo excesivamente plástico puede ser económicamente conveniente corregirlo añadiéndole una determinada proporción de material granular, previamente al empleo del producto estabilizador.

La estabilización exige el cumplimiento de una serie de condiciones comunes, que son las siguientes:

1. El suelo estabilizado deberá tener la resistencia precisa para soportar las cargas a que ha de estar sometido, bien sean transmitidas por las capas superiores del pavimento o las directas del tráfico, cuando constituya la capa de rodadura; esta resistencia mínima habrá de lograrse en las condiciones extremas, de humedad y acción del hielo en su caso, que sean de prever, según las características meteorológicas y de drenaje.

2. El cumplimiento de la condición anterior obligará a corregir el suelo natural, bien por la aportación de otros apropiados o por la adición de cemento, betún o diferentes productos químicos. La conveniencia del empleo de unos u otros, es cuestión económica.

3. La mezcla que se obtenga habrá de ser homogénea.

4. El conjunto se apisonará convenientemente para alcanzar la máxima densidad y resistencia.

5. Cuando se emplee un elemento estabilizador que lo exija, habrá que cuidar de su fraguado o cura.

19.3. Las mezclas de material granular y arcilla. — Constituidas por un material granular resistente — arena gruesa y fina, preferiblemente con algo de grava — mezclado con la proporción conveniente de arcilla, como material cohesivo. El material granular forma un armazón que, en su conjunto, es más resistente cuanto menor es el volumen de huecos; las partículas más gruesas serán las que resistirán al impacto y desgaste; deberán tener las características necesarias para ello, elevado coeficiente de calidad, y no ser friables; el material de tamaño mayor no debe ser muy fino; es recomendable quede de un 40 a 60 por 100 retenido en el tamiz núm. 60 (malla de 0,25 mm.) y que exista una cierta proporción de agregado grueso (de 1,85 a 25 milímetros).

El material cohesivo, arcilla, debe estar en la proporción conveniente para rellenar los huecos y cementar, cuando esté seco, el material granular y el limo; pero su cantidad no debe exceder de la necesaria para este fin, porque podría producir la dislocación de la estructura resistente del material granular por falta de cohesión o aumento de volumen, cuando se humedezca. La proporción de arcilla oscila, generalmente, del 20 al 25 por 100, dependiendo de su naturaleza; deberá ser menor cuando se trate de tipos de arcilla capaces de absorber una gran cantidad de agua; las arcillas montmorillonito-sódicas especialmente exigen en la práctica una proporción antieconómica de productos estabilizantes. Es corriente limitar los índices de plasticidad de los que denominaremos finos, material que pasa por el tamiz núm. 40 (malla de 0,42 mm.), o sea, la arena fina, limo y arcilla. Los valores aceptables de su índice de plasticidad dependen de las condiciones locales; como orientación pueden considerarse los siguientes:

Lluvia: mm. año	Firmes que se han de cubrir con tratamiento superficial impermeable	Firmes que han de quedar al descubierto
Más de 1.000	Menos de 3	De 3 a 5
De 700 a 1.000	De 3 a 4	De 5 a 8
Menos de 700	De 4 a 5	De 8 a 12

El índice de plasticidad debe ser menor a medida que la cantidad de lluvia de la localidad sea más elevada, porque son mayores las posibilidades de en-

tumecimiento de los finos; lo mismo sucede cuando ha de cubrirse el firme con un tratamiento impermeable; la posibilidad de eliminación del agua es menor. Cuando el clima es caluroso, el índice de plasticidad puede ser mayor, porque el exceso de agua desaparece más rápidamente. Cuanto más bajo sea el índice de plasticidad será posible obtener mezclas más densas. El límite líquido ha de ser menor de 25.

Las variaciones de proporción de material cohesivo influyen en la densidad; ésta no debe diferir, en obra, de la óptima en más de un 6 por 100 en las mezclas de arena-arcilla y en un 3 por 100 si existe gravilla.

El problema de la corrección de un suelo tiene el pie forzado de la máxima utilización de los materiales disponibles en la localidad, ya que siempre se trata de soluciones económicas y el transporte de materiales a grandes distancias resulta caro. El problema más general se suele plantear en la forma siguiente: se dispone de un suelo natural en obra, que tiene unas características determinadas y a una distancia, económicamente aceptable, existen depósitos de material granular y cohesivo que es preciso transportar a obra para corregir el terreno natural. Estos tres materiales disponibles será preciso mezclarlos en proporciones adecuadas para lograr la mejor composición granulométrica posible y unos límites de Atterberg determinados. Como cada uno de los suelos tendrá una proporción de gruesos, finos y material cohesivo, será posible un número infinito de combinaciones, de las cuales habrá que escoger la más económica de las que reúnan las condiciones técnicas precisas. Los Pliegos de Condiciones recomiendan una composición granulométrica que varía entre límites bastante amplios. La A.A.S.H.O. tiene establecidos los tres tipos siguientes de mezclas de esta clase:

Tipo A. — Arcilla-arena: Mezcla de arena, arcilla y grava, con la siguiente composición granulométrica:

	Tanto por 100
Pasando por el tamiz de 1 pulgada	100
Pasando por el tamiz núm. 10	65-100

El material que pasa por el tamiz número 10 debe tener la siguiente composición granulométrica:

Pasa	Tanto por 100
Tamiz núm. 10	100
» » 20	55-90
» » 40	35-70
» » 200	8-25

La fracción que pasa por el tamiz número 200 no será mayor que la mitad de la fracción que pasa por el número 40; la fracción que pasa por el tamiz número 40 debe tener un límite líquido inferior a 25 y un índice de plasticidad no mayor que 6.

Tipo B. — Agregado grueso dosificado: Compuesto de mezcla natural o artificial de grava o piedra partida con arena y arcilla. Su composición granulométrica debe variar entre los siguientes límites:

PASA	TANTO POR CIENTO EN PESO	
	B - 1 Tamaño máximo 25 mm.	B - 2 Tamaño máximo 50,8 mm.
Tamiz 2"	—	100
» 1 1/2"	—	70-100
» 1"	100	55-85
» 3/4"	70-100	50-80
» 3/8"	50-80	40-70
» núm. 4	35-65	30-60
» » 10	25-50	20-50
» » 40	15-30	10-30
» » 200	5-15	5-15

La proporción que pase por el tamiz número 200 debe ser menor de la mitad de la que pase por el tamiz número 40. La fracción que pase por el tamiz número 40 tendrá un límite líquido menor que 25 y un índice de plasticidad menor que 6.

Tipo C. — Los materiales de este tipo serán grava, piedra partida, arena y arcilla mezclada en la proporción siguiente:

Pasa	Tanto por 100 en peso
Tamiz 3/4"	100
» núm. 4	70-100
» » 10	35-80
» » 40	25-50
» » 200	8-25

La fracción que pasa por el tamiz número 200 debe ser menor de la mitad de la que pasa por el tamiz número 40. La fracción que pasa por el tamiz número 40 tendrá un límite líquido inferior a 25 y un índice de plasticidad menor que 3.

La dosificación de los materiales disponibles puede hacerse por tanteos para obtener una mezcla que entre dentro de las condiciones que nos hayamos impuesto, que pueden ser, por ejemplo, una de las anteriormente señaladas; pero el empleo de un diagrama triangular permite estudiar con rapidez las distintas soluciones posibles y obtener la más conveniente. Si los lados de un triángulo equilátero se dividen en 100 partes iguales, que se numeran de 0 a 100, toman-

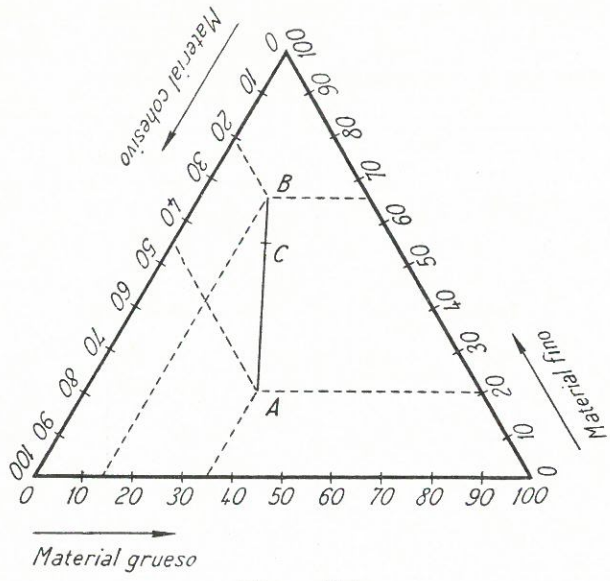


Figura 19-1.

do como origen cada uno de los vértices y siguiendo un orden cíclico (fig.19-1), podremos definir cada punto del interior del triángulo por sus tres coordenadas (en realidad sólo dos independientes); para obtener la correspondiente a un lado, basta trazar por el punto en cuestión una paralela al otro que concurre en el origen de la escala; la suma de las coordenadas vale 100, como se ve prolongando una ordenada cualquiera hasta cortar al otro lado del triángulo, que queda dividido en segmentos iguales a las tres coordenadas.

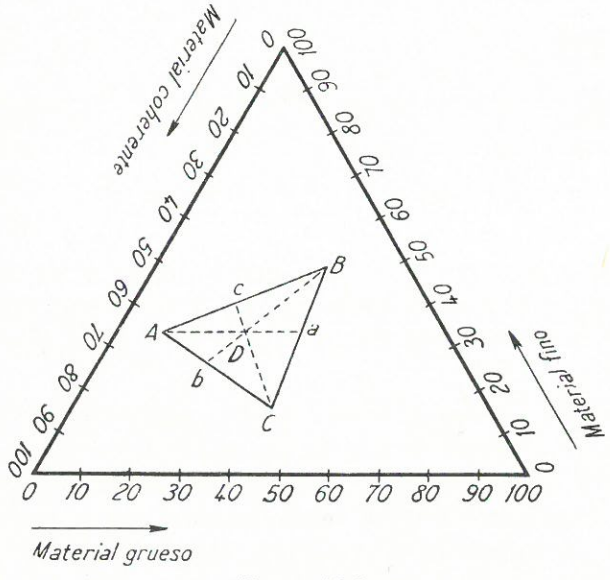


Figura 19-2.

Si las tres coordenadas de un punto representan los tantos por ciento de tres partes que componen un material determinado, y tenemos dos materiales, A y B, distintos (dos puntos del diagrama), y los mezclamos en la proporción α y β, el cuerpo resultante, C, está situado en el diagrama en un punto interior del segmento definido por los dos puntos A y B, y lo divide en la relación β/α, ya que entre las coordenadas de los tres puntos se verifica la misma relación (es decir, que la nueva divide en la relación β/α al segmento definido por las dos antiguas).

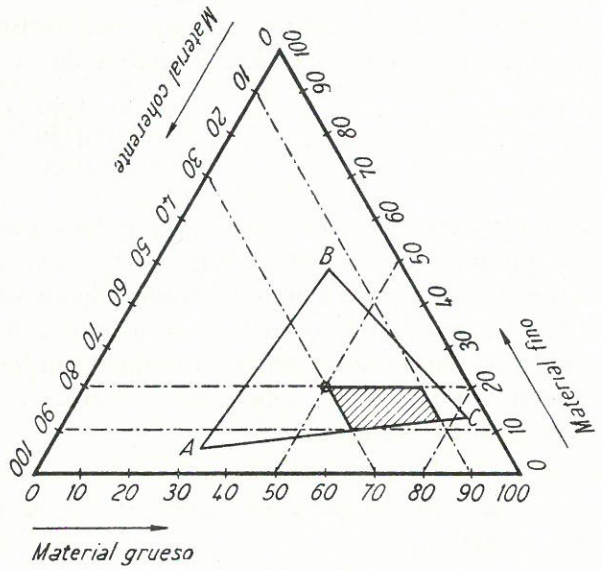


Figura 19-3.

Si varios cuerpos se mezclan proporcionalmente a α, β, γ, ..., el punto representativo del material resultante será el centro de distancias proporcionales de los puntos dados, afectados de coeficientes α, β, γ, ... (*).

Cuando los cuerpos mezclados sean tres, A, B y C (fig. 19-2), el resultante estará en el interior del triángulo $A\,B\,C$, y los tantos por ciento que habrá que emplear de cada uno para obtener el cuerpo D serán:

$$100\frac{D\,a}{A\,a}; \qquad 100\frac{D\,b}{B\,b}; \qquad 100\frac{D\,c}{C\,c}. \quad (**)$$

(*) La mezcla de α unidades de A con β unidades de B da c con $\alpha+\beta$ unidades que divide $A\,B$ en la relación β/α, al mezclar c con $\alpha+\beta$ unidades con C con γ unidades, sale D con $\alpha+\beta+\gamma$ y que divide a $c\,C$ en la relación $\gamma/(\alpha+\beta)$; en definitiva, el método de obtener el c. de g.

(**) Sean los tantos por ciento α β y γ; con D es c. de g. se tiene:

$$\frac{D\,b}{D\,B}=\frac{\beta}{\alpha+\gamma}; \quad \frac{D\,b}{D\,b+D\,B}=\frac{D\,b}{B\,b}=\frac{\beta}{\alpha+\gamma+\beta};$$

y como $\alpha+\beta+\gamma=100$:

$$\beta=100\frac{D\,b}{B\,b}.$$

Si disponemos de tres tipos de terreno y realizamos su análisis granulométrico, podemos agrupar los resultados de éste para cada uno de ellos en tres fracciones: *a*) material grueso retenido en el tamiz número 10; *b*) material fino, que pasa por el tamiz número 10 y retenido en el número 40; y *c*) material cohesivo, que pasa por el tamiz número 40. Y con esta agrupación de tamaños se puede representar cada material por un punto; todos los situados en el interior del triángulo *A B C* (fig. 19-3), representarán, según hemos dicho, mezclas que será posible obtener de los tres suelos primitivos.

Si queremos que el firme estabilizado cumpla unas ciertas condiciones, por ejemplo, la especificación *B*-2, y agrupamos sus características con arreglo a las tres fracciones indicadas anteriormente, se habrá de verificar:

Material grueso	50 al 80	por 100
» fino	10 al 20	»
» cohesivo	10 al 30	»

límites que vendrán representados en el gráfico triangular de la figura 19-3 por las rectas de raya y punto; el área común, limitada por estas rectas, y el triángulo cuyos vértices son los tres puntos representativos de los suelos disponibles, zona rayada en la figura, contendrá todos los puntos que definen mezclas que cumpliendo las condiciones impuestas, pueden formarse con los terrenos dados. Para resolver totalmente el problema deberemos determinar, de esos puntos, cuál es el más conveniente económicamente.

Si llamamos p_α, p_β, p_γ, a los precios en obra de cada uno de los terrenos, los lugares geométricos de los puntos para los cuales resulta la mezcla de precio constante, son rectas paralelas.

Si P es un punto del lugar, que resulta al precio que se desea, p, habrá que mezclar las proporciones α, β, γ de los productos primarios de precios p_α, p_β, p_γ y el punto P será centro de distancias proporcionales de dichos productos con pesos α, β, γ. Si (x, y), (x_α, y_α), (x_β, y_β), (x_γ, y_γ) son las coordenadas de P y cada uno de los tres puntos dados, respecto a unos ejes cualquiera, podremos escribir las relaciones:

$$\alpha p_\alpha + \beta p_\beta + \gamma p_\gamma = p$$
$$\alpha + \beta + \gamma = 1$$

Las coordenadas del centro de gravedad son:

$$x = \alpha x_\alpha + \beta x_\beta + \gamma x_\gamma$$
$$y = \alpha y_\alpha + \beta y_\beta + \gamma y_\gamma$$

Este sistema de cuatro ecuaciones y las tres incógnitas α, β, γ, ha de ser compatible y, por tanto, se habrá de verificar:

$$\begin{vmatrix} p_\alpha & p_\beta & p_\gamma & -p \\ 1 & 1 & 1 & -1 \\ x_\alpha & x_\beta & x_\gamma & -x \\ y_\alpha & y_\beta & y_\gamma & -y \end{vmatrix} = 0$$

ecuación de una recta en cuyo coeficiente angular no entra el valor del parámetro p.

Para determinar el producto más económico bastará, por tanto, trazar la tangente al núcleo rayado paralela a dicha dirección (de las dos tangentes, la más próxima al producto primario más barato); el punto de tangencia será el que define la mezcla conveniente.

Para fijar la dirección de la recta basta unir uno de los vértices, el de precio p_α, por ejemplo, con el punto que divide al lado opuesto en la relación:

$$\frac{\text{distancia a } p_\beta}{\text{distancia a } p_\gamma} = \frac{p_\beta - p_\alpha}{p_\gamma - p_\alpha}$$

(si es negativa, el punto será interior, y exterior si resulta positiva).

Hay que determinar el índice de plasticidad de la mezcla, con objeto de ver si entra dentro de los límites que las condiciones establecidas imponen. Sin perjuicio de hacerlo exactamente con la muestra obtenida, puede hallarse su valor aproximado por la fórmula fundada en la hipótesis de que existe una relación lineal entre los índices de plasticidad y los tantos por ciento de material cohesivo de cada componente:

$$I = \frac{A_m \cdot A_c \cdot I_a + B_m \cdot B_c \cdot I_b + C_m \cdot C_c \cdot I_c}{A_m \cdot A_c + B_m \cdot B_c + C_m \cdot C_c} \qquad [1]$$

siendo:

A_m, B_m, C_m — Proporción de los terrenos A, B y C que se mezclan.

A_c, B_c, C_c — Proporción de material cohesivo en cada uno de los terrenos A, B y C.

I_a, I_b, I_c — Indices de plasticidad del material cohesivo de cada uno de los terrenos A, B y C.

El problema de corrección es más sencillo en el caso de que se trate no de tres suelos, sino de dos; se presenta muy frecuentemente, en la práctica, la necesidad de corregir un suelo excesivamente arcilloso o arenoso, añadiendo el elemento complementario preciso para obtener un conjunto de una plasticidad dada. Hay que conocer, como en el caso anterior, la composición granulométrica de los dos suelos, su índice de plasticidad y su límite líquido; se suele dosificar en este caso la mezcla, con la condición de obtener la plasticidad buscada. Suponiendo una variación lineal del índice de plasticidad de la mezcla según las distintas proporciones de ambos suelos, puede obtenerse la precisa para la mezcla utilizando la fórmula [1] sólo para dos suelos, en la cual se da a I, índice de plasticidad de la mezcla, el valor deseado; puede también obtenerse

gráficamente utilizando la figura 19-4, en la cual se toman como ordenadas el tanto por ciento del material cohesivo de mayor índice de plasticidad referido al material cohesivo total en la mezcla, y como abscisas, los índices de plasticidad y límite líquido; así, por ejemplo, si los dos materiales que deseamos mezclar, uno de ellos tiene un $I_c = 12$ y otro $I_b = 2$, la línea de trazos que une los dos puntos 0-2 con el 100-12 nos dará la ley de variación de los índices

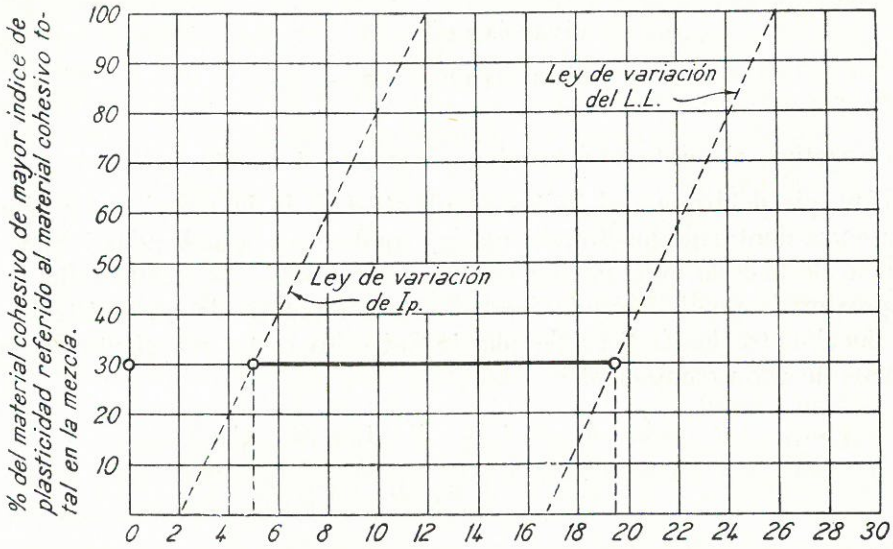


Figura 19-4.

de plasticidad de todas las mezclas posibles; si se quiere una mezcla que tenga un índice de plasticidad de 5, por ejemplo, deberá tener un 30 por 100 del material cohesivo de *A* y un 70 por 100 del material cohesivo de *B*, proporciones ambas que habrían de referirse a los suelos *A* y *B*, teniendo en cuenta la que ellos tengan de material cohesivo. La ordenada correspondiente a la ley de variación del límite líquido daría en la abscisa el valor del límite líquido de la mezcla, en este caso 19,5.

Determinada la proporción de la mezcla de los dos suelos, conviene tener idea de cuál será la composición granulométrica del conjunto; si sobre dos ejes verticales (fig. 19-5) se marcan, a partir de la misma horizontal, los puntos que corresponden a la composición granulométrica de los materiales a mezclar y se unen por rectas, los valores correlativos de ambos, éstas nos darán la ley de variación, que fácilmente se ve que es lineal (*).

(*) Si son α y β los tantos por ciento de los agregados 1 y 2 considerados que pasan por un determinado tamiz; x, el tanto por ciento del agregado número 1 en la mezcla, e y, el tanto por ciento de la mezcla que pasa por el tamiz considerado, se verificará:

$$y = \frac{\alpha}{100} x + \frac{\beta}{100} (100 - x).$$

La vertical representativa de la proporción en que se efectúa la mezcla dará, por su intersección con cada una de las líneas, el tanto por ciento de material que pasa por cada tamiz. Para el caso en que se trate de tres agregados, se determina primeramente la composición granulométrica de la mezcla de dos de ellos y luego la del otro con el tercero.

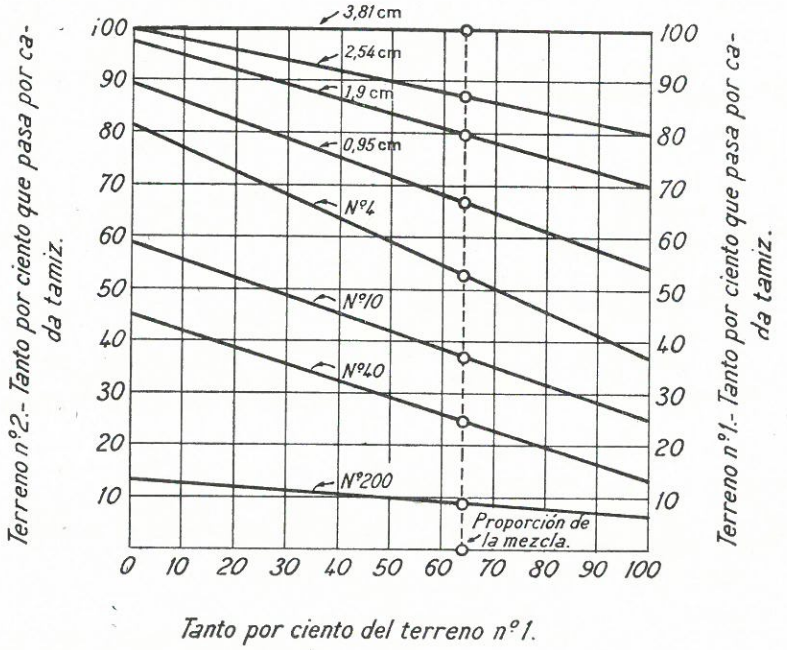
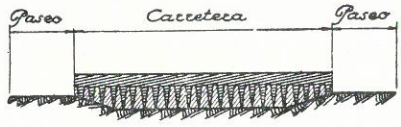


Figura 19-5.

Cantidad de agua: debe ser la óptima, obtenida por el método Proctor, para el material que pasa por el tamiz número 4. Con áridos de densidad de 2,6 a 2,7, la mezcla debe alcanzar, en el laboratorio, una densidad de 2.100 a 2.300 Kg. por metro cúbico, y en obra, un 95 por 100 de la obtenida en los ensayos; si los agregados fuesen de características diferentes, la densidad del firme obtenido variará de acuerdo con ellos.

19.4. Ejecución de la obra. — Proyectada la mezcla, su ejecución y aplicación al camino, abarca las siguientes fases:

a) Escarificado del suelo natural.
b) Acopio y mezcla de los materiales de aportación, arena o arcilla, o ambos, según los casos, con la parte escarificada del terreno.
c) Comprobación de las características de la mezcla resultante.
d) Humedecimiento.
e) Distribución de la mezcla.
f) Apisonado.
g) Perfilado.

a) 

Escarificado del suelo hasta la profundidad calculada.

b) 

El material escarificado se reúne en un caballón.

c) 

Acopio de materiales grueso y cohesivo.

d) 

Se extiende el material cohesivo. Una vez seco, se pulveriza con rastra de discos.

e) 

Se reúne nuevamente el material cohesivo en caballones.

f) 

Se distribuye el caballón central.

g) 

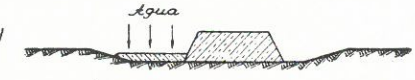
Se extiende el suelo cohesivo sobre los otros componentes de la mezcla.

h) 

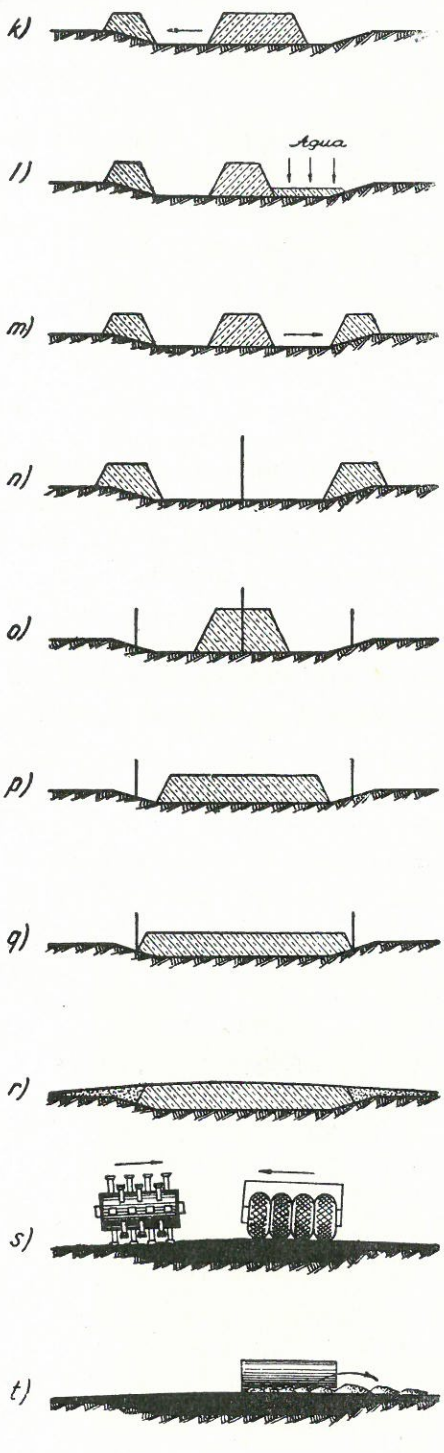
Se mezcla el total con una o varias pasadas de niveladora.

i) 

Se reúne la mezcla en un caballón central. Se toman muestras para comprobar sus características y humedad.

j) 

Se extiende parte del caballón en capa de 10 cm. de espesor y se riega.



Se reúne el material húmedo en un caballón lateral.

Como el *j*), por el otro lado.

Como el *k*), por el otro lado.

Repitiendo varias veces las operaciones *j*) hasta *m*), se tienen dos caballones laterales de suelo humedecido.
Se jalona el eje del camino.

Se reúnen los dos caballones en uno central, que se deja así durante una noche.
Se señalan con estacas los bordes del camino.

Se quitan los jalones y se comienza a distribuir el caballón central.

En sucesivas pasadas de niveladora, se termina de distribuir el caballón central.

Se quitan las estacas y se rellenan los paseos con mezcla de calidad inferior.

Se apisona primero con cilindro de "pata de cabra" y luego con rodillo de neumáticos, comenzando por los bordes y terminando por el centro.

Se perfila con la niveladora, comenzando por el centro y terminando por los bordes y apartando el suelo sobrante fuera del camino.

Figura 19-6.

La ejecución de las distintas operaciones parece complicada y, sin embargo, la mecanización y casi automatismo con que se llevan a cabo permiten que el coste de construcción sea reducido. Para que esto ocurra es preciso proyectar el plan de trabajo, coordinando con el máximo cuidado el funcionamiento y rendimiento de los diferentes elementos empleados.

La arena, material granular, puede mezclarse sin ningún tratamiento previo; el material cohesivo, arcilla, es preciso que esté debidamente pulverizado para que la mezcla sea homogénea.

La preparación y mezcla de los materiales puede hacerse:

1. *In situ*, sin máquinas especiales.
2. Con máquina móvil.
3. En instalación fija.

Cuando el sistema de construcción es *in situ* y sin máquinas especiales, el esquema de trabajo, si se trata solamente de corrección de un suelo con otro u otros complementarios, es el indicado en la figura 19-6. Los elementos que se utilizan pueden ser máquinas agrícolas de pulverización y mezcla.

1.° *Pulverización.* — Es fundamental pulverizar perfectamente el material cohesivo; para ello se emplean rastras de discos o cultivadores (figs. 19-7, 19-8 y 19-9) que realizan esta operación y la de la mezcla con el material granular si-

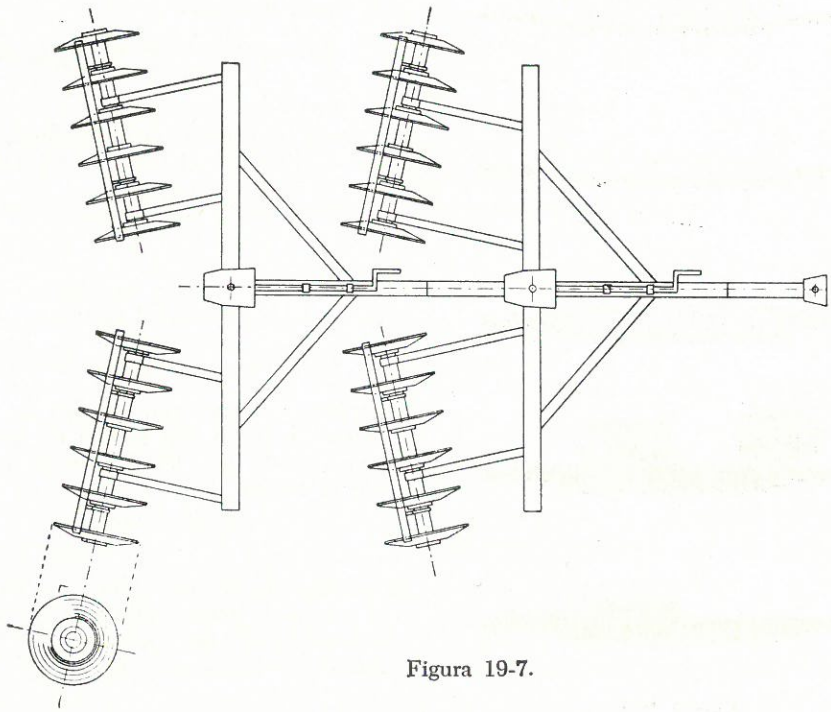


Figura 19-7.

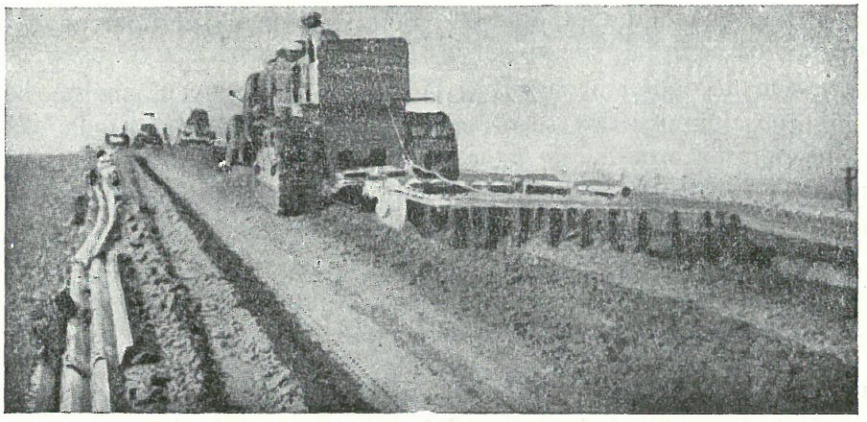


Figura 19-8.

multáneamente. El grado de pulverización necesario del material cohesivo es el siguiente:

Tamiz de 1"	Debe pasar	el	100	por	100
» núm. 4	»	»	el 85		»
» » 10	»	»	el 65		»

2.° *Mezcla.* — La mezcla se realiza en parte durante el proceso de pulverización, pero ha de completarse con varias pasadas de niveladora (fig. 19-10) para lograr un conjunto bien homogéneo; la operación debe repetirse cuantas veces sea preciso hasta lograrlo.

3.° *Adición del agua.* — Añadir el agua en la proporción conveniente no es sencillo; especialmente en verano, cuando la evaporación es muy intensa, es

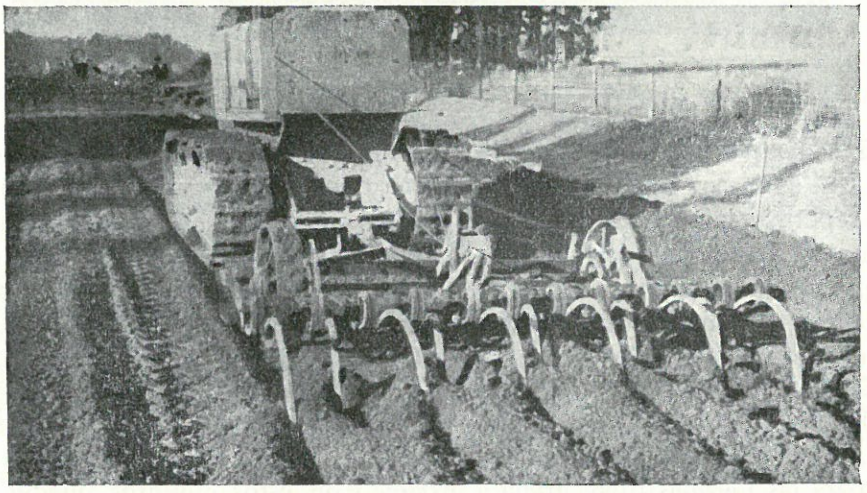


Figura 19-9.

necesario llevar con gran rapidez las etapas del proceso desde la fase *j*) en adelante.

El apisonado debe realizarse con la proporción conveniente de humedad, y por ello, en algunos sitios, se ha recurrido a efectuarlo durante la noche, para evitar una pérdida excesiva de agua por evaporación; hay que regar, además, el cimiento y la superficie durante el apisonado; la Public Roads Administration da como orientación las siguientes cantidades de agua:

Mezcla, de 1,25 a 2,25 litros por m.^{2} y centímetro de espesor.
Cimiento, de 1,25 a 2,25 litros por m.^{2}.
Apisonado, de 0,50 a 1,30 litros por m.^{2}.

4.° *Cimiento.* — El cimiento sobre el cual vaya a extenderse la mezcla debe estar perfectamente igualado y consolidado; su superficie debe ser paralela a la que se pretende lograr con el suelo estabilizado; cuando sea necesario, entre éste y el cimiento deberá interponerse una capa granular, que sirva para cortar la ascensión del agua por capilaridad.



Figura 19-10.

5.° *Mezcla y extendido del material.* — Se puede realizar la mezcla del suelo y el agua con niveladora en la forma que puede verse en la figura 19-10; debe repetirse la operación cuantas veces sea necesario hasta lograr un material uniforme. Con niveladora también, se extiende la mezcla con el espesor deseado, debiéndose comprobar, en diferentes puntos, que esta condición se cumpla; hay que tener en cuenta la disminución de volumen que se produce con el apisonado, que deberá determinarse experimentalmente.

6.° *Apisonado.* — La operación de apisonado puede realizarse con rodillos lisos, de neumáticos o de pata de cabra. Este último está especialmente indicado para las mezclas finas, arena y arcilla. Con estos cilindros pueden apisonarse espesores hasta de 0,70 de la longitud de la pata, porque como se

consolida de abajo hacia arriba, no hay peligro de que quede el fondo sin apisonar.

Los rodillos de neumáticos se usan mucho, y con éxito, para la consolidación inicial de estos tipos de firmes. También se emplean las apisonadoras lisas, de dos o tres rodillos; no deben pesar más de 10 toneladas, pues si exceden de esta cifra no consolidan eficazmente; mueven la mezcla y no se puede alcanzar una rasante uniforme. Lo mismo este tipo, que el de neumáticos, tienen el inconveniente de que apisonan de arriba hacia abajo, y por ello no conviene pasar de espesores de tongada de 30 cm., pues se correría el riesgo de que quedase una zona suelta debajo de la capa superior con aspecto de una consolidación correcta.

Para terminar el apisonado, cuando se han empleado cilindros de pata de cabra o de neumáticos, se dan siempre unas pasadas con cilindro liso, acompañado de la niveladora, para lograr una rasante uniforme.

No es posible decir *a priori* cuántas pasadas serán precisas para consolidar debidamente una mezcla dada, pues varían bastante según la naturaleza del material y el espesor del firme; como orientación puede contarse de 8 a 12, pero debe determinarse experimentalmente en un tramo de ensayo, viendo el número que es necesario para alcanzar la densidad prevista según los datos de laboratorio.

19.5. Maquinaria especial. — El éxito obtenido con los suelos estabilizados realizados en la forma descrita, es decir, empleando elementos existentes para otros fines, hizo pensar en la construcción de máquinas especiales que, generalmente, en una pasada pulverizan, humedecen, mezclan y distribuyen el material, es decir, cubren las fases *d*) a *p*) del proceso descrito. En general, estas máquinas son móviles y realizan su trabajo *in situ*, es decir, a lo largo de la carretera, aunque también existen instalaciones fijas que fabrican la mezcla en un punto del cual se recoge en camiones que la trasladan al punto de empleo, donde se extiende y apisona, cubriendo las etapas *q*) a *t*).

Las máquinas que efectúan la operación total en una sola pasada (fig. 19-11)

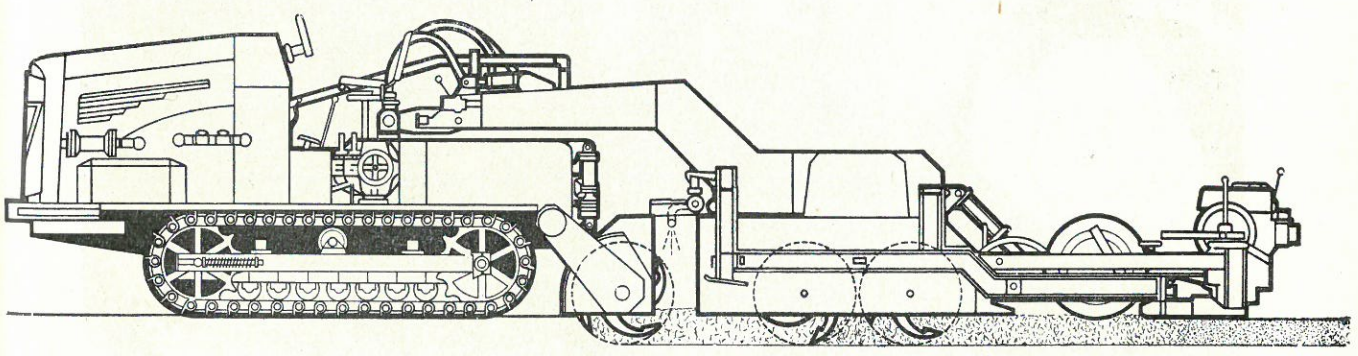


Fig. 19-11. — Dibujo máquina.

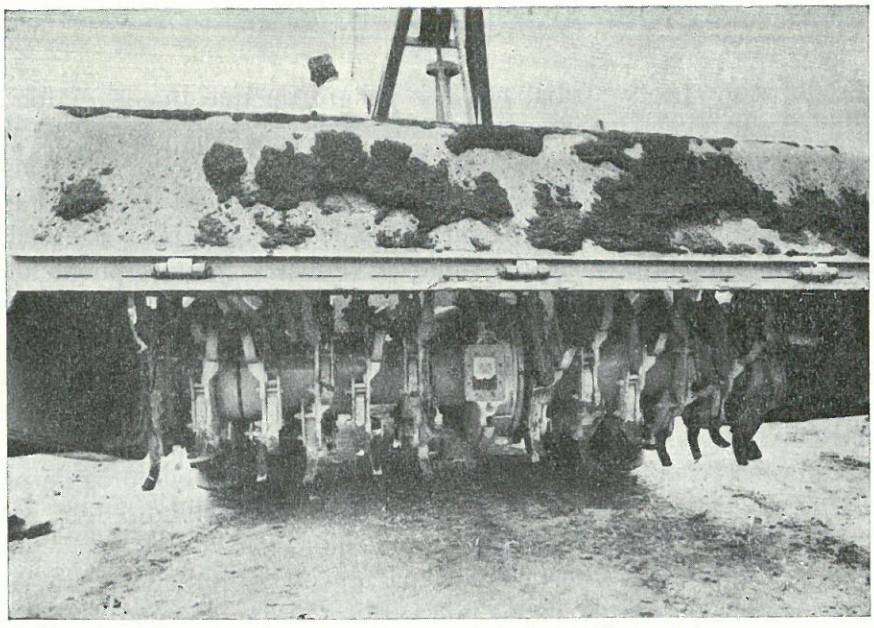


Fig. 19-12, *a*. — Vista dispositivo pulverización.

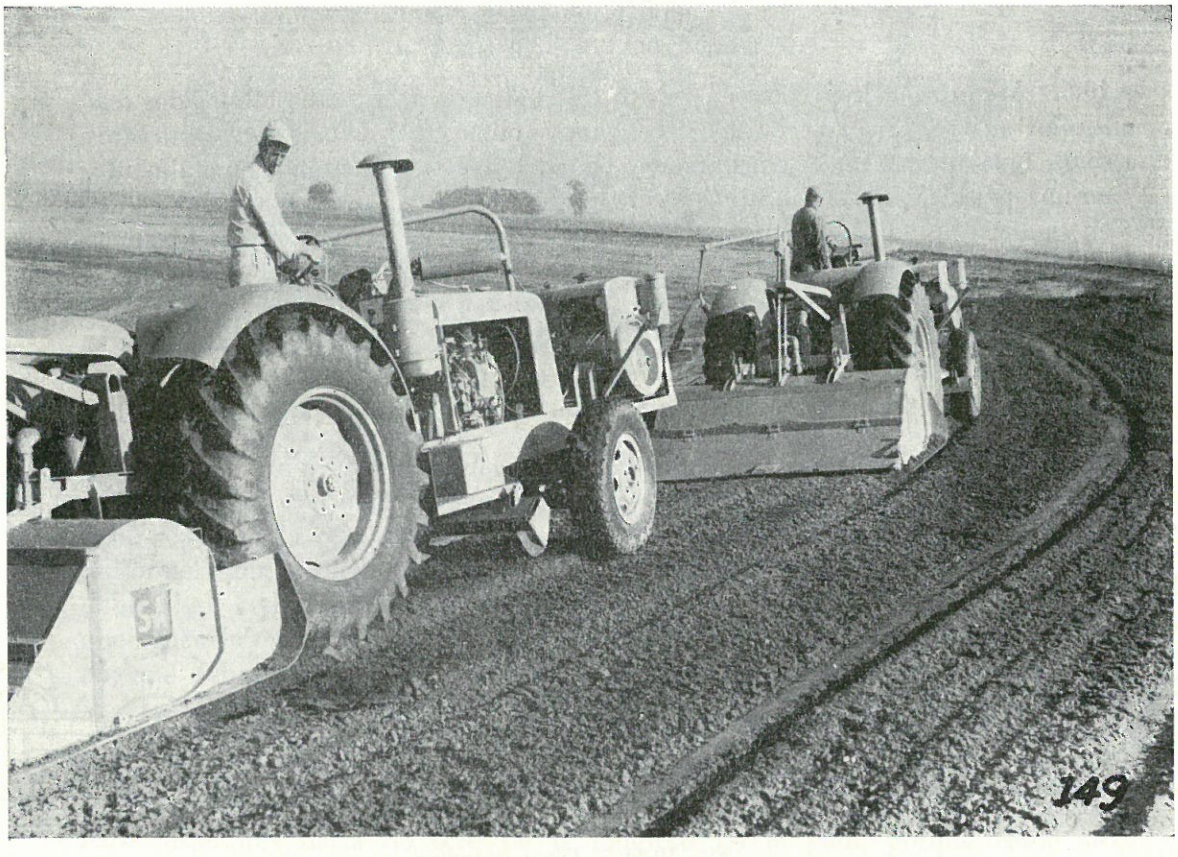


Figura 19-12, *b*.

constan de unas púas o cuchillas giratorias que cortan y pulverizan el material y lo mezclan con el extendido sobre la explanación por medio de un dispositivo eficaz; al salir de él se distribuye el agua o el producto corrector por medio de pulverizadores; el caudal lo regula cuidadosamente el conductor por medio de un contador que lleva a la vista; los ejes, con paletas giratorias, terminan de pulverizar y mezclar íntimamente el material. La compuerta, regulable a voluntad, deja la mezcla extendida con el espesor preciso; un vibrador puede iniciar la consolidación. El aparato va movido por un tractor oruga que en la plataforma lleva los mandos que regulan el espesor de la mezcla extendida, cantidad de agua, etc.; ésta va almacenada en el depósito situado en el tractor. La velocidad de marcha, en trabajo, varía de 2 a 9 metros por minuto; hay modelos en los que puede elevarse completamente el aparato por medio de mandos hidráulicos, y en esta posición la velocidad de régimen alcanza de 7 a 60 metros por minuto. En una posición intermedia del elevador se puede lograr que solamente actúe el dispositivo de corte para iniciar la labor de rotura del suelo.

Las máquinas de este tipo realizan un trabajo excelente, pero son caras; es necesario que se trate de una obra importante para que su empleo resulte económicamente aconsejable. La principal ventaja que tienen las máquinas de una sola pasada es que se logra una mayor exactitud en la proporción de agua que se añade, debidamente vigilada, momentos antes de efectuar el apisonado; por ello, la humedad de la mezcla, en ese momento será la calculada en el laboratorio.

El éxito de las estabilizaciones, especialmente como cimientos de firmes y la conveniencia de su empleo en obras de pequeño volumen, imponen la necesidad de máquinas más sencillas y económicas. Está muy extendido el uso de las máquinas pulverizadoras mezcladoras que pueden verse en la figura 19-12 *a*; su eje, con una serie de brazos de acero, pulveriza y mezcla íntimamente el suelo; la tapa que se puede subir al bajar, figura 19-12 *b*, regula el espesor del firme. La máquina se arrastra por un tractor de una potencia de 40 HP. El número de pasadas necesario depende del tipo de suelo de que se trate; como término medio puede tomarse el de 3; el agua se añade por un camión tanque independiente.

19.6. Máquinas mezcladoras móviles. — Se han empleado también mezcladoras móviles (figs. 19-13 y 19-14); recogen el material, lo elevan y mezclan y de-

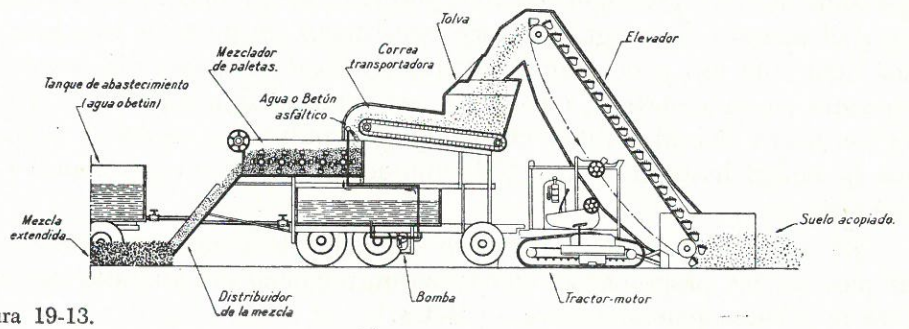


Figura 19-13.

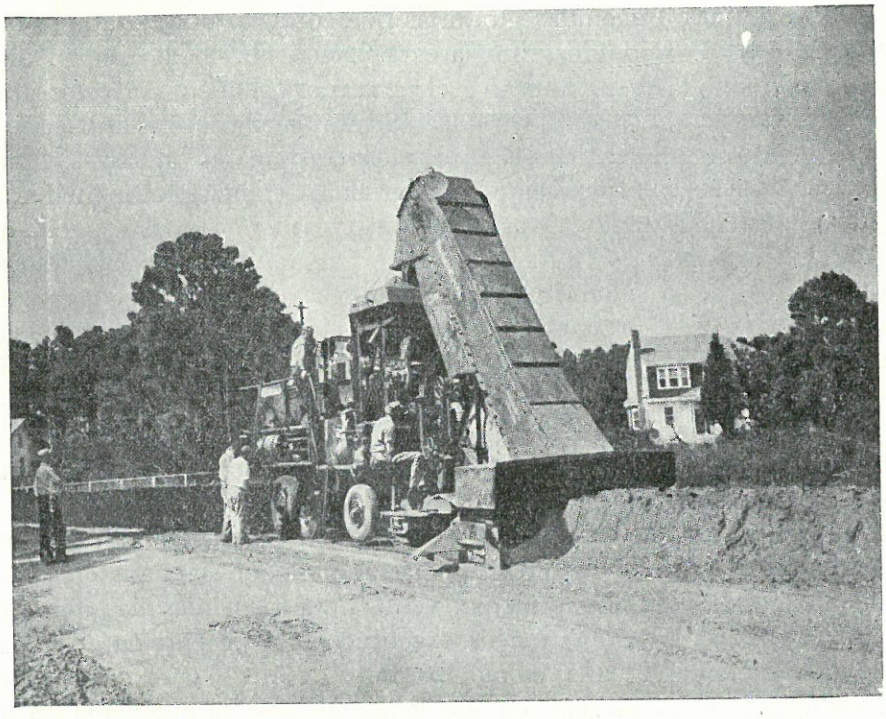


Figura 19-14.

jan apilado en caballones a lo largo de la carretera; son menos útiles y tan complicadas como las máquinas de una sola pasada, por lo cual su empleo ha decaído bastante, pues, además de los elementos que pueden verse en la figura, precisan una niveladora para el extendido del caballón.

19.7. Mezcladoras fijas. — Las instalaciones que producen la mezcla en un punto fijo tienen como elementos fundamentales: *a*) una instalación de pulverización y cribado del material granular; depende el tipo conveniente de la clase y naturaleza de los materiales disponibles; *b*) dispositivos para pulverizar el material cohesivo. En el modelo más corriente, éste se descarga en un silo, que alimenta, por gravedad, un transportador que suministra una cantidad constante al aparato desintegrador. Este consiste en dos pares de cilindros: el superior tiene uno liso y de gran diámetro, y otro de pequeño diámetro con hojas cortantes en su superficie, que gira a gran velocidad; el par de cilindros inferiores son lisos y del mismo diámetro. Se puede pulverizar material cohesivo con una humedad hasta el 20 por 100, aunque el rendimiento es superior cuando está seco.

El material granular y cohesivo va a silos de almacenamiento, de los cuales pasa en las proporciones convenientes, regulado por aparatos dosificadores, a un mezclador generalmente de paletas.

La mezcla se transporta a obra en camiones y se extiende y apisona, utilizando niveladoras y rodillos de los distintos tipos indicados. Este tipo de máquina solamente es recomendable cuando los suelos a utilizar son de préstamos.

19.8. Criterio para la elección del equipo. — Las máquinas para la ejecución de la mezcla y extendido en una sola pasada son muy atractivas, pero por su coste elevado solamente son recomendables para trabajos importantes; presentan, a veces, dificultades cuando se trata de estabilizar suelos con materiales granulares gruesos, tipo B (epígrafe **19.3**), pues es necesario asegurarse de que sus elementos de pulverización y mezcla, especialmente, no han de atascarse con las piedras mayores. Las máquinas tipo agrícola pueden en estos casos resultar más económicas; las garantías que con ellas se logran son las mismas que las que se obtienen con las máquinas especiales, si se cuida que la proporción de agua en el momento del apisonado sea la prevista. La elección de uno u otro sistema es, pues, únicamente cuestión económica.

19.9. Comprobación en obra de las condiciones del proyecto. — En las mezclas estabilizadas es imprescindible la comprobación sistemática en obra de las características que el proyecto exige; calidad y uniformidad de la mezcla y compacidad alcanzada. Deben tomarse muestras de cada 200 metros cúbicos de material acopiado y siempre que a la vista se encuentre alguna variación de cierta importancia en la homogeneidad; las muestras deben ser de 10 a 12 kilogramos. En ellas deben comprobarse los límites de ATTERBERG y la composición granulométrica, limitándose ésta a la determinación de las proporciones de material grueso, fino y cohesivo en la forma definida.

La comprobación de la densidad en obra es muy importante; en un trabajo en marcha regular debe hacerse una vez cada 500 m.^{2}. Cuando se desee estudiar, para un firme, el número de pasadas de rodillo, cantidad de agua y consumo de materiales por metro cuadrado, para lograr un espesor determinado, deben hacerse los ensayos que en cada caso se juzguen precisos para tener seguridad en los resultados.

19.10. Condiciones a cumplir cuando el suelo estabilizado, mezcla de material granular y cohesivo constituya la capa de rodadura. — El suelo estabilizado en la forma descrita puede constituir la capa de rodadura de un camino; pero como su resistencia es reducida, el tráfico tiene que ser muy ligero: máximo 100 vehículos día por vía de circulación.

El ancho de estos caminos no debe exceder de dos días de circulación, como máximo, de 3,5 m. cada una; puede bastar con los 5 m. de ancho total. El perfil transversal deberá ser circular o parabólico, con una pendiente media del 3 al 4 por 100, para que pueda evacuarse bien el agua. El espesor preciso de la capa estabilizada dependerá de la naturaleza del suelo de cimiento; normal-

mente varía de 15 a 20 cm. En todo caso, habrá que cuidar bien el drenaje, si las condiciones del caso lo imponen, pues el agua en estos firmes tiene una gran acción destructora.

Para pistas de aeropuertos militares en Estados Unidos se recomiendan los espesores que se recogen en el cuadro siguiente:

NATURALEZA DEL TERRENO	ESPESOR TOTAL DEL FIRME PARA LAS SIGUIENTES CARGAS ESTATICAS DE LAS RUEDAS			
	4.500 Kg. — cm.	9.000 Kg. — cm.	18.000 Kg. — cm.	36.000 Kg. — cm.
Grava buena bien dosificada	10-12,5	10-15	12,5-20	17,5-25
Arena, razonablemente limpia	12,5-20	15-27,5	20-37,5	25-45
Grava y arcilla mal dosificada	10-17,5	15-35	20-45	25-68,5
Arena y arcilla bien dosificada	12,5-27,5	15-22,5	17,5-30	22,5-40
Arena y arcilla mal dosificada	17,5-27,5	22,5-35	30-45	40-62,5
Arena-arcilla baja plasticidad	27,5-35	35-45	45-62,5	62,5-87,5
Limo-arcilla plasticidad	30-42,5	40-60	55-82,5	70-110
Arcillas muy plásticas	40-52,5	52,5-70	70-95	100-135

El firme de suelo estabilizado se refuerza considerablemente si se termina con una capa de tratamiento superficial; con ella se une la superficie, que resiste mucho mejor a los esfuerzos tangenciales del tráfico y la acción destructora del agua.

Para efectuar el tratamiento superficial del firme ha de estar muy seco, y es recomendable que el tiempo sea caluroso. Sobre la superficie bien limpia, se extiende una capa de aceite asfáltico ligero o alquitrán fluido en proporción de 0,75 a 1,50 Kg. por metro cuadrado; con la carretera cerrada al tráifco, se deja que esta primera capa penetre bien en la masa del firme, y cuando se ha absorbido completamente, se extiende una segunda de asfalto viscoso, en proporción de 1,25 a 2 litros por metro cuadrado, y se cubre con 12 a 20 litros de gravilla gruesa. Habrá que repetir un nuevo riego superficial cada dos o tres años, dependiendo de la intensidad del tráfico; entonces sólo se necesita la segunda capa, pero es preciso, antes de extenderla, reparar cuidadosamente los baches con mezcla análoga a la que se empleó al construir.

Tiene una influencia muy grande en el buen resultado de estos firmes el clima; el exceso de agua es su peor enemigo y, por ello, son peligrosos los países muy lluviosos y los terrenos, base del firme, difíciles de drenar; por ejemplo: zonas arcillosas; en cambio, en los cimientos granulares, que eliminan rápidamente el agua ayudando a secar la capa superficial, ésta se conserva mucho mejor.

De todas maneras, cuando el tráfico es de una cierta importancia, aun sin exceder de los límites máximos indicados, estos firmes exigen una atenta con-

servación; ésta consiste en la reparación de los baches y, cuando el estado del firme lo exige, en un escarificado del mismo y la extensión de una nueva capa de 6 a 8 cm. de espesor. La reparación de los baches debe hacerse cortando verticalmente sus paredes y rellenándolos con mezcla del mismo tipo que la del firme.

19.11. Tratamiento del suelo estabilizado con cloruro cálcico o sódico. — Las superficies de rodadura de suelo estabilizado se mejoran notablemente cuando están ligeramente húmedas y empeoran cuando están secas; el pavimento se disgrega fácilmente, dando una gran cantidad de polvo. Es fundamental conservar la humedad del firme, y para ello se ha recurrido a incorporar a él sales higroscópicas; por su abundancia en el mercado y su precio, se emplean mucho los cloruros cálcico y sódico.

El cloruro cálcico está formado por pequeñas escamas blancas, inodoras y fácilmente delicuescentes. En el cuadro siguiente se indica la humedad relativa precisa para que los copos se licúen a diferentes temperaturas del ambiente:

Temperaturas	Humedad relativa
38°	20
24°	30
7°	40
0°	42

El cloruro sódico no tiene la misma fijeza en sus características, ya que su delicuescencia es debida a las impurezas — sales de magnesio, fluoruros, etcétera — que lo acompañan.

La influencia beneficiosa de ambas sales en la conservación del firme es clara: el pavimento se mantiene ligeramente húmedo y su superficie se conserva dura, reduciéndose mucho el polvo; por otra parte, la ligera humedad de las partículas, actuando como lubricante, las hace tomar posiciones más estables bajo la acción del tráfico; en definitiva, el pavimento se va consolidando más y más a medida que el tiempo pasa, por otra parte, la presencia de un 1 por 100 de cloruro cálcico o sódico aumenta la resistencia del firme a los efectos de las heladas.

Las dosificaciones corrientemente usadas son las siguientes: de cloruro sódico, 0,150 Kg./m.^{2} y por centímetro de espesor del revestimiento; no se suelen contar más que los 8 cm. superiores del firme, en el caso de que éste tenga un espesor mayor. De cloruro cálcico se emplean de 1,100 a 1,400 Kg./m.^{2} independientemente del espesor del revestimiento.

Para añadir el cloruro cálcico o sódico pueden utilizarse distintos procedimientos.

Si la mezcla de suelos se hace en una instalación central, se incorporan en ésta, en polvo o en solución muy concentrada; si se realiza *in situ*, con nivela-

doras, varía algo el procedimiento de aplicación, según se trate de cloruro sódico o cálcico, ya que el segundo es mucho más delicuescente que el primero. Ambos pueden disolverse en el agua de riego; pero hacerlo así, resulta incómodo y caro. El cloruro sódico suele mezclarse en polvo y, alguna vez, en solución muy concentrada, incorporándolo al firme al mismo tiempo que el terreno cohesivo. En este caso se suele apisonar por capas (sin pasar de los 5 cm. de espesor), mezclando el producto químico preciso para el total del revestimiento solamente con la capa superior; las lluvias, posteriormente, se encargan de uniformar la distribución.

Con el cloruro cálcico se va todavía más allá; solamente una parte de él se mezcla con el firme; el resto se deposita simplemente sobre su superficie; si existen en el mercado diversas calidades, debe elegirse la de copos más finos, con objeto de lograr una mayor uniformidad en el tratamiento. El cloruro cálcico absorbe la humedad de la atmósfera y penetra poco a poco en el revestimiento. Si los copos son muy finos, aparte de una mayor uniformidad en su distribución, como tiene mayor superficie, el proceso es más rápido.

Para extender el cloruro cálcico o sódico se pueden emplear aparatos distribuidores especiales.

19.12. Conservación. — Tres son las operaciones fundamentales que la conservación exige:

a) Perfilado.

b) Adición de sales.

c) Bacheo.

El camino, bajo la acción del tráfico, experimenta una consolidación, especialmente cuando está tratado con cloruro cálcico; la humedad que éste hace conservar al firme lubrica las partículas, ayudando eficazmente a esta labor; la mezcla aumenta de densidad con el tiempo. El tráfico produce un desgaste que depende de la calidad del material empleado, de su apisonado, tráfico, etcétera; en caminos de mezcla fina se ha llegado a medir un desgaste de 3,5 centímetros anuales, que pueden reducirse a 0,5 cm. después de la utilización del cloruro de calcio; por ello se produce una deformación del perfil, que es preciso corregir para conservar una superficie de rodadura aceptable para el tráfico y, al mismo tiempo, mantener el perfil transversal, a los efectos del drenaje del agua superficial. La conservación del perfil se logra pasando una niveladora.

Esta operación debe hacerse después de lluvias de alguna importancia, ya que si se hace con el firme en seco, por su dureza, será difícil hacer desaparecer las desigualdades, y si se lograse, se causarían fisuras y desintegraciones de la masa que lo dejarían en malas condiciones. Por otra parte, cuando llueve, el agua se filtra en el revestimiento, arrastrando el cloruro cálcico a la capa profunda. Posteriormente, en tiempo seco, la evaporación en la superficie provoca

una subida del agua, por capilaridad, que arrastra el cloruro cálcico de las capas inferiores a las superiores; por ello, el perfilado después de la lluvia no produce pérdidas sensibles del cloruro cálcico, que se producirían si se hiciese en tiempo seco, pues el cloruro se llevaría fuera del camino con la tierra que quitase la niveladora.

En firmes tratados con cloruro sódico es aún más imprescindible hacer el perfilado después de la lluvia, pues la dureza del firme, en tiempo seco, prácticamente lo impediría.

El desgaste del tráfico y los perfilados sucesivos producen pérdidas del material del revestimiento que es necesario compensar. Al principio, siguiendo la costumbre de las primitivas carreteras de grava, se procedía a recargar con algunos centímetros de mezcla, que se depositaba sin apisonar sobre la superficie. Este procedimiento produce mucha pérdida del material añadido, antes de que se consolide, y, además, la superficie que se obtiene es muy irregular; aparte de ello, se ha observado que el apisonado que el tráfico produce es muy deficiente; por esta causa es preferible proceder, cada cierto tiempo, a un recargo general, previo el escarificado del revestimiento.

La segunda operación, la adición de sales, tiene por objeto reponer las pérdidas de éstas por el arrastre de la lluvia. Todos los años debe hacerse una aplicación nueva de sales al final de la primavera o principios del verano. Normalmente se ejecuta distribuyendo el producto en forma de polvo; conviene realizar esta operación después de la lluvia para que la humedad del suelo facilite la disolución de las sales.

La aplicación de sales debe ser de unos 800 gr. por metro cuadrado, en el año siguiente a la construcción, y de 500 a 600 gr. por metro cuadrado en los sucesivos. Es preciso, además, escalonar otras aplicaciones de 200 a 400 gramos por metro cuadrado a lo largo del año, cuando la cantidad de polvo del firme indica que su superficie está excesivamente seca. Generalmente, el número de aplicaciones anuales es de seis a ocho.

Por último, es preciso reparar los baches de cierta profundidad. La operación se realiza efectuando la mezcla de los materiales a pala; se añade el 10 por 100 de cloruro cálcico o sódico. Se recorta el bache y la superficie se riega ligeramente; se rellena con la mezcla, que ha de estar preparada con la humedad óptima.

19.13. Estabilización con cemento. — Este tipo es el más antiguo de todos los sistemas de estabilización; su técnica es más rigurosa que la de corrección del suelo con otro complementario. En los suelos estabilizados con cemento la mezcla, una vez humedecida, se ha de extender y consolidar antes de que se inicie el fraguado; como es normalmente una estabilización más cara que la mezcla de suelos, hay que ajustar cuidadosamente la proporción de cemento para que, cumpliendo las condiciones de resistencia y estabilidad precisas, no resulte antieconómica. Las ventajas del suelo estabilizado con cemento son grandes: su re-

sistencia a las cargas y a los agentes atmosféricos es muy superior a la que es posible obtener simplemente por mezcla de suelos. Por otra parte, una gran variedad de suelos pueden estabilizarse con cemento: desde los típicamente granulares a las arcillas de alta plasticidad. Con suelos de este último tipo la proporción de cemento precisa es alta, especialmente si se pretende emplear el suelo-cemento como capa de rodadura; pero si solamente se quiere utilizarlo como cimiento de un firme de alta calidad, la dosis necesaria es menor; por eso el uso de las bases de suelo cemento se extiende cada día más. La acción del cemento en el proceso de estabilización de un suelo arcilloso arenoso es doble: disminuye su plasticidad y produce una cementación de sus partículas. En la porción arcillosa del suelo, los iones de calcio que se liberan en el proceso de fraguado del cemento, en su proceso de hidratación, actúan como bases de cambio en la arcilla (epígrafe 10.9), disminuyendo el número de moléculas de agua que se mantienen entre dos de arcilla y por tanto, la proporción de aquella que puede absorber, su plasticidad en definitiva. Por ello, hay quien, previamente al añadir el cemento, incorpora y mezcla con el suelo cal hidratada en proporción del 1 al 2 por 100; se disminuye la plasticidad del suelo y se ahorra cemento. Por otra parte, el proceso normal del fraguado del cemento, mezclado con el suelo, produce un endurecimiento del conjunto, al unir las partículas granulares del mismo o bien las de arcilla; en este último caso, al fijar estas partículas con unos enlaces rígidos, además de disminuir el agua que pueden absorber, aumenta en proporción apreciable la resistencia al esfuerzo cortante de la mezcla.

En los suelos granulares, el cemento actúa análogamente a como lo hace en un hormigón; como en él, la proporción del cemento será mayor o menor según el tipo de suelo: granular de granulometría uniforme o continua. En este último caso, la proporción de aglomerante necesario para alcanzar una resistencia determinada será menor, porque la estructura será, ya por sí, más rígida.

Teóricamente, en el laboratorio es posible estabilizar suelos de cualquier naturaleza; pero en la práctica la estabilización de un suelo de arcilla muy plástica o uno granular de composición muy uniforme puede resultar a precio prohibitivo, ya que las dosis de cemento precisas, tal vez, alcancen proporciones hasta del 16 ó 18 por 100; en estos casos, debe estudiarse la conveniencia económica de corregir primeramente el suelo con otro complementario; no hay dificultad en estabilizar los suelos A-1, A-2 y A-3; si no hay peligro de heladas pueden tratarse los A-4 y A-5. Como norma general, puede decirse que las características mínimas que debe cumplir un suelo para que pueda estabilizarse en condiciones económicamente aceptables deben ser las siguientes:

1.ª Límite líquido inferior al 50 por 100.

2.ª Indice de plasticidad inferior al 25 por 100.

3.ª Cantidad de arcilla menor del 35 por 100.

4.ª Apisonada la muestra en el molde "Proctor", con la humedad óptima, el tanto por ciento de huecos ha de ser menor del 40 por 100.

5.ª La curva de humedad-densidad obtenida por el método "Proctor" ha de ser regular; es decir, que las densidades deben aumentar de un modo regular al crecer la humedad, hasta llegar a un máximo, para descender después en forma análoga. Corrientemente todos los suelos cumplen esta condición; aquellos en los cuales la curva de humedad-densidad presenta dos máximos no deben estabilizarse; parece coincidir esta propiedad con la presencia de arcillas muy coloidales; la estabilización, para que fuera eficaz, sería muy cara.

La proporción de materia orgánica de un suelo no es solamente como tal, indicativa de una dificultad para la estabilización con cemento; influye la calidad de la materia más que su cantidad; la Cement Portland Ass. tiene un ensayo para identificar la materia orgánica que por su calidad puede ser un obstáculo para la estabilización (*); en principio, de las experiencias realizadas parece deducirse que la materia orgánica de alto peso molecular tiene menos influencia que la de peso molecular bajo; ésta reduce apreciablemente la resistencia al retardar el fraguado; los suelos ácidos pH < 7 suelen ser difíciles de estabilizar; los básicos con pH de 7 a 12 suelen estabilizarse sin dificultad, siendo más fácil alcanzar mayores resistencias en suelos de pH > 12.

Los suelos que contienen sulfatos son peligrosos, para su estabilización con cemento, por los efectos conocidos: la descomposición del cemento y reducción apreciable de resistencia.

La importancia del grado de pulverización del suelo cuando éste es arcilloso o limoso está claramente demostrada; ha de procurarse que el 100 por 100 pase por el tamiz núm. 4. Si se llega al grado deseable de pulverización es conveniente que las partículas de arcilla o limo que no se han deshecho, tengan humedad superior a la óptima.

La humedad en el momento del apisonado de la mezcla, que produce una mayor resistencia, es ligeramente inferior a la óptima A.A.S.H.O., modificado si los suelos son limosos y superior si se trata de arcillas.

Tiene una gran importancia la uniformidad de la mezcla; los ingleses miden la eficacia de la mezcla por la fórmula:

$$E = \frac{R_c}{R_e} \times 100;$$

en la cual R_c es la resistencia a compresión de la muestra tomada en el campo y R_e de la muestra tomada en el campo pero vuelta a mezclar en el laboratorio.

19.14. Aditivos. — Para mejorar las condiciones de la mezcla puede emplearse cal, cloruro cálcico, o emulsión bituminosa. La cal hidratada, ya lo hemos indicado, está principalmente recomendada para facilitar la estabilización de suelos arcillosos de alta plasticidad; se emplea en proporción del 1 al 2 por 100;

(*) ROBBINS, E. C., and MÜLLER, P. E.: H. R. B. Boletín núm. 267.

facilita la pulverización y disminuye la plasticidad de la arcilla exigiendo, por tanto, menor proporción de cemento para igual resistencia.

El cloruro cálcico acelera el fraguado; debe emplearse con suelos que contengan materia orgánica que lo retarde; la dosificación precisa es de 0,5 al 1,5 por 100; se emplea también con suelos normales que, por razones constructivas, se desee fragüen pronto, por ejemplo, para bacheos.

Los técnicos ingleses emplean emulsiones bituminosas fluidas, pero de cura rápida, que mezclan con el suelo antes de añadir el cemento; al añadir éste la emulsión rompe rápidamente y el agua de la misma produce la hidratación del cemento. La cantidad de emulsión a emplear es del 5 al 7,5 por 100.

Hay en estudio otra serie de aditivos todavía no plenamente experimentados, como son el hidróxido de sodio, sulfito de sodio, carbonato sódico, cloruro sódico, etc...; la conveniencia del empleo de cada uno depende muy fundamentalmente de las características del suelo que se trata de estabilizar. Los ensayos previos de laboratorio son fundamentales.

19.15. Dosificación de la mezcla. — Para la determinación de la proporción más conveniente de cemento pueden seguirse dos técnicas: la americana o la inglesa. Según la técnica americana con suelos A-1 y A-2 deben tantearse proporciones de 6, 8 y 10 por 100 de cemento, con suelos A-3, A-4 y A-5 el 8, 10 y 12 por 100 de cemento.

Para los suelos A-6 y A-7 se debe empezar por construir la curva de humedad-densidad sin cemento; si es regular y de forma sensiblemente parabólica, con un solo máximo que dé una humedad óptima menor del 20 por 100 y una densidad del orden de 1.700 Kg., será conveniente la estabilización con cemento; se ensayarán proporciones de cemento del 10, 12 y 14 por 100. Si la curva es irregular, se ensayarán proporciones del 12, 14, 18 e incluso del 20 por 100. Con cada una de las proporciones de cemento a ensayar se determinará en el molde "Proctor" la curva de humedad-densidad seca, fijándose como proporción óptima de agua, aquella que dé la densidad máxima.

Para cada proporción de cemento deberán prepararse cuatro probetas: dos para el ensayo de capacidad de duración frente a los cambios de humedad y sequedad, y dos para los de hielo y deshielo. Todas ellas se dejan fraguar en la cámara húmeda durante siete días; las dos probetas destinadas al ensayo de humedad-sequedad se sumergen en agua a la temperatura ambiente, durante cinco horas, al cabo de cuyo tiempo se colocan en una estufa a 71° C., durante cuarenta y dos horas. Este ciclo se repite doce veces.

Después de cada ciclo, una de las probetas es pesada y medida, con lo cual puede calcularse el agua absorbida y la variación de volumen. La otra se limpia enérgicamente dos veces, con un cepillo metálico, para separar todo el material suelto, y se pesa. De ella se obtiene el tanto por ciento de material desagregado después de cada ciclo.

Para el ensayo de hielo y deshielo, las probetas, fraguadas como en el caso anterior, se colocan en una bandeja sobre un fieltro empapado y se llevan a una

cámara frigorífica, en la cual se tienen durante veinticuatro horas a —23° C., al cabo de cuyo tiempo se sacan. Una de las probetas que se toma como testigo se pesa y se mide; se colocan las dos en la cámara húmeda sobre un fieltro empapado, durante veintidós horas, para permitir el deshielo, después de lo cual se pesan y la testigo se mide. La otra probeta se limpia con el cepillo metálico y se vuelve a pesar para ver la cantidad de material desagregado. Este ciclo se repite doce veces.

La limpieza con el cepillo metálico, produce pérdidas mayores con suelos granulares que con los arcillosos y limosos.

Según la Portland Cement Association, la dosificación adecuada de cemento es la mínima, que cumple las siguientes condiciones:

1.° Las pérdidas de material desagregado durante los doce ciclos, tanto en los ensayos de humedad-sequedad como en los de hielo-deshielo, no deben ser mayores de:

a) 14 por 100 para los suelos tipos A-1-*a*, A-1-*b*, A-3, A-2-4 y A-2-5.

b) 10 por 100 para los suelos A-2-6, A-2-7, A-4 y A-5.

c) 7 por 100 para los suelos A-6, A-7 y A-7-6.

2.° El aumento de volumen durante los mismos ensayos no debe exceder en más del 2 por 100 de la probeta recién terminada.

3.° El máximo contenido de humedad no debe sobrepasar al necesario para llenar los huecos de la probeta en el momento de ser fabricada.

Si se quiere tener una idea de la resistencia, los datos anteriores pueden complementarse comparando las resistencias de las probetas ensayadas a compresión con la obtenida en la probeta testigo. El ensayo puede hacerse con probetas cilíndricas o cúbicas; los resultados son más uniformes con las primeras, pues no tienen las pérdidas en las aristas y los vértices, que sufren las cúbicas. Las Instrucciones de la A.A.S.H.O. recomiendan el empleo de probetas cilíndricas de 4,6″ (116,8 mm.) de altura y 4,1″ (104,14 mm.) de diámetro; las cúbicas suelen ser de 7 cm. de arista.

La técnica inglesa sigue otro camino: en vez de exigir unos límites de pérdida después de los ensayos de humedad-sequedad, hielo-deshielo, proyecta la mezcla para alcanzar una resistencia determinada; a los siete días exige un mínimo de 17,5 Kg./cm.^{2} cuando el tráfico es ligero y 28 Kg./cm.^{2} cuando es pesado. Los franceses imponen que la resistencia no exceda de 25 Kg./cm.^{2}; se exige un máximo para que el conjunto no actúe como una losa de gran dimensión con los inconvenientes de un firme de hormigón muy agravados, por el hecho de la baja calidad que forzosamente tiene el suelo-cemento en relación con el hormigón.

Los ingleses determinan también la pérdida de resistencia después de siete días de cura y siete días de inmersión, comparada con catorce días de cura sin inmersión; no debe exceder del 20 por 100. Asimismo comparan la resis-

tencia después de 14 ciclos de hielo y deshielo, con las características americanas con la probeta patrón de la misma edad; no debe ser inferior al 80 por 100. Todas las probetas deben prepararse con la humedad máxima Proctor. La prueba de resistencia da dosificaciones de cemento más elevadas, según las experiencias americanas con gran número de suelos y, por tanto, soluciones más caras, pues el coste del cemento viene a representar aproximadamente la mitad del precio del firme. La dosificación de cemento, siguiendo la técnica americana de los ciclos de humedad-sequedad y hielo-deshielo, precisa mucho tiempo: más de un mes. Por ello emplean un método rápido, fundado en la correlación que existe entre la superficie específica del suelo, determinada por el método de la retención de glycerol y el cemento necesario cuando se trata de suelos limo-arcillosos, y la proporción del primero es menor del 45 por 100 y suponiendo que el suelo da una pérdida del 10 por 100 en el ensayo de hielo-deshielo; en este caso se aplica la fórmula:

$$C\,(\%) = 0{,}087 \times S + 3{,}79.$$

La superficie S, expresada en m.²/gr.; cuando el suelo no cumple las condiciones supuestas, se hacen las siguientes correcciones:

1. Añadir el 2 por 100 de cemento para ajustar a una pérdida admisible del 7 por 100 en el ensayo de hielo-deshielo para suelos A-6 y A-7.

2. Restar 0,7 para ajustarse a una pérdida admisible del 14 por 100 para los suelos A-1, A-2-4 y A-2-5.

En proyectos muy pequeños donde no se disponga del laboratorio preciso para hacer estos ensayos, la Cement Portland Ass. recomienda el siguiente procedimiento:

Se preparan las muestras de suelo-cemento con tres proporciones de éste, alrededor de las normas, según la clasificación del suelo; esta preparación se realiza con la humedad óptima; la probeta deberá ser cilíndrica, de unos 5 a 6 cm. de diámetro y deberá compactarse hasta alcanzar la densidad óptima; se dejan fraguar durante dos días en una atmósfera húmeda y después se sumergen en agua durante tres horas, determinando cuál es la proporción más correcta de cemento por dos ensayos, que son: *a*) el de punzonado; *b*) el de golpeo.

En el primero, la probeta, sostenida con una mano, se golpea a mano con un punzón de punta aplanada; la probeta ensayada debe resistir satisfactoriamente a la acción del punzón.

Dos probetas que hayan resistido satisfactoriamente al ensayo anterior se golpean una contra otra desde unos 10 cm. de separación; el ruido que produzcan dará idea de cuál es aquella que tiene la proporción más correcta de cemento.

Ambas pruebas deben repetirse después de diferentes períodos de fraguado, cuatro y siete días, por ejemplo.

Las proporciones de cemento suelen oscilar entre las cifras siguientes:

Tipo de suelo	% en peso	Proporciones que deben ensayarse
A-1-a	3 a 5	3- 5- 7
A-1-b	5 a 8	4- 6- 8
A-2	5 a 9	5- 7- 9
A-3	7 a 11	7- 9-11
A-4	7 a 12	8-10-12
A-5	8 a 13	8-10-12
A-6	9 a 15	10-12-14
A-7	10 a 16	11-13-15

19.16. Criterio para la dosificación. — Como la medida de la resistencia es relativamente rápida, mucho más que la de ciclos de humedad-sequedad, hielo-deshielo, es el procedimiento recomendable en casos normales. El método rápido cuando no se dispone de laboratorio puede ser útil; constituye un complemento de la inspección visual de la sección de rotura, que en muchos casos sirve para apreciar con suficiente exactitud cuál es la mezcla preferible.

Si se dispone de tiempo suficiente para estudiar la dosificación, y la obra lo merece, es aconsejable el empleo de los dos métodos, ciclos de humedad-sequedad, hielo-deshielo, resistencia y pérdida de ella después de los ciclos, pues con el estudio completo será posible apreciar con exactitud la influencia del suelo en las características previsibles para el firme.

La Cement Portland Association tiene publicados unos ábacos para los tanteos, en los cuales se parte del tanto por ciento del suelo menor de 0,05 mm. y de la máxima densidad; son de indudable utilidad, aunque no hay que olvidar que en la proporción correcta de cemento no influye sólo la granulometría del suelo, sino también su naturaleza. La determinación de las dos características del suelo de las que se parte, precisan la existencia de un laboratorio, aunque sea elemental; con una prensa pequeña de mano es posible practicar la prueba de resistencia, que ofrece indiscutibles garantías.

19.17. Construcción. — La construcción puede realizarse como en los firmes de tierra, por mezcla *in situ*, con mezcladoras móviles o con una instalación fija; los dos primeros sistemas se recomiendan cuando se emplee en el firme el mismo terreno de la explanación; la instalación fija está especialmente indicada cuando se utilice material tomado de préstamos, por ser impropio el existente a lo largo del trazado. Las mezcladoras móviles o fijas son las mismas descritas al tratar de los firmes de tierra.

La construcción consta de las siguientes operaciones:

1.ª Escarificado y preparación del cimiento.

2.ª Pulverización de la tierra que se va a estabilizar.

3.ª Distribución del cemento.

4.ª Mezcla del cemento y la tierra.

5.ª Riego de la mezcla hasta alcanzar la humedad óptima.

6.ª Apisonado y perfilado.

7.ª Curado.

Escarificado y preparación del cimiento. — Se escarifica la explanación hasta una profundidad dependiente del espesor que se pretenda dar al firme, normalmente 15 a 30 cm.; si sólo se emplea material de préstamos, hay que extraer de la caja y transportar fuera los productos del escarificado; si se pensase utilizarlos, se apilarán lateralmente en caballones; el fondo de la caja se igualará y apisonará con un rodillo tándem ligero.

Tipo de suelo. — El tamaño máximo del árido, 75 mm. con un 55 por 100 o más que pase por el tamiz número 4 (4,76 mm.).

Pulverización. — Hay que lograr en el suelo una pulverización tal, que el 80 por 100 del mismo, con exclusión de la grava o piedra retenida en el tamiz número 4, evaluada en peso seco, pase por el tamiz núm. 4 y el 60 por 100 por el tamiz núm. 10 (2 mm.).

Los suelos que no contienen coloides pulverizan fácilmente, sea cualquiera su grado de humedad; en caso contrario, aquellas materias constituyen un ligante del material granular que hace difícil la pulverización; la proporción conveniente de agua coincide aproximadamente con la humedad óptima.

Distribución del cemento. — Puede hacerse en dos formas: *a*) vaciando los sacos en la explanación (fig. 19-15) o en el caballón formado por el material acopiado, de tal manera que, después de extendido, resulta la dosificación fijada, o *b*) empleando aparatos distribuidores de productos pulverulentos (figura 19-16). En la dosificación del material hay que tener en cuenta un exceso de un 10 por 100 en concepto de pérdidas, en el proceso de mezcla, por viento, etc.

No debe añadirse cemento cuando la humedad del suelo excede de la óptima, porque la mezcla será difícil y se formarán bolas de cemento.

Mezcla del suelo y el cemento. — Debe hacerse inmediatamente después de extendido; debe removerse la mezcla por lo menos una vez cada treinta minutos, hasta que empiece el apisonado; se debe incorporar la proporción de agua

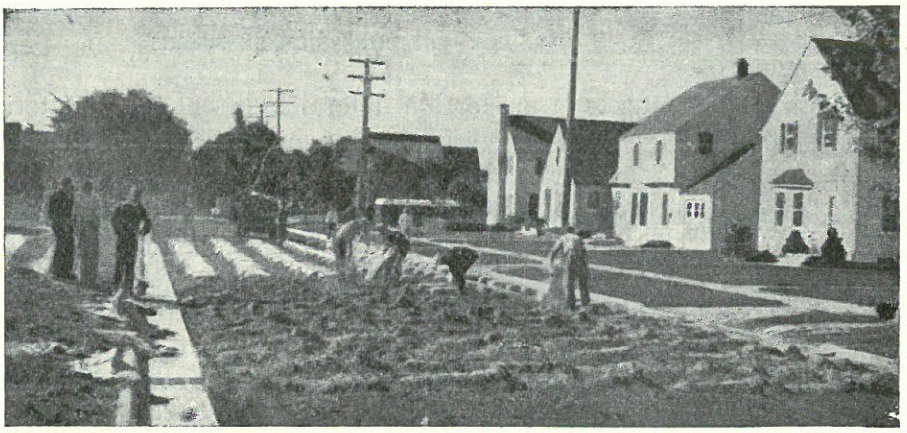


Figura 19-15.

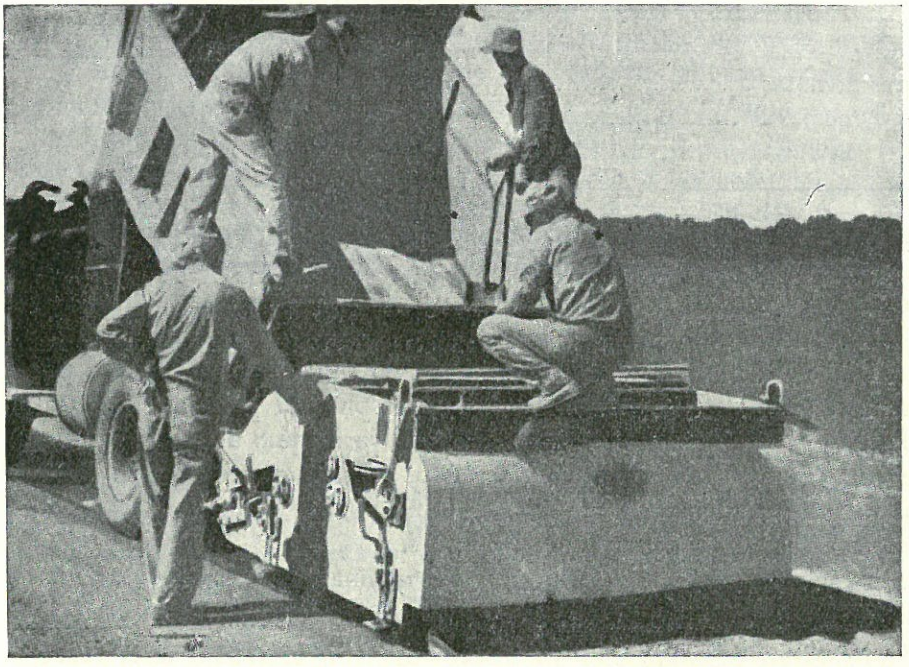


Figura 19-16.

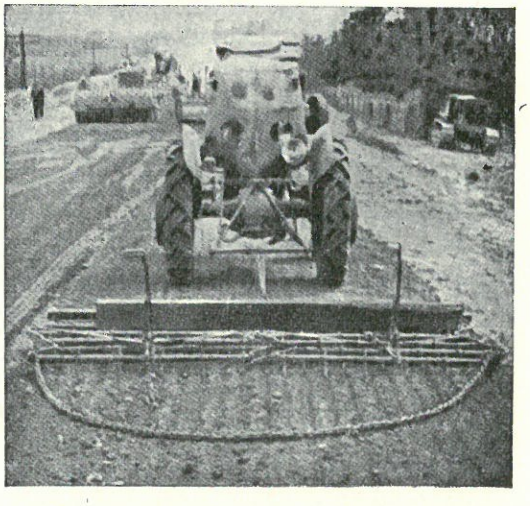


Figura 19-17.

precisa para mantener la proporción determinada en el laboratorio y que en todo momento exista la necesaria para la hidratación del cemento; toda ella debe ser añadida en menos de tres horas desde que se extiende el cemento.

Apisonado. — El tiempo máximo en que debe realizarse esta operación será de dos horas. La humedad durante el apisonado no deberá ser menor del 0,75 de la óptima. El máximo tiempo transcurrido desde la extensión del cemento a la terminación del firme será de seis horas.

El apisonado deberá empezarse con rodillos de pata de cabra de las siguientes características:

	Area de la pata — $cm.^2$	Presión unitaria — $Kg./cm.^2$
Tierras arenosas	70	4 a 7
» medias	45	7 a 15
» arcillosas	35	15 a 30

La longitud de las patas será de 15 cm. como mínimo. El apisonado se deberá hacer longitudinalmente, empezando por los bordes y progresando hacia el centro; se suspenderá cuando la marca de la pata tenga una profundidad de 6 a 7 cm.; se procede entonces a un perfilado con la niveladora, sin suspender las pasadas de rodillo. Cuando las patas penetren menos de 2,5 cm. se pasará una grada de púas (fig. 19-17), realizándose después el perfilado definitivo con niveladora; el número de pasadas necesarias varía de 8 a 12; se termina el apisonado con cilindro de neumáticos, primero, y posteriormente, con cilindros tándem de rodillos lisos.

Las características de los cilindros deberán ser:

Cilindro de neumáticos: presión interior del neumático no inferior en ningún caso de 3 $Kg./cm.^2$.

Cilindros tándem de rodillo:

Suelos arenosos	De 8 a 5 toneladas.
» medios	De 7 a 10 »
» arcillosos	De 10 a 12 »

Hay que tener muy presente que las cifras de capacidad de duración, resistencia a compresión y densidad de la mezcla compactada decrecen considerablemente si la consolidación se realiza después de las dos horas de efectuada la mezcla. El apisonado de la mezcla no debe ser diferido más allá del tiempo de iniciación del fraguado de la pasta de cemento. Si por dificultades constructivas no pudiera hacerse así, deberán emplearse retardadores de fraguado. Es recomendable que las operaciones de extendido y compactación se realicen dentro de un plazo que no exceda del 0,80 del tiempo de iniciación del fraguado.

Deberá comprobarse que la densidad alcanzada en obra no es inferior a la máxima obtenida en el laboratorio en más de 2,5 Kg.

Curado. — El firme terminado deberá protegerse con una capa de 8 a 10 centímetros de tierra o paja mojada u otro medio apropiado, durante un plazo de siete días para su curado; pasado este tiempo se puede limpiar la superficie del camino y abrirse al tráfico o bien construir la capa superficial cuando se trata de emplearlo como cimiento.

Puede ser conveniente un tratamiento superficial cuando el suelo estabilizado con cemento se emplee como capa de rodadura y el tráfico sea de cierta intensidad; es normal una capa de imprimación de 0,50 a 0,75 litros por metro cuadrado, con un producto bituminoso fluido seguido, cuando haya secado, de una capa superficial de 1,5 a 1,75 de un betún viscoso, cubierto con gravilla, de 12 a 15 mm., en proporción de 16 a 20 litros por metro cuadrado. Se logra así disminuir el desgaste por rozamiento del firme.

En algunos firmes para pistas de aeropuertos americanos se ha efectuado un aumento de la dosificación de cemento en la capa superficial; para ello, cuando el cilindro de pata de cabra deja al apisonar una huella del orden de los 5 cm. en la superficie, se añade la cantidad de cemento que se mezcla con el suelo por medio de la grada de púas, antes de proceder al perfilado y apisonado final; la cantidad de cemento añadida varía del 4 al 6 por 100; debe hacerse un ajuste de la proporción de humedad, adicionando el agua que se considere necesaria; el firme se termina perfilándolo con la niveladora y apisonando con cilindros de neumáticos y tándem de rodillos lisos; aunque se aumenta la resistencia de la capa de rodadura, se produce, con frecuencia, el descascarillado superficial.

19.18. Costo. — Un equipo para la mezcla *in situ,* compuesto de: cuatro tractores, para realizar las diferentes operaciones de mezcla y apisonado; cuatro camiones, una niveladora y un rodillo tándem pueden ejecutar al día 1.500 metros cuadrados de firme de 15 cm. de espesor; en los gastos de personal habría que tener en cuenta 15 peones y los de encargado general, un listero, dos capataces y un mecánico jefe. Los gastos de este material figuran en la parte correspondiente (capítulos X y XIX).

El coste con mezcladora móvil es semejante, dependiendo su variación del tipo y características de la maquinaria empleada.

19.19. Conservación. — La conservación de estos caminos se reduce a efectuar bacheos con mezcla análoga a la empleada en la construcción. Se empieza por recortar el bache, con las paredes bien verticales y humedecerlo rellenando con la mezcla preparada; aun con las máximas precauciones, no siempre el material añadido une bien con el antiguo; es conveniente, por esta causa, levantar en el área del bache todo el espesor estabilizado. Para abreviar el tiempo que el bache ha de permanecer protegido del tráfico, se activa el fraguado añadiendo algún acelerador; el que da mejores resultados es el cloruro cálcico, disuelto en proporción del 2 al 4 por 100 en el agua del amasado.

Después de algunos años de uso del firme será preciso proceder a un recargo general del mismo; se empleará el material procedente del escarificado para la formación del nuevo revestimiento; la dosis de cemento precisa es, en general, menor que la primitiva, ya que las propiedades coloidales de la arcilla del suelo quedaron anuladas o, al menos, disminuidas.

Cuando exista tratamiento superficial bituminoso, se realizará la conservación periódicamente, dependiendo el plazo de la calidad e intensidad del tráfico; la forma de ejecutarla es similar a la empleada para un firme corriente, que se estudia más adelante.

19.20. Grava-cemento. — Dentro de las estabilizaciones con cemento, pero con unas características peculiares que le dan personalidad propia, se encuentra la grava-cemento. La grava-cemento es un material granular con un pequeño tanto por ciento de finos al cual se añade cemento y agua, cuya puesta en obra exige una compactación por medios mecánicos.

La grava-cemento tuvo su origen en el Estado americano de California y se ha empleado mucho como base en carreteras de tráfico pesado en Francia, siendo también usual su empleo los últimos años en España; se utiliza como base o subbase para firmes flexibles, y como base de firmes de hormigón hidráulico.

El componente mineral, la grava, es una mezcla de áridos naturales o artificiales con granulometría continua, cuyos tamaños van desde la grava a la arena, en ocasiones con finos en tanto por ciento determinado.

Husos granulométricos para grava-cemento.
Laboratorio Central de Ponts et Chaussées. París.

Abertura tamiz — mm.	Subbases de firmes flexibles	Base de firme flexible Subbase de firme de hormigón
	% en peso que pasa cada tamiz	% en peso que pasa cada tamiz
31,5	90 - 100	—
20	70 - 90	90 - 100
10	42 - 68	55 - 75
6	34 - 54	45 - 60
4	30 - 48	39 - 53
2	24 - 40	31 - 43
1	19 - 31	24 - 34
0,5	14 - 22	17 - 25
0,08	2 - 6	2 - 6

El tamaño máximo del árido se limita en relación con el espesor de la capa para obtener una mayor homogeneidad en la mezcla, reducir el peligro de segregación durante la fabricación y puesta en obra y para conseguir una superficie de la mejor calidad.

Son cifras normales para el tamaño máximo las comprendidas entre los tamices A.S.T.M. de 3/4" y 1,5" (18 a 37 mm.).

La granulometría del conjunto mineral debe ajustarse a unos husos cuidadosamente estudiados. A continuación se incluyen los recomendados en Francia por el Laboratorio Central de Ponts et Chaussees, para subbase o para base de firme flexible y subbase de firme de hormigón:

Es normal exigir un tanto por ciento mínimo de elementos machacados que proceden con frecuencia de los elementos superiores al tamaño máximo aceptado existentes en el material natural empleado. Este tanto por ciento oscila entre el 25 y el 60 por 100, según la función de la grava-cemento en la estructura del firme, la intensidad del tráfico que haya de soportar la carretera, las condiciones climáticas, etc.

Se exige al árido grueso un coeficiente de Los Angeles mínimo que oscila entre 30 y 40 por 100, dependiendo también de la función de la grava-cemento: base, subbase capa de rodadura, de las solicitaciones del tráfico, del clima, etc.

Asimismo se limita el contenido de materia orgánica y el de finos arcillosos. Las cifras máximas de materia orgánica son las normales en las estabilizaciones con cemento (pág. 769), el máximo de finos arcillosos determinados por el equivalente de arena es del 30 por 100.

El cemento empleado es normalmente artificial, P-250; su dosificación oscila entre el 3 y el 4,5 por 100 del peso seco del árido. El agua debe cumplir las condiciones que se exigen para el hormigón.

Tanto la dosificación de cemento como la de agua se determinan por medio de un estudio cuidadoso de laboratorio.

El contenido de agua deberá ser el correspondiente a la humedad óptima del ensayo Proctor modificado o ligeramente inferior. Con humedades inferiores a la del Proctor modificado, que no excedan del 1,5 por 100, se alcanzan las más altas resistencias. La humedad no debe superar a la máxima del ensayo Proctor modificado, pues se origina una pérdida notable de resistencia.

En el proyecto de una mezcla de grava-cemento se procederá: *a*) Comprobación de las características del material inerte, grava; *b*) Determinación de la curva Proctor modificada con distintas proporciones de cemento de la mezcla grava-cemento; *c*) Resistencias a compresión simple y a tracción (ensayo brasileño) de las distintas mezclas obtenidas variando la proporción de cemento y los contenidos de agua, con diferentes edades de las probetas.

Es normal exigir a una mezcla grava-cemento para la capa de base de un firme flexible sometido a tráfico pesado, una resistencia a compresión entre 30 y 70 Kg./cm.^{2} a los siete días y la fabricación de la mezcla exclusivamente en central que normalmente es continua.

Dado el tanto por ciento muy bajo de cemento de la mezcla, la conservación de una dotación constante y el lograr su buena repartición son puntos delicados que exigen el máximo cuidado. Se debe alcanzar un coeficiente de variación inferior al 10 por 100 en el contenido de cemento. Es conveniente disponer de dos silos para el almacenamiento del cemento; uno, para la alimentación del mezclador, y el otro, para el período de limpieza y llenado. La entrada del cemento al mezclador debe hacerse por medio de un dispositivo que produzca el necesario efecto de descompresión. Es normal la fabricación de grava-cemento en plantas dotadas de dispositivos de registro continuo del de cemento añadido.

La alimentación de los áridos debe realizarse a partir de las tolvas de almacenamiento de los diferentes tamaños. La forma de las tolvas y los dispositivos de alimentación y dosificación deben asegurar una alimentación regular, cuidando de eliminar los efectos de bóveda. En la ejecución de grava-cemento para capas de base de autopistas y carreteras de importancia, es normal exigir dispositivos de control continuo con registro de la alimentación del peso de cada uno de los componentes minerales de la mezcla. Las cintas de dosificación de los áridos de distintos tamaños no alimentarán directamente al mezclador, debiendo existir un transportador intermedio con el conjunto mineral que vaya al mezclador.

El mezclador deberá ser de dos ejes longitudinales dotados de paletas.

Las condiciones de puesta en obra de la grava-cemento exigen una limitación estricta del tiempo que media entre la terminación de la mezcla y el acabado final. Este tiempo no debe ser superior a dos horas en ningún caso. Por ello hay que organizar cuidadosamente el transporte, extendido y compactación de la mezcla. El transporte se realiza por los medios convencionales usuales; la extensión suele hacerse en una sola capa de espesor igual al proyectado. Este espesor oscila entre los 15 y 25 cm. compactados. Pueden utilizarse la mayor parte de las máquinas usuales de extendido: motoniveladora, extendedora, máquina de encofrados deslizantes, etc.; es imprescindible obtener con rapidez, sin segregación, el perfil preciso, y ello exige, normalmente, el empleo de extendedora adecuada.

Hay que prestar una atención particular a la compactación; debe de ser muy intensa y es conveniente realizar al comienzo de la ejecución un tramo de ensayo para fijar los elementos de compactación más idóneos y su forma de trabajo. Hay que exigir una densidad en obra superior al 95 por 100 de la densidad máxima Proctor modificado. Se emplean normalmente rodillos vibratorios pesados, de peso estático superior a 4 Tm., que por medio de dos o de tres pasadas permiten obtener las densidades precisas. Aumentar el número de pasadas de los rodillos vibratorios puede provocar segregaciones o degradaciones en el árido. También pueden utilizarse rodillos de neumáticos autopropulsados, con presiones de inflado superiores a 5 Kg./cm.^{2} y peso por rueda que podrá oscilar entre 2 Tm. para gravas naturales, o con pequeña proporción de piedra partida, o de 4 y 5 Tm. para gravas con alto porcentaje de elementos machacados.

Finalizada la extensión y compactación, hay que ejecutar un riego de curado con emulsión catiónica de betún diluida, de unos 300 gr. de betún por metro cuadrado. Debe prohibirse la circulación sobre la grava-cemento por lo menos durante siete días.

19.21. Estabilización con cal. — La cal se emplea hace mucho tiempo mezclada con el suelo para su estabilización; se utilizó la cal para este fin en algunas calzadas en Asia, China e India; los romanos usaron la cal y también las puzolanas mezcladas con ella para mejorar su poder ligante.

La cal, óxido de calcio CaO, o cal viva, como es sabido, se obtiene por la calcinación de la caliza; cuando ésta contiene magnesia en forma de carbonato, se obtiene la cal dolomítica. La cal viva mezclada con agua produce la cal apagada. Es preciso que la cal viva se produzca por calcinación completa de la caliza de origen, pues de no ser así quedarán en la cal viva elementos de la caliza y el producto obtenido no será apto para la estabilización.

La acción de la cal en el suelo es doble: en primer lugar, actúa sobre las bases de cambio de la arcilla y los iones metálicos ligeros son reemplazados por los cationes de calcio; por otra parte, sobre la superficie de las partículas de arcilla se acumulan cationes adicionales de calcio; la carga eléctrica superficial de las partículas se altera y la plasticidad del suelo baja, se hace más friable, puede consolidarse más rápidamente, mejor y seca a gran velocidad. Por otra parte, la cal produce una unión, cementación, de las partículas del suelo. El fraguado de la mezcla de cal y suelo es mucho más lenta que la del suelo-cemento. El proceso no se conoce muy exactamente; los compuestos de alúmina y sílice del suelo reaccionan con la cal y forman un gel, causa del endurecimiento.

La reducción de plasticidad del suelo tratado es más importante para una misma dosificación de cal a medida que aquélla sea más elevada; en suelos muy poco plásticos, puede darse el caso de que la plasticidad aumenta ligeramente con la adición de cal. La cantidad óptima de cal a añadir depende fundamentalmente del tipo de suelo.

La cal, normalmente, disminuye ligeramente la densidad, pero, en cambio, aumenta la resistencia. La cantidad de cal óptima depende de la naturaleza del suelo y del tiempo de curado; en general, son más sensibles los suelos más plásticos; los suelos de baja plasticidad exigen proporciones más elevadas de cal.

Es difícil determinar en el laboratorio la proporción óptima de cal; son más recomendables los ensayos de resistencia a la rotura que los de humedad-sequedad, hielo-deshielo, pues los suelos estabilizados con cal son poco resistentes a los ciclos repetidos, con los que se dosifica el suelo-cemento. No hay, en realidad, un ensayo que satisfaga; hay casos repetidos de buenos resultados en laboratorio con malos resultados en obra. El método del ensayo del módulo de elasticidad sónico de las probetas está hoy en estudio con buenas perspectivas.

En todo caso no hay que olvidar que en estas estabilizaciones tienen una importancia trascendental las condiciones del curado: humedad y temperatura;

especialmente esta última influye en el incremento de resistencia. La humedad, en cambio, actúa, en general, desfavorablemente; cuanto más alta es, menor resistencia se alcanza.

La cantidad de cal se recomienda sea como mínimo del 5 por 100; hay que tener presente la capacidad de duración en un suelo estabilizado con cal es mayor, dentro de límites lógicos, a medida que es más alta la proporción de ésta.

La construcción se realiza en forma análoga a la estabilización suelo-cemento. La cal puede añadirse en seco, como el cemento, o en lechada; es esencial, tanto en un caso como en otro, asegurarse de la uniformidad de la pulverización. Mezcladas la cal, el suelo y el agua debe dejarse curar sin apisonar durante veinticuatro a cuarenta y ocho horas, hasta que la mezcla pierda su plasticidad; se favorece así la pulverización y uniformidad de la mezcla; este curado inicial no es preciso cuando se trate de suelos predominantemente granulares. Después de este período de cura preliminar se procede a la pulverización y mezcla final del suelo, hasta alcanzar un conjunto perfectamente uniforme, añadiendo agua si fuera preciso. Con pasadas de niveladora se extiende la capa de firme con un espesor de 7 a 10 cm. y se procede al apisonado, como en el caso del suelo-cemento, con rodillos de pata de cabra o de neumáticos, seguidos de pasadas de niveladora, terminando la consolidación con un rodillo tándem de cilindros lisos.

El pavimento debe dejarse curar manteniéndolo protegido de la evaporación durante siete días, si la temperatura del ambiente es cálida y más, si fuese fría.

La manipulación de cal es siempre arriesgada y puede producir quemaduras, especialmente si se trata de cal viva; el personal deberá llevar guantes y gafas de seguridad y, si se produce polvo de cal por las condiciones del trabajo, caretas protectoras.

Las mezclas de suelo estabilizado con cal presentan muy poca resistencia al desgaste superficial; es imprescindible protegerlas con un tratamiento bituminoso en caliente, si el suelo estabilizado con ella se emplea como capa de rodadura.

En estas mezclas, como en las de suelo-cemento, es fundamental durante la construcción una comprobación rigurosa y periódica de las condiciones de homogeneidad de la mezcla y de la compacidad prevista.

19.22. Suelos estabilizados con productos bituminosos. — Al suelo natural se puede añadir un producto bituminoso para lograr su estabilización; la función del producto bituminoso depende del tipo de suelo, según sea granular o cohesivo. Si se trata de suelos sueltos o con muy pequeña proporción de material cohesivo, el producto bituminoso tiene que cumplir, fundamentalmente, la misión de unir los distintos elementos granulares. Se pueden emplear betunes de destilación con penetraciones 85-100 ó 120-150, asfaltos fluidificados RC-1-2-3, emulsiones o alquitranes del RT-4 al RT-10. La proporción de betún será la precisa para cubrir la superficie del árido; para determinarla pueden emplearse

fórmulas empíricas que relacionan la granulometría con la superficie, por ejemplo, la de California o Staton:

$$P = 0{,}02\,a + 0{,}045\,b + 0{,}18\,c;$$

en la que

P, es el tanto por ciento de betún en relación con el peso total del árido.

a, el tanto por ciento del árido retenido en el tamiz núm. 10.

b, el tanto por ciento del árido que pasa por el tamiz núm. 10 y retenido en el tamiz núm. 200.

c, el tanto por ciento del árido que pasa por el tamiz núm. 200.

En las mezclas gruesas, en las cuales menos del 50 por 100 pasa por el tamiz núm. 4 y solamente del 4 al 5 por 100 por el tamiz núm. 200, el coeficiente *c* se aumenta a 0,20.

Cuando en vez de betunes se emplean emulsiones o betunes fluidificados, el valor de *P* es el betún real del producto. Las cifras de betún que se obtienen por aplicación del concepto de superficie no tienen en cuenta la naturaleza del árido, que puede hacerlas variar en la práctica. Con la cifra obtenida como una primera aproximación, se pueden preparar varias probetas cuya estabilidad se mide en el estabilómetro Hubbard, para materiales finos o en el Hveem o Marshall para mezclas gruesas (capítulo XXIII). Las probetas se preparan mezclando el árido seco con el producto bituminoso cuando éste es betún de destilación fluidificado; cuando se emplee como producto bituminoso una emulsión, el árido debe tener humedad aproximadamente igual a la mitad de la cantidad de emulsión a añadir; las dimensiones de la probeta y la carga estática a la cual ha de ser compactada, dependerá del tipo de ensayo a que haya de ser sometida; se sumergen en agua a 60° C. antes del ensayo. Cuando se empleen como ligantes betunes fluidificados o emulsiones, será necesario que el solvente o el agua haya desaparecido antes de proceder al apisonado.

La comparación de las resistencias obtenidas es, en cualquiera de los ensayos, bien definida e indica claramente cuál es la proporción más conveniente de betún. Son normales las de 200 a 250 Kg. de estabilidad Marshall y 350 kilogramos de estabilidad Hubbard.

En el caso de suelos finos, se pueden estabilizar con asfaltos fluidificados RC-1 a RC-4, MC-1 a MC-4 y SC-1 a SC-4; estos últimos para suelos muy plásticos; alquitranes RT-3 y RT-4 y emulsiones; el ensayo Hubbard se realiza con la probeta no sumergida en agua, sino a la temperatura ambiente, 15 a 20° C. Son resultados normales:

1. Antes de la prueba de absorción, 450 Kg.
2. Después del ensayo de absorción, 180 Kg.
3. La absorción no representará un aumento de volumen superior al 5 por 100.
4. Máximo de agua absorbida, 7 por 100.

La inmersión se hace sumergiendo las probetas parcialmente en agua durante siete días.

Los métodos de estudio de la dosificación no se consideran totalmente satisfactorios, estando en estudio nuevos procedimientos.

19.23. Construcción. — Se puede emplear cualquiera de los procedimientos descritos para otras estabilizaciones: mezcla *in situ* con maquinaria móvil o en instalación central. Hay que tener presente, cuando se empleen como ligantes betunes fluidificados o emulsiones, que no debe empezar el episonado hasta que se haya producido, como mínimo, el 80 por 100 del proceso de curado, pues si queda cerrada la posibilidad de evacuación del solvente o el agua por el apisonado, el firme resultará deformable.

En general, es recomendable, si el suelo estabilizado se emplea como capa de rodadura, terminarlo con una capa de tratamiento superficial.

19.24. Estabilización con productos diversos. — Una gama muy extensa de productos diversos se utiliza hoy para la estabilización; su acción puede ser dar cohesión a suelos que carecen de ella o mantener la proporción de humedad para que la cohesión del suelo sea la máxima; en este caso hay que usar productos que eviten se incorpore al suelo el agua que a él pueda llegar, bien procedente del exterior, agua de lluvia o de escorrentía, o bien de capas inferiores por capilaridad o filtración. Entre los productos que dan cohesión al suelo que carece de ella están los lignosulfitos, residuos de lejías bisulfíticas de extracción de la celulosa de la madera de pino, en definitiva un residuo de la fabricación del papel; su efecto es de unir simplemente los elementos sin cohesión; su dosificación, 4 litros de solución al 8 por 100 por metro cuadrado para tratamientos superficiales y para estabilización del suelo, del 0,5 al 1 por 100 del peso de éste.

Con este mismo fin puede emplearse el silicato sódico; es especialmente interesante para la aglomeración de suelos silíceos pulverulentos. Para mantener una determinada proporción de humedad se emplean distintos productos industriales de aminas y sus derivados; son productos hidrófobos, que evitan que el suelo pueda absorber agua o productos mixtos de aminas y urea. Se emplean también para este fin diferentes tipos de resinas, como la Vinsol, que se utiliza con éxito hace años; es un polvo amarillo de la finura del cemento, pero menor peso específico, que se obtiene por destilación de los tocones de los pinos; se puede realizar con ella una emulsión con el 85 por 100 de resina y el 15 por 100 de agua; se aplica mezclado con sosa cáustica o en polvo seco si la proporción de humedad del suelo es aproximadamente la óptima; produce un efecto fuertemente hidrófobo y, por tanto, impermeabilizante; reduce la capilaridad del suelo; estas propiedades se mantienen en cualquier tiempo. En proporciones reducidas reducidas, 0,05 Kg. por metro cuadrado y centímetro de espesor, estabiliza suelos que contienen del 30 al 50 por 100 del material grue-

so. La resistencia que se logra es similar a la alcanzada por otro procedimiento, pero es posible con ella estabilizar más económicamente que por otros sistemas suelos A-5, A-6 y A-7. Se pueden emplear también otras resinas naturales. A veces se combinan con aditivos para darles un poder cohesivo. Las resinas sintéticas, mezclas de fulfurolanilina, acrylato de calcio, etc., son eficaces, pero, hoy por hoy, excesivamente costosas.

19.25. Otros procedimientos. — En zonas muy reducidas, pues resultan muy caros, pueden emplearse los procedimientos de calentamiento superficial y electrósmosis. Recientemente se ha empezado a emplear el polvo de los hornos de cemento mezclado con una cierta proporción de éste.

BIBLIOGRAFIA

Cement Portland Ass.: Soil-Cement.

WOODS-HIGHWAY: *Engineering Handbook.*

WOOLTORTON, F. L. D., B. Sc.: *The scientific basis of Road design.*

British Standards Institution: "Methods of test for stabilized soils". *B. S.*, 1924, 1953.

CLARE, K. E. & SHERWOOD, P. T.: *The determination of the cement content of soil-cement mixtures,* 1951.

CLARE, K. & TANNER, J.: *Soil-cement road.* Road Research Laboratory, 1952.

CLARE, K. E. & CRUCHLEY. A. E.: *Laboratory experiments in the stabilization of clays with hydrated lime.* The Institution of Civil Engineers, 1957.

GRIMER, F. J. y ROSS, N. F.: *The effect of pulverization on the quality of clay-cement,* 1957.

Waterways Experiment Station: "Soil Stabilization-Hydrated lime and quicklime". 1957.

GRIMER, J. F.: *The use of a cement-stabilised gravel base.* Road Research Laboratory, 1958.

Highway Research Board: "Cement-soil stabilization". 1958.

SHERWOOD, P. T.: *Soil stabilization by the use of chemical admixtures. A review of the present position.* 1961.

MILLARD, R. S.: *Soil stabilization in the tropics.* 1961.

Centre de Recherches Routières: "Code de bonne pratique pour la stabilisation des sols.

PELTIER, R.: *Nuevos procedimientos de estabilización del suelo con ayuda de productos químicos de gran eficacia.* 1962.

BALAGUER, E.: *Experiencias, aplicación de la Mecánica del Suelo en las carreteras.* Sdad. Esp. de M. S. y C., 1962.

U. S. Army Engineer Waterways Experiment Station: "Investigations of phosporous pentoxide as a soil-stabilizing material. Soil Stabilization". *Techn. Rep.* 3-455. 1960.

Higway Research Boards Bulletins: "Cement-soil stabilization". *Bull.* 198.

— "Lime and limefly ash as soil stabilizers". *Bull.* 231, 1959.

— "Preconditioning and stabilizing soils by lime admixtures". *Bull.* 262, 1960.

— "Soil stabilization by admixing with Portland cement". *Bull.* 267, 1960.

— "Influence of stabilizers on properties of soils and soil-aggregate mixtures". *Bull.*

— "Fly ash in concrete: an evaluation". *Bull.* 284, 1961.

— Soil stabilization with Portland cement". *Bull.* 292, 1961.

— "Lime stabilization: properties, mix design, construction practices and performance". *Bull.* 304, 1961.

— "Soil stabilization with phosporous compounds and additives". *Bull.* 318, 1962.

SHERWOOD, P. T.: *Rapid method for detecting the presence of deteriorus organic matter in soil-cement.* Ref. 1838 F. 1962.

SILVA, A. C.: *Soil stabilization with resins. Laboratory tests. Laboratorio de Ensaios de Materiais e Mecánica do Solo de Moçambique.* Publ. 64, ref. 1861 F. 1959.

Higway Research Bulletin: "Lime stabilization. Mix design, properties and process 1962". *Bull.* 335, publ. 1017, ref. 1906 F. 1962.

Highway Research Record, núm. 198, 1967.

RICHARD D. WALKER y otros: *Strength Loss in Lime-Stabilized Clay Soils when moistened and exposed to freezing and thawing.*

SWANSON, T. E. and THOMPSON, M. R.: *Flexural fatigue strength of lime-soil mixtures.*

ALI KEMAHLIOGLU: *A rapid method for soil cement design.*

ARA ARMAND and FAYED SAIFAN: The effect *of delayed compactation on stabilized Soil-Cement.*

ROSIMA PILIA: *La Tecnica di stabilizzazione con leganti bituminoso, applicata agli strati di base.* Le Strade, abril 1964.

Stabilized soils mix design and properties. 6 informes. Highway Research Record número 198, 1967.

KAWALA, E. L. of the Highway Division: *Estabilización de suelo* (A.S.C.E.), pág. 75, 1966. *El empleo de bases estabilizadas con cemento en EE.UU. y Canadá.* B. del L. T. M. S., núm. 51, noviembre 1966.

Estabilización con cal. (De diversos autores). Unos 6 artículos de interés. Highway Research Record, núm. 253, 1968.

CAPITULO XX

FIRMES Y BASES DE MACADAM

20.1. Los firmes y bases de macadam tienen una resistencia considerablemente superior a los suelos consolidados; pueden utilizarse como cimientos de firmes de mejor calidad, o bien como capa de rodadura con o sin tratamiento superficial cuando el tráfico es adecuado a esta solución. Están constituidos por un esqueleto de piedra machacada, bien apisonada, cuyos huecos se rellenan con un material fino, el recebo.

La resistencia de un firme de macadam se alcanza principalmente por la trabazón y rozamiento de los elementos gruesos; el ángulo de rozamiento interno del macadam se aumenta muy poco, después de añadir el recebo; pero, en cambio, se ha demostrado que la deformabilidad del firme disminuye mucho.

Los firmes de macadam se pueden clasificar en:

Macadam al agua.
Macadam en seco.

Difieren esencialmente en el método de construcción.

20.2. Condiciones que deben cumplir los materiales. Arido grueso. — Es elemento fundamental de la resistencia del firme, por el encaje de los distintos elementos y su rozamiento; ello lleva a exigir que el 75 por 100 del árido grueso tenga, por lo menos, de dos a tres caras fracturadas; el canto rodado, mal machacado, que no cumpla el mínimo señalado de caras fracturadas, dará un firme difícil de consolidar y deformable.

El tamaño de la piedra debe oscilar entre 4 y 8 cm. La forma ha de ser lo más cúbica posible. El material será de dureza tal, que sea capaz de resistir las cargas del tráfico; es normal exigir un coeficiente de Los Angeles inferior a 40; la piedra excesivamente dura es difícil de consolidar por los procedimientos corrientes; exige vibradores y un recebo adecuado.

La piedra no debe ser friable, para que no se deshaga primero al consolidar y, posteriormente, bajo las cargas de tráfico; el coeficiente de friabilidad a exigir dependerá del tipo de piedra: 17 a 28 para las calizas, 9 a 15 para los pórfidos y 11 a 19 para las cuarcitas.

En climas muy fríos, donde sean de temer los efectos de la helada, la piedra deberá tener una buena resistencia a la acción de los sulfatos (soundness test). Las granulometrías en uso son muy semejantes en los distintos países.

La A.A.S.H.O. recomienda:

Tamiz A.S.T.M.	MACADAM AL AGUA % en peso que pasa cada tamiz	
	ARIDO GRUESO	ARIDO FINO (recebo)
3″	100	
2 1/2″	90-100	
1 1/2″	25-60	
3/4″	0-10	
3/8″		100
Núm. 4		85-100
Núm. 100		5-25

Tamiz A.S.T.M.	MACADAM VIBRADO EN SECO % en peso que pasa cada tamiz	
	ARIDO GRUESO	ARIDO FINO (recebo)
2 1/2″	100	
2″	90-100	
1 1/2″	35-70	
1″	0-15	
3/4″		100
1/2″		90-100
Núm. 100		0-30

Las instrucciones de la Dirección General de Carreteras y Caminos Vecinales del Ministerio de Obras Públicas de España recomienda:

Tamaño de la malla	% en peso que pasa por la malla				
	M 1 (8/5)	M 2 (7/4)	M 3 (6/4)	M 4 (5/3)	M 5 (4/2)
8 cm.	90-100	100	—	—	—
7 cm.	—	90-100	100	—	—
6 cm.	—	—	90-100	100	—
5 cm.	0-10	—	—	90-100	100
4 cm.	—	0-10	0-10	—	90-100
3 cm.	0-5	—	—	0-10	—
2 cm.	—	0-5	0-5	—	0-10
1 cm.	—	—	—	0-5	0-5

Las rocas volcánicas, basalto, ofita, diorita, etc., son de grano muy fino y elevada dureza; dan firmes de macadam muy buenos si se emplea recebo apropiado. Los granitos son friables, en especial los de grano grueso; sólo los

microgranitos pueden llegar a ser suficientemente resistentes; hay que emplearlos con mucha precaución. Las calizas duras son excelentes; los tipos blandos no deben emplearse para capas de rodadura. Las areniscas de grano grueso son friables y, por tanto, peligrosas; pero hay calidades que dan firmes semejantes a los obtenidos con roca volcánica.

20.3. El recebo. — Tiene una gran importancia para el resultado del macadam. Puede estar constituido por detritos de cantera o por determinados suelos; debe rellenar los huecos del árido grueso; no aumenta sensiblemente, según hemos dicho, el rozamiento interno del firme, pero tiene importancia grande en su deformabilidad; los recebos excesivamente arcillosos dan firmes que se deforman en climas lluviosos; influye asimismo en la permeabilidad del firme, y, por tanto, en las condiciones de drenaje, especialmente si el macadam se utiliza como base de otros firmes. Las condiciones que hay que imponer al recebo son de granulometría y calidad. Es evidente que, puesto que ha de rellenar los huecos del árido grueso, su tamaño máximo debe depender de la dimensión media del árido; así, las especificaciones Federales Alemanas estipulan que el tamaño máximo del recebo no deberá exceder de 1/6 del medio del árido grueso. En el comportamiento del recebo tiene importancia fundamental la proporción y naturaleza de la fracción arcillosa; normalmente se limitan las condiciones de plasticidad del material que pasa por el tamiz número 40 A.S.T.M. (0,42 mm.). En España, y es condición corriente en otros países, se exige a estas fracciones las siguientes condiciones de plasticidad:

$$\text{L.L.} \leq 25$$
$$\text{I.P.} \leq 6$$
$$\text{Equivalente de arena} > 30.$$

Los recebos arcillosos son atractivos para el constructor; la piedra consolida rápidamente, pero son peligrosos, pues el macadam construido con ellos no resulta estable y se deforma fácilmente bajo la acción de las cargas actuales; el peligro es más acusado cuando el macadam se emplea como base de otros firmes, especialmente si el drenaje no es el debido. Cuando se utiliza el macadam como capa de rodadura se puede ser más transigente en la plasticidad de la fracción que pasa por el tamiz número 40 A.S.T.M.; es entonces aceptable:

$$\text{L.L.} \leq 35$$
$$4 \leq \text{I.P.} \leq 9$$

Los suelos limosos no son recomendables para recebo; carecen de cohesión y rozamiento interno; son muy capilares y sensibles a la helada.

Las arenas finas no tienen propiedades cohesivas; estabilizan en cierto modo los materiales gruesos por rozamiento interno. Las arenas ligeramente arcillo-

sas, pueden ser recebos excelentes. Los detritos de machaqueo son convenientes o no, según la calidad de la piedra de origen; han de tener un cierto poder ligante; falta hoy un ensayo puesto al día para medir la calidad del recebo; el utilizado hace muchos años de valorar el poder ligante por la resistencia a rotura de unas pequeñas probetas fabricadas con el material a ensayar, no parece adecuado a las circunstancias actuales, pues no tiene en cuenta las condiciones de plasticidad y permeabilidad que son fundamentales; los detritos de machaqueo de determinados granitos, calizas y margas, pueden dar recebos excelentes.

20.4. Construcción. — Sobre la explanada debidamente consolidada puede extenderse directamente el macadam o será necesario establecer previamente una capa anticontaminante, o una subbase de drenaje (epígrafe 13.5). Hace años era práctica corriente establecer un cimiento de piedra en grueso de 20 a 30 cm. (Telford) (fig. 20-1); sus huecos se ripiaban con piedra de menor di-

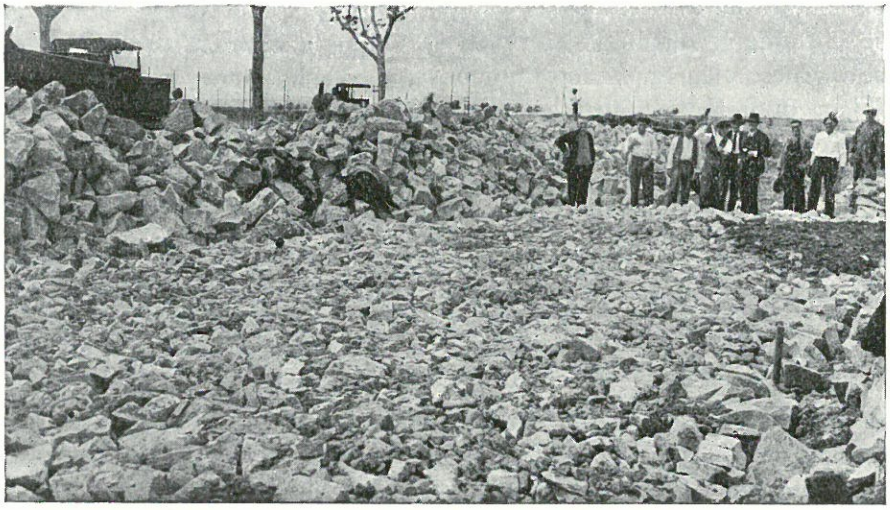


Figura 20-1.

mensión formando una especie de mampostería en seco. La aparición de las grandes cargas han hecho ineficaz y peligroso este sistema: si las piedras gruesas del Telford se asientan directamente sobre la explanada, hay peligro de que se hundan en ella y que el terreno de ésta, si es arcilloso y contaminante, suba a través de las piedras gruesas; éstas se mueven por la acción del tráfico, falta el asiento adecuado y la superficie del macadam se altera y deforma; es la mayoría de las veces iniciación de la ruina del firme, difícil de corregir. Por eso, en algunas carreteras donde aún se emplea el Telford, éste va, no sobre la explanada, sino sobre una subbase de asiento, que si la naturaleza del

suelo lo exige, debe ser anticontaminante; aun haciéndolo así hay que tomar grandes precauciones para lograr que las piedras que constituyen el Telford no se muevan por la acción de las cargas del tráfico que a ellas pueden llegar a través de las capas superiores del firme.

Es frecuente que debajo del macadam exista una subbase; ésta puede tener los siguientes fines:

a) Proporcionar un cimiento uniforme al macadam, haciendo que a la explanada sólo lleguen las cargas que pueda soportar; la subbase puede no ser necesaria, si el tráfico no es intenso y la naturaleza del suelo sobre el que se asienta no presenta peligro de contaminación o de hielo.

b) Evitar la contaminación del firme; cuando se trata de suelos de arcilla, y ésta puede, por las condiciones del clima y drenaje, alcanzar un cierto grado de plasticidad, si se coloca directamente el macadam sobre el suelo, las cargas pueden hundir en él las piedras del macadam y forzarle a subir a través de los elementos gruesos. Este efecto se ha hecho especialmente sensible al aparecer las grandes cargas y el tráfico muy intenso. El macadam se deformará como una masa plástica, pues la infiltración del suelo alteró las condiciones de plasticidad del recebo.

c) Evitar la acumulación de agua debajo del macadam, por medio de un drenaje eficaz.

El material de subbase debe ser un material pétreo, procedente de machaqueo o de cantera de grava rodada. Hay que limitar el tamaño máximo de sus elementos de un medio a un tercio del espesor previsto para esta capa; la composición granulométrica es recomendable entre dentro de una de las composiciones que se recogen en la tabla que se reproduce a continuación:

Designación del tamiz	Abertura en milímetros	TANTO POR CIENTO QUE PASA					
		Granulometría A	Granulometría B	Granulometría C	Granulometría D	Granulometría E	Granulometría F
2″	50,8	100	100	—	—	—	—
1″	25,4	—	75-95	100	100	100	100
3/8″	9,52	30-65	40-75	50-85	60-100	—	—
N.º 4	4,76	25-55	30-60	35-65	50-85	55-100	70-100
N.º 10	2,00	15-40	20-45	25-50	40-70	40-100	55-100
N.º 40	0,42	8-20	15-30	15-30	25-45	20-50	30-70
N.º 200	0,074	2-8	5-20	5-15	10-25	6-20	8-25

Del material que pase por el tamiz número 10 no debe pasar por el número 200 más del 25 por 100, y del que pase por el tamiz número 40 el I.P. no

debe ser mayor del 6 ni su límite líquido mayor de 25. Cuando exista peligro de helada no debe tener más del 8 por 100 de material menor de 0,02 mm.

La capa de subbase, por consideraciones constructivas, ha de tener, como mínimo, un espesor de 10 cm. Debe consolidarse cuidadosamente con un rodillo apisonador normal con peso de 10 a 12 toneladas; una vez obtenida una superficie uniforme, es conveniente terminar el apisonado de la subbase con un rodillo vibrador.

La subbase, cuando se emplea, debe prolongarse por debajo del paseo, hasta la cuneta, talud del terraplén o dren longitudinal (epígrafe 13.7). Nunca dejar la subbase sin desagüe; ello produciría el reblandecimiento del macadam, la base y, en definitiva, la ruina del firme.

Una vez consolidada y en rasante la subbase, si es preciso su empleo, y si no debidamente igualada la explanada de asiento, se procede a la extensión de la piedra del macadam; puede hacerse a mano para obras pequeñas, con máquinas extendedoras especiales o simplemente con una explanadora. En cualquier caso, hay que lograr que la capa de piedra extendida sea de espesor uniforme. El macadam no debe construirse por capas de espesor superior a 15 centímetros una vez apisonadas.

Hay que tener en cuenta que el volumen de piedra, después de apisonada, es el 80 por 100 del correspondiente de la piedra acopiada; las equivalencias a tener en cuenta son:

1 m.³ de piedra en cantera equivale a .....
- 1,80 m.³ de piedra gruesa.
- 2,00 m.³ de piedra partida.

1 m.³ de piedra afirmada requiere .....
- 0,65 a 0,70 m.³ de roca.
- 1,17 m.³ de piedra gruesa.
- 1,30 m.³ de piedra partida.

Al extender la piedra hay que lograr que su pendiente quede paralela a la superficie final del firme, tanto si el macadam constituye la capa de rodadura, como si ha de ser cimiento de un pavimento de calidad superior; en este caso, la pendiente transversal dependerá del tipo de pavimento. Si el macadam constituye la capa de rodadura, la pendiente transversal será del 2 al 3 por 100.

Extendida e igualada la piedra, se procede al apisonado. Hay que tener en cuenta en esta operación: 1.° Nunca deben apisonarse capas de piedra de espesor mayor de 0,15 m. — 2.° El apisonado debe realizarse paralelamente al eje del camino, empezando en los bordes y terminando en el centro; solamente así se podrá conservar la sección transversal proyectada. — 3.° El apisonado de la piedra debe continuar, sin añadir recebo, hasta que aquélla esté perfectamente encajada, pero sin que empiece a romperse. Si el apisonado se prolonga demasiado, hay peligro de triturar la piedra, se altera la granulometría y, en definitiva, resulta un firme poco resistente. Este primer apisonado debe hacerse en seco, con una máquina que produzca una carga de 55 a 65 Kg. por centímetro de ancho de llanta; como orientación, en total (encaje y recebado), el número de pasadas de la apisonadora varía de 80 a 120 con piedra dura, y 40

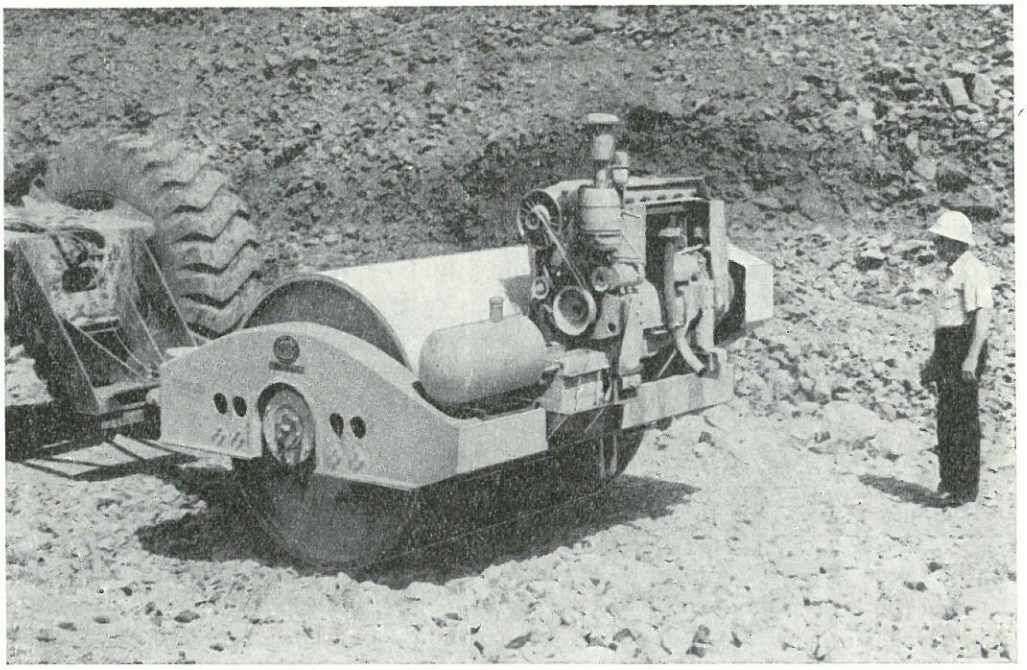


Figura 20-2.

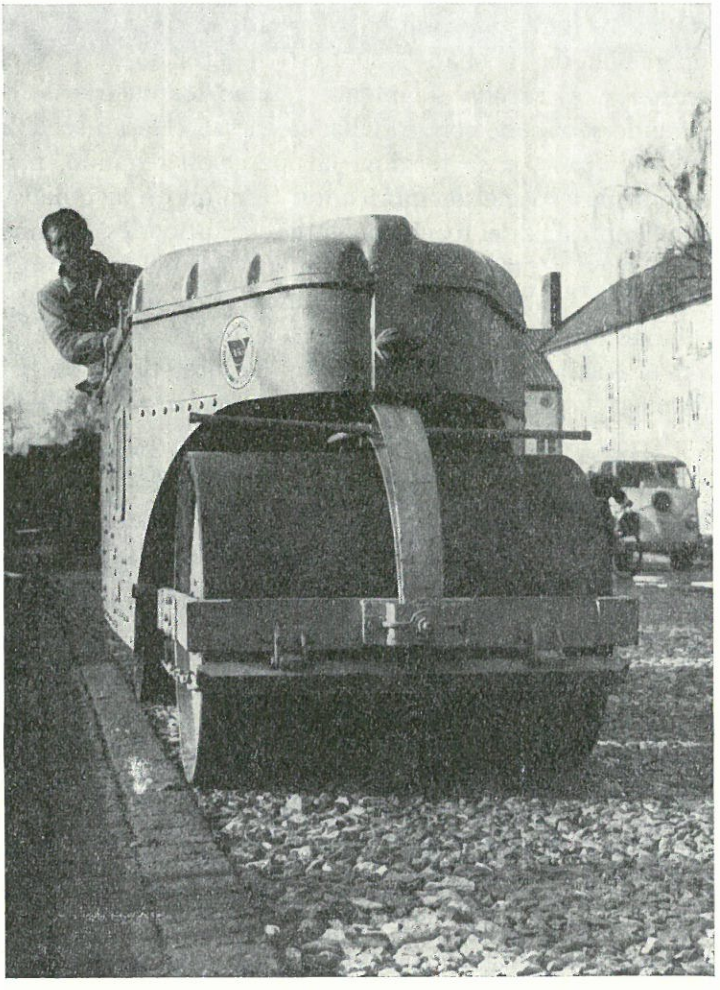


Figura 20-3

a 80 con piedra blanda. Se debe comprobar, con frecuencia, la exactitud del perfil transversal por medio de maestras; cuando falta piedra se añade la cantidad precisa, y cuando sobra, se rastrilla el exceso; es imprescindible un capataz práctico para esta operación.

Cuando hay bordillo, se debe tener mucho cuidado en que el apisonado del firme, en la zona próxima a aquél, no lo mueva, como ocurriría si se pretendiese apisonar con rodillo toda la sección transversal; hay que suspender el apisonado a unos 0,50 m. de distancia del bordillo, consolidando el resto con pisón de mano o neumático.

El rendimiento normal del apisonado es de 3 a 5 metros cúbicos por hora, por cilindro apisonador.

Cuando la piedra del firme está perfectamente encajada, se añade el recebo; como la función fundamental de éste es rellenar los huecos del firme para lograr la máxima compacidad, la cantidad precisa dependerá de la proporción de huecos que quedan en la piedra apisonada; normalmente, se necesita del 20 al 25 por 100 del volumen de la piedra. Cuando el recebo es tierra, debe forzarse a penetrar en la masa del firme por la acción combinada del apisonado y del agua, que ha de añadirse en la cantidad precisa para lograrlo; la operación de recebado con tierra y sin cantidad suficiente de agua, resulta defectuosa; el recebo solamente rellena los huecos de la zona superior del firme. Cuando se recebe con gravilla, se fuerza ésta en seco, a que penetre en los huecos del firme, y se termina la operación regando, para que el agua, actuando como una especie de lubricante, termine de efectuar el encaje del conjunto. No conviene aplicar el recebo en grandes cantidades; es mucho más conveniente añadirlo poco a poco, a medida que el firme lo va absorbiendo; la operación debe continuar hasta que éste no admita más; una vez logrado, la superficie debe quedar cubierta de una pequeña capa de recebo de pequeño espesor. Para forzar el encaje de la gravilla entre los intersticios de la piedra en seco se puede emplear la vibración; su frecuencia debe oscilar de 2.800 a 3.000 por minuto.

Hay cilindros vibradores ligeros de: 350 y 500 Kg.; el primero, de una sola rueda vibrante (fig. 20-2) o tándem (fig. 20-3); se obtiene con ellos una consolidación eficaz, por un encaje perfecto de los elementos pétreos, sin que se rompan; el rendimiento es mejor que con los cilindros corrientes.

No deben corregirse las desigualdades que resulten en el firme al apisonar, con gravilla o recebo; la rasante ha de obtenerse añadiendo o quitando piedra de la empleada en el firme.

Hay que evitar el empleo de más recebo que el necesario para rellenar los huecos del árido grueso, perfectamente encajado; normalmente no excede de 1/3 del volumen de piedra apisonada; emplear exceso de recebo es expuesto a trastornos que pueden ser graves; el tráfico, al ir apisonando la piedra del macadam, va expulsando el recebo en exceso, el firme se deforma y el recebo expulsado puede dañar la capa de rodadura si el macadam se empleó como cimiento.

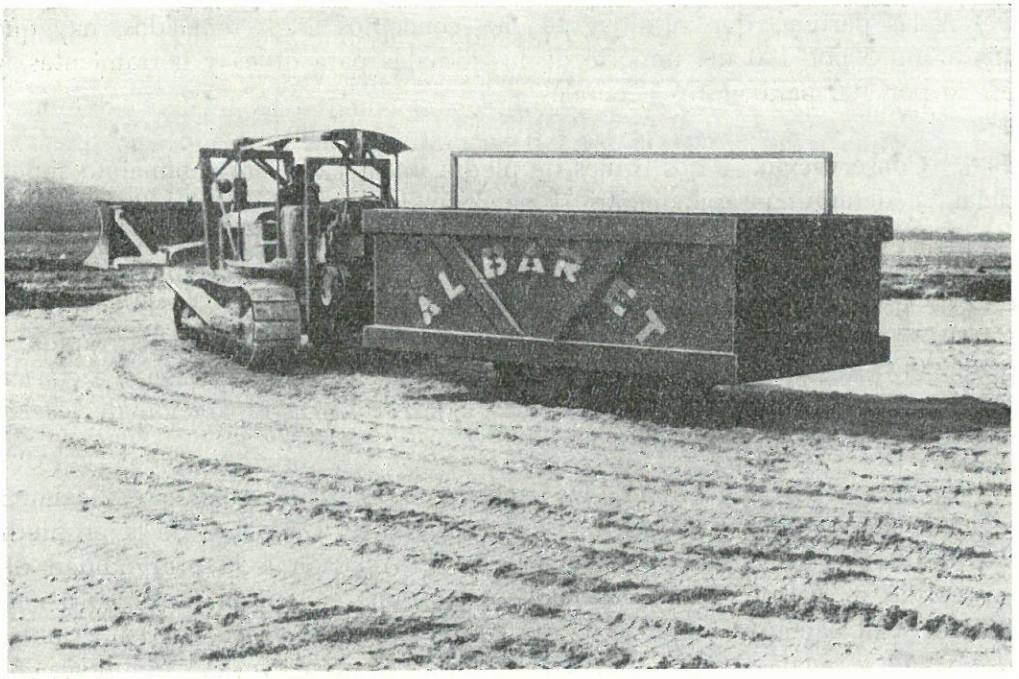


Figura 20-4.

20.5. Coste. — Se suele abonar el metro cúbico de "piedra convertida en firme"; este método es más conveniente y justo que pagar el firme por metro cuadrado de un determinado espesor difícil de comprobar y que puede prestarse a discusión; el metro cúbico de abono es medido en acopio; hay que tener en cuenta los coeficientes de la pág. 792; se puede abonar también por tonelada de piedra suelta, fijando en este caso el peso aparente de la piedra acopiada. Para el refino y preparación de la explanada, habrá que calcular 0,50 horas de peón por metro cuadrado.

Extracción, cribado y distribución del recebo, según las circunstancias locales.

Apisonado: hay que tener en cuenta que una máquina apisonadora de 10 a 15 toneladas consolida de 3 a 5 m.^{3}/hora; llevará maquinista y fogonero, si es de vapor, o un solo mecánico, si es de combustible líquido. Los gastos de combustible y aceite y amortización de la apisonadora, según los distintos tipos y características, se señalan en el capítulo de maquinaria.

Hay que tener en cuenta: los gastos de transporte a obra de la apisonadora y los de conservación y amortización de la misma, estos últimos pueden evaluarse en 0,6 por 100 mensual del valor de la maquinaria nueva.

Agua: datos del consumo necesario para la maquinaria figuran en el capítulo XVIII; para el apisonado se precisa del 0,5 a 1 por 100 del volumen de piedra.

A las partidas que resulten por los conceptos antes señalados, hay que añadir un 5 por 100 del importe de los jornales para útiles y herramientas, y un 20 por 100 para gastos generales.

20.6. Conservación. — Los firmes de piedra machacada sin tratamiento superficial, se deterioran rápidamente, si están sujetos a un tráfico de relativa intensidad. Si la piedra es blanda, se destruye bajo las cargas de los vehículos; la superficie del firme se hace desigual y el tráfico rápido origina gran cantidad de polvo; si es dura, se suelta del recebo, produciéndose baches; este último efecto se nota, especialmente, en los caminos sujetos a tráfico rápido, y es debido principalmente a los esfuerzos tangenciales y de succión. La conservación, a cargo del personal permanente, consiste en la reparación de los baches y la reposición del recebo.

Bacheo. — La reparación de los baches debe hacerse cortando verticalmente sus bordes y rellenando con piedra de tamaño de 1/2 y 1/3 de la profundidad del bache, pues si la piedra es grande en relación a la profundidad del mismo, no se consolidará debidamente; se apisona con pisón de mano o neumático, si el bache es pequeño, o con rodillo, si sus dimensiones lo permiten, recebando y regando como si se tratase de un firme nuevo; hay que tener cuidado de que la superficie del bache, una vez consolidado, no quede más baja que la rasante del camino, pues entonces se acumulará el agua en él y rápidamente se reproducirá. Si se echa la piedra sin haber recortado previamente el bache, lo probable es que se suelte; en todo caso, quedará una superficie defectuosa.

Reposición del recebo. — La reposición del recebo consiste en cubrir, cuando falte, la superficie del firme con material de la misma naturaleza del empleado en la construcción, evitando que el macadam quede descarnado, con peligro de que la piedra se suelte o rompa.

La atención del bacheo y reposición del recebo debe ser continua; la "puntada a tiempo" debe ser la consigna a seguir; con personal suficiente y celoso del cumplimiento de su deber, que acuda inmediatamente a reparar la avería pequeña, la vida del firme, si es adecuado para el tráfico que soporta, se prolonga mucho; económicamente, el gasto que origine el tener la conservación atendida, es siempre remunerador.

Recargos. — Periódicamente, con intervalos dependientes del tráfico a que esté sometido el camino y de la calidad de la piedra, será necesario efectuar reparaciones generales, recargo del firme; la cantidad de piedra a emplear en ellos depende del estado en que el firme se encuentre y de la profundidad que sea necesario levantar; normalmente los recargos son de 8 a 10 cm. de espesor, o sea, 0,096 a 0.120 metros cúbicos por metro cuadrado de firme. Para efectuar un recargo es preciso empezar por levantar la parte superior del firme viejo, escarificando, en la profundidad necesaria, para suprimir las desigualdades de rasante; el material levantado se retira de la superficie del ca-

mino y se criba, separándose el utilizable, que puede extenderse sobre el firme antes que la piedra nueva; se procede después al extendido de ésta y se consolida el conjunto. Nunca se debe efectuar un recargo sin escarificar ligeramente, porque la piedra añadida no ligará bien con el firme antiguo.

20.7. Bases de granulometría continua. — Para cimientos de otros firmes, no como capa de rodadura, se han empleado bastante las bases de granulometría continua. Están constituidas, como su nombre indica, por materiales de composición granulométrica continua, procedentes de gravera, o bien de cantera, total o parcialmente machacados. La estabilidad de estas bases se debe a su compacidad, que ha de ser la mayor posible; es fundamental exista en ellas el máximo rozamiento interno de la masa y la mayor resistencia a esfuerzo cortante, que depende de la densidad, forma de las partículas y composición granulométrica. La granulometría debe ser tal, que sea posible conseguir en obra un mínimo de densidad, generalmente el 85 por 100 de la del árido empleado.

La A.A.S.H.O. recomienda las siguientes granulometrías:

TAMIZ		TANTO POR CIENTO QUE PASA			
A.S.T.M.	mm.	z - 1	z - 2	z - 3	z - 4
3″	76,2	100	—	—	—
2″	50,8	65-100	100	—	—
1 1/2″	38,1	—	70-100	100	—
1″	25,4	45-75	55-85	70-100	100
3/4″	19,1	—	50-80	60-90	70-100
3/8″	9,5	30-60	40-70	45-75	50-80
Núm. 4	4,76	25-50	30-60	30-60	35-65
Núm. 10	2,00	20-40	20-50	20-50	20-50
Núm. 40	0,42	10-25	10-30	10-30	15-30
Núm. 200	0,07	3-10	5-15	5-15	5-15

Para que el conjunto alcance la máxima densidad, debe haber un tanto por ciento mínimo de elementos machacados; es corriente exigir que el 50 por 100 del material retenido en el tamiz número 4 (4,76 mm.) tenga dos o más caras fracturadas. El coeficiente de desgaste de Los Angeles debe ser como máximo 45.

El tamaño del material no debe exceder de los 2/3 del espesor de la base; si es mayor hay peligro de segregación, el más grave de este tipo de base.

Se suele exigir, al igual que para el recebo de los firmes de macadam, que el material que pase por el tamiz número 40 cumpla las siguientes condiciones:

$$L.L. \leq 25$$

$$I.P. \leq 6$$

Si la cantidad de finos es pequeña, se puede ser más tolerante con los límites anteriores.

No observar las condiciones expuestas es origen de los siguientes defectos:

Exceso de finos: falta de estabilidad, sensibilidad a la acción de la helada, impermeabilidad.

Exceso de gruesos: peligro de segregación.

Falta de finos: compactación difícil.

Mayor plasticidad en los finos: sensibilidad a los cambios de contenido de agua, impermeabilidad y, por tanto, falta de condiciones de drenaje.

Ejecución de la base. — El material, si llega a obra debidamente mezclado, se reparte con aparatos distribuidores o con niveladoras. Cuando los materiales son de distintas procedencias, se acopian en obra en caballones y se mezclan en la proporción conveniente, utilizando mezcladoras, gradas de discos, etc., como en el caso de suelos estabilizados, hecho lo cual se extienden con niveladora.

La compactación se realiza: con rodillos de neumáticos (peso mínimo, 12 toneladas, y presión graduable de 1,5 a 6 Kg.); rodillos lisos de tres ruedas (peso mínimo, 6 Tn. vacío y 10 Tn. cargado, y 45 Kg. por centímetro de ancho de rueda), o equipos vibratorios que pueden ser rodillos o bandejas. El material se extiende en tongadas que, compactadas, den 20 cm. de espesor (normalmente, 25 a 30 cm. suelto). El material debe tener la proporción debida de humedad, para evitar la segregación y obtener la máxima densidad; el ensayo Proctor de la muestra, teniendo en cuenta en su caso el tamaño máximo de los áridos, es imprescindible; en obra se suele exigir el 100 por 100 de la obtenida en el ensayo Proctor modificado.

20.8. Comparación de las bases de macadam y de las de granulometría continua. — No hay diferencia notable en el comportamiento mecánico entre unas y otras, cuando las dos se construyen debidamente.

Las bases de granulometría continua pueden resultar más económicas, pues elegido el equipo adecuado de machaqueo y regulado éste debidamente, es posible utilizar casi la totalidad del material; permite, además, aprovechar yacimientos naturales de mediana calidad.

La ventaja de la mecanización que antes se consideraba, en favor de las bases de granulometría continua, hoy no cuenta, pues también los firmes de macadam se extienden mecánicamente. Ahora bien, la construcción del macadam es más delicada que la de base de granulometría continua; exige personal con práctica. En la base de granulometría continua, el peligro más grave es la segregación, que puede llevar a grandes fracasos y que, por otra parte, no es fácil de corregir económicamente.

20.9. Comprobación de la calidad del firme en las bases y firmes de macadam. Se puede comprobar la calidad de los elementos constitutivos de los firmes

de macadam y de las bases de granulometría continua, cuyas condiciones mínimas ya hemos expuesto, pero no existe un método normalizado para determinar la calidad del firme construido. La obtención de la densidad en obra, para firmes de macadam, no es recomendable, primero porque no es sencillo determinarla en el laboratorio con suficiente exactitud y los resultados no repiten; no se puede en el laboratorio ejecutar un apisonado comparable con el real, pero aunque se lograse vencer esta dificultad, sería difícil obtener la densidad en obra, por la pequeña diferencia entre un macadam bien o mal apisonado, pues el material grueso es el que influye principalmente en los valores obtenidos. Con las bases de granulometría continua, cuando el tamaño máximo del árido no es grande, se puede obtener la densidad Proctor en el laboratorio, con las salvedades que se señalan en el epígrafe 10.21 y luego comparar este valor con el obtenido *in situ* por cualquiera de los métodos señalados en el epígrafe 10.23.

En nuestra opinión, en el momento actual, el método de la placa de carga de pequeño tamaño, normalizado en Suiza, es de utilidad para comprobar la puesta en obra del macadam, bases de granulometría continua, subbases y explanada. Se emplean placas de 200 cm.^{2} y 700 cm.^{2} (16 y 30 cm. de diámetro).

Sobre la superficie de la explanada se emplea la placa de 200 cm.^{2}; la humedad deberá ser la de compactación; la carga se realiza por incrementos de 0,5 Kg./cm.^{2} hasta llegar a 2,5 Kg./cm.^{2}. Cada incremento de carga se aplica cuando el asiento producido en el escalón anterior es inferior a 0,05 mm. en tres minutos. El ensayo se debe seguir, a ser posible, hasta llegar al punzonamiento del suelo. La curva de asiento-carga deberá estar comprendida hasta la presión de 2,5 Kg./cm.^{2} en el interior de la zona (2) de la figura 20-5, y la pendiente de la curva entre las cargas de 0,5 y 1,5 Kg./cm.^{2}, deberá ser menor que la de la recta límite inferior de dicha zona; si estas condiciones no se cumplen, habrá que mejorar el suelo de la explanada.

La comprobación de la compactación de las capas de subbase y base, se realiza con la placa de 200 cm.^{2}. El espesor de la capa deberá ser inferior a 16 cm., diámetro de la placa. Se aplica la carga a partir de 0,5 Kg./cm.^{2} con incrementos sucesivos de 1 Kg./cm.^{2} hasta llegar a 4 Kg./cm.^{2}, no dándose una nueva carga hasta que el asiento producido por el incremento anterior sea inferior a 0.05 mm. en dos minutos; la curva asiento-presiones hasta 4,5 Kg./cm.^{2} deberá estar comprendida en la zona (3) de la figura 20-6 para las capas de subbase y en el interior de la zona (4) para las de base. Además, la pendiente de la curva no deberá superar las de las rectas límites inferiores de las zonas, entre 1,5 Kg. y 2,5 Kg./cm.^{2}.

Para comprobar la calidad de la construcción total, a falta de la capa de rodadura, se realiza el ensayo con la placa de 700 cm.^{2} (30 cm. de diámetro). La carga se aplica a partir de 0,5 Kg./cm.^{2} con incrementos sucesivos de 1 kilogramo/cm.^{2} hasta una carga por lo menos de 5,5 Kg./cm.^{2}. Cada incremento se efectúa cuando el asiento del anterior es inferior a 0,05 mm. en dos minutos. Las curvas de asiento-presión deberán estar comprendidas en la zona B de la fi-

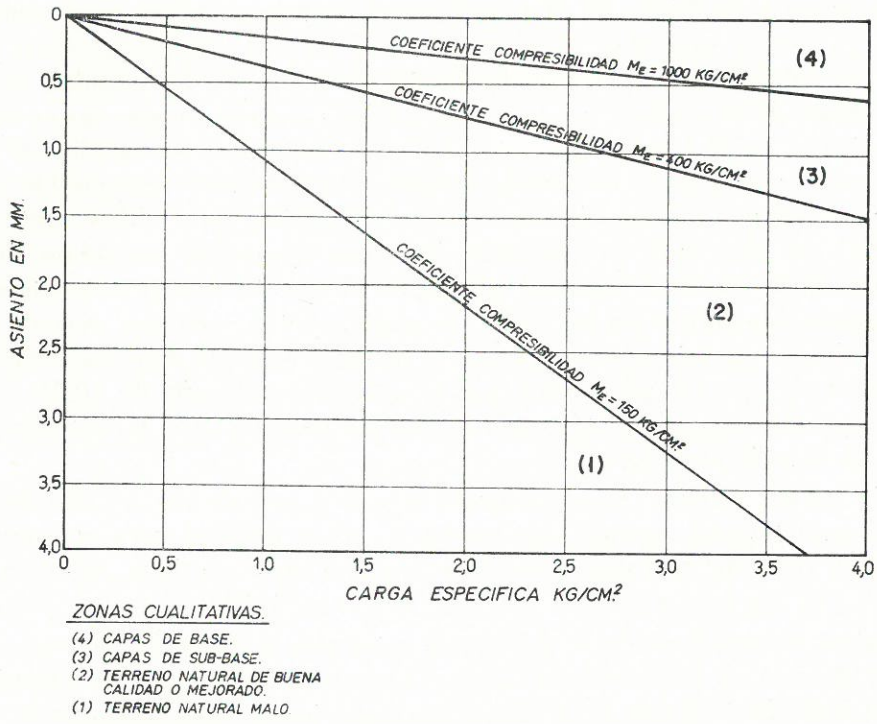


Figura 20-5.

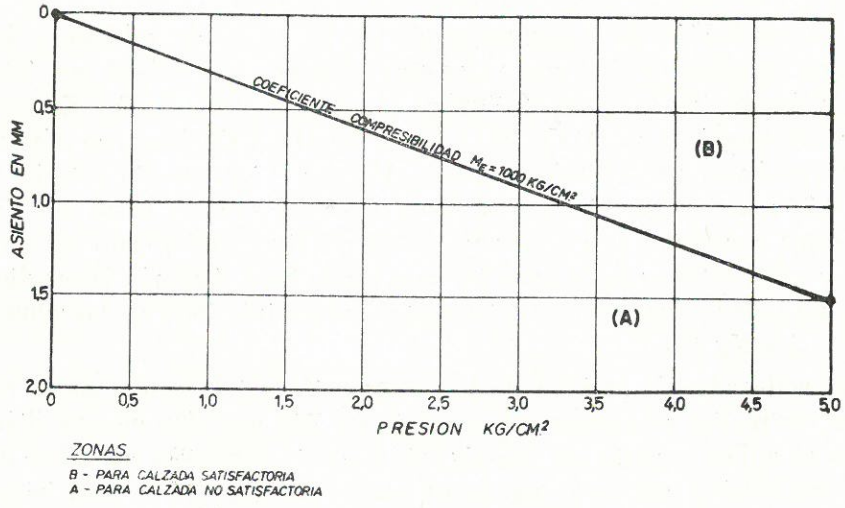


Figura 20-6.

gura 20-6; su pendiente no deberá superar la de la recta entre los valores 2,5 y 3,5 Kg./cm.^{2}.

20.10. Paliativos del polvo. — Un grave inconveniente de los firmes de macadam para el tráfico moderno de automóviles es la gran cantidad de polvo que producen; el polvo es una molestia y un gran peligro para la circulación, pero es también un indicio de la destrucción del firme; se debe al desgaste por rozamiento de la piedra y a la desagregación del recebo, por no tener la cohesión necesaria para resistir a los esfuerzos producidos por el tráfico. Si se consigue que el firme tenga siempre la humedad conveniente para que el recebo no se desagregue, la duración del revestimiento será mayor y el tráfico circulará en mejores condiciones de comodidad y seguridad; se pueden emplear los siguientes medios para mantener el firme con la humedad precisa.

Agua. — Regar el firme con agua, es el método más antiguo de evitar el polvo; tiene varios inconvenientes. Es de efecto muy corto, especialmente en climas cálidos, y, por ello, poco eficaz y caro en definitiva; si se riega con exceso de agua para que el efecto dure más, se formará barro, con perjuicio para el firme y el tráfico. La cantidad de agua necesaria para el riego varía según las condiciones del clima; puede calcularse de 0,25 a 0,50 litros por metro cuadrado.

Agua salada. — Con objeto de lograr un efecto más permanente se recurre, a veces, al riego con agua del mar; las sales higroscópicas que contiene el cloruro magnésico especialmente, absorben la humedad de la atmósfera y conservan la del firme. Por otra parte, la acción química de estas sales aumenta el poder ligante del recebo; el firme se mantiene con cierto grado de humedad durante bastante tiempo y se destruye menos. Este procedimiento sólo puede usarse, económicamente, para firmes situados a la orilla del mar.

Cloruro cálcico. — De la utilización de sus propiedades higroscópicas ya hablamos al tratar de la estabilización de firmes de tierra; después de lo dicho entonces, se comprende fácilmente el efecto beneficioso que la aplicación de esta sal ejercerá sobre un firme de macadam; estabiliza el recebo y, en definitiva, el firme. Se puede aplicar en seco sobre la superficie, siendo preferible, como en los caminos de tierra, el empleo de producto de copo fino, cuya eficacia es muy superior. La cantidad de cloruro cálcico a aplicar varía de 0,65 a 0,90 Kg./m.^{2} en la primera aplicación, y una mitad en las siguientes. Cada aplicación suele surtir efecto durante uno o dos meses, dependiendo de las condiciones de tráfico y clima. Se puede también aplicar disuelto en agua (1 kilogramo de sal en 10 litros de agua), haciendo el tratamiento en dos veces, con un intervalo de una o dos semanas. Las aplicaciones siguientes deben realizarse con intervalos de tres a seis semanas, dependiendo de las condiciones locales. Los paliativos indicados son remedios de plazo muy corto de duración; como su denominación indica, se trata de procedimientos para disminuir la producción del polvo; si en vez de paliar el mal se quiere hacerlo desaparecer, hay que recurrir a los tratamientos superficiales.

CAPITULO XXI

TRATAMIENTOS SUPERFICIALES CON PRODUCTOS BITUMINOSOS

21.1. Se denomina tratamiento superficial bituminoso sencillo una capa de pequeño espesor extendida sobre un firme y formada por una película de betún que fija un determinado espesor de árido y constituye la superficie de rodadura. La reiteración del tratamiento superficial simple da origen a los tratamientos superficiales de varias capas.

El tratamiento superficial mejora considerablemente el comportamiento del firme porque:

a) Absorbe una gran proporción de los esfuerzos tangenciales que el tráfico produce.

b) Evita la penetración en el firme del agua superficial, lo cual da lugar a un aumento considerable de su resistencia y duración.

c) Se obtiene una superficie unida que reduce considerablemente las cargas de impacto.

Hay que tener muy presente que los efectos que el tratamiento superficial produce son los señalados, pero que la capa superficial no resiste en proporción apreciable los esfuerzos verticales; éstos tienen que soportarse por el firme principal, que únicamente aumenta su resistencia por la mayor impermeabilidad que el tratamiento superficial produce y la absorción por éste de una parte importante de los esfuerzos tangenciales del tráfico. Pero es fundamental tener presente que si el firme base no tiene condiciones de resistencia para soportar las cargas verticales que el tráfico origina, el efecto del tratamiento superficial será, en este aspecto, muy reducido, prácticamente nulo. En cambio, aplicado sobre un firme de las debidas características de resistencia, aumentará considerablemente su duración, reduciendo en proporción importante los gastos de conservación y produciendo, si se hizo en las debidas condiciones, una excelente superficie de rodadura.

En las redes de carreteras de todos los países, los firmes con tratamiento superficial son los que alcanzan mayor kilometraje, porque, bien realizados, son solución excelente y económica hasta un nivel determinado de tráfico; pero hay que ejecutarlos con el máximo esmero; a primera vista parecen sencillos de realizar, y no es así, exigen unas condiciones rigurosas que si no se cumplen con todo cuidado llevan al fracaso por la naturaleza misma del tratamiento, su poco espesor especialmente.

Los tratamientos superficiales pueden emplearse como capa de rodadura:

a) De firmes económicos, como suelos estabilizados con diferentes técnicas.

b) Firmes de macadam.

c) Aglomerados asfálticos abiertos.

d) Para la reparación, conservación o refuerzo de todo tipo de firmes.

En todos ellos, si el tratamiento superficial está bien proyectado y construido, proporciona una superficie de desgaste formada por un mosaico de gravilla fijada al firme y de sus elementos entre sí por el producto bituminoso; para que este mosaico sea permanente, es preciso que exista la cantidad necesaria de betún para fijar el elemento pétreo; pero no debe sobrar ligante, pues entonces el betún subirá a la superficie, ésta resultará deslizante y perderá una característica muy importante, no difundir la luz de los faros, condición indispensable para la seguridad de la circulación de noche; si la superficie fuera predominantemente de betún, la luz se absorbería, y cuando el firme estuviera húmedo habría el peligro de que se produjese efecto de espejo.

La estructura del tratamiento superficial, para que sea eficaz, deberá estar constituida por el pequeño material pétreo de cubrición, cuyos elementos se fijarán entre sí por su encaje, debido a la acción del apisonado y las cargas del tráfico; quedarán unidos a la superficie del firme y unos con otros por un pequeño espesor de betún. El conocimiento del fin que se intenta conseguir fija las condiciones que se han de imponer a los elementos que constituyen el tratamiento superficial y su forma de ejecución.

21.2. Características de la gravilla. — El material pétreo que forma la capa de cubrición debe cumplir, fundamentalmente, dos condiciones:

a) Tener la dimensión granulométrica conveniente y la forma adecuada.

b) Ser resistente a las cargas del tráfico y a la acción de pulimento producida por el mismo.

En relación con el tamaño y composición granulométrica del árido hay dos opiniones diferentes: los partidarios de la granulometría continua y los defensores de la uniformidad de tamaño. El criterio actual, que compartimos plenamente, es el de las ventajas de la uniformidad de tamaño; la superficie que se ha de conseguir debe ser un mosaico homogéneo; ¿cómo lograrlo extendiendo mecánicamente sobre el firme a cubrir una capa de piedra con mezcla de partículas gruesas y finas?, prácticamente es imposible; forzosamente se habían de producir diferencias que darían lugar a desplazamientos distintos ante las cargas tangenciales del tráfico y asientos desiguales; se perdería la uniformidad de la capa de rodadura, una de las condiciones fundamentales que debe cumplir.

La gravilla debe ser, pues, de tamaño uniforme y de buen "coeficiente de forma" (epígrafe 16.16). Es preferible, indiscutiblemente, la gravilla procedente de machaqueo a la rodada, siempre que la primera tenga un buen "coeficiente de forma"; deben evitarse muy especialmente las lajas y agujas; los elementos obtenidos de machaqueo se encajan mejor y, una vez que se ha logrado esto, son más estables que los formados por elementos redondeados.

El tamaño más recomendable de la gravilla, para tratamientos superficiales simples, es el comprendido entre 1/2 y 3/4 de pulgada (12,7 y 19,05 mm.); cuando se utilice gravilla menor de 9,5 mm. hay que extremar el cuidado en el estudio de la cantidad precisa por metro cuadrado, pues, si es excesiva, no solamente representará un gasto inútil, sino además un peligro para el buen resultado del firme. La gravilla debe estar, cuando se emplee, limpia de polvo y seca; la falta de cumplimiento de estas condiciones puede ser causa de que el betún no se adhiera a ella y el tratamiento dé mal resultado si no se emplean precauciones especiales.

La roca de origen debe tener un coeficiente de calidad de Los Angeles (epígrafe 16.10) si es posible menor que 35, aunque por razones de orden económico se puede llegar a 40.

Es preferible el empleo de rocas de color más bien claro, pues el firme absorberá menos luz de los faros por la noche y la circulación será más fluida y segura.

La capa superficial de gravilla queda directamente sometida a la acción de los agentes atmosféricos; hay que escoger aquélla que dé mejores resultados en los ensayos que miden su capacidad de duración: hielo y deshielo y acción de los sulfatos (epígrafe 16.15).

Por último, hay que tener en cuenta, en relación con la gravilla, que el betún debe adherirse bien a ella y no ser desplazado por el agua. Habrá que realizar los ensayos que se enumeran en el epígrafe 23.4 para conocer la calidad de la roca a estos efectos.

Es muy conveniente la determinación de la cantidad de gravilla a emplear por metro cuadrado; debe ser la suficiente para formar una capa de espesor de las dimensiones medias. La mejor manera de determinar la cantidad de gravilla es hacerlo experimentalmente cuando se disponga de una muestra de la misma, extendiéndola en seco sobre una superficie medida, en forma que quede una capa de espesor de un solo elemento; se recoge la gravilla extendida y se mide por peso que, dividido por la superficie en la cual se ha practicado el ensayo, nos dará el número de kilogramos de gravilla por metro cuadrado; la cifra así determinada es la teórica; en la práctica habrá que añadir un tanto por ciento para obtener la cantidad real a emplear, normalmente se aumenta un 2 por 100 cuando la gravilla es gruesa y hasta un 10 por 100 para la fina, pues las posibilidades de error son mayores. La técnica americana tiene además en cuenta un 5 por 100 para las pérdidas que existan por la carga y manipulación del material; o sea, en total se añade del 7 al 15 por 100.

La determinación *a priori* del volumen correcto de gravilla a emplear es

importante; normalmente se emplea más de la debida y ello es, no solamente un gasto inútil, sino un peligro para el tráfico, pues la gravilla que queda suelta sale despedida por los vehículos y puede causar daños a éstos o a las personas.

21.3. Betún. — El material bituminoso debe formar sobre el firme de base una capa delgada que lo impermeabilice, y fijar sobre él la gravilla evitando una vez encajados los elementos de ésta el movimiento de sus componentes. De las funciones que tiene que cumplir se deduce que el betún debe tener:

a) Un buen poder adhesivo para unir eficazmente los elementos de la gravilla entre sí y al firme de base (epígrafe 17-34).

b) A la temperatura de aplicación ser lo suficientemente fluido para que pueda extenderse en una capa delgada y realizadas las operaciones de construcción alcanzar rápidamente la cohesión precisa para dar paso al tráfico sin temor a desplazamiento de la gravilla o de la capa superficial en su conjunto.

c) No debe ser susceptible a los cambios normales de temperatura de la localidad, para evitar deformaciones de la capa superficial (epígrafe 17-33).

d) Envejecer lo más lentamente posible en las condiciones climáticas del lugar (epígrafe 17-35).

El comportamiento de los diferentes tipos de betún en relación con las anteriores condiciones, es la siguiente:

Betunes asfálticos. — Son probablemente los más eficaces para el tratamiento superficial si éste se realiza en condiciones adecuadas de clima — temperatura media no fría — y época no de lluvia. Endurecen rápidamente y no rezuman con el calor, evitándose por ello la subida del betún a la superficie, que produciría una rodadura peligrosa, no sólo por la disminución del coeficiente de rozamiento, sino también por su irregularidad. Si con temperaturas bajas de ambiente hay peligro de que el betún no adhiera al firme ni fije la gravilla, ésta última puede calentarse antes de extenderla o emplear el procedimiento usado en Inglaterra de envolverla previamente en creosota con una proporción de activante del 1 al 2 por 100.

Los betunes fluidificados tienen el inconveniente de que tardan en curar y por eso en los primeros tiempos no fija la gravilla suficientemente para que pueda abrirse al tráfico la carretera en condiciones de seguridad. Son preferibles los más viscosos, RC-4 o RC-5. Aun con éstos hay que vigilar el tratamiento superficial para asegurarse de que ha curado convenientemente antes de abrir la carretera al tráfico. Cuando se tiene esta precaución se puede con los betunes fluidificados de cura rápida, obtener excelentes resultados. Existe siempre el peligro de que llueva antes de que el betún haya alcanzado la consistencia precisa para no ser desplazado.

En los betunes fluidificados de cura media el riesgo que se corre es más grande, pues el tiempo que precisa para alcanzar la debida consistencia es mayor. Este tipo de betunes es muy útil para el tratamiento de firmes asfálticos con grietas capilares; al extender el betún fluidificado, la mayor parte del betún puro queda en la superficie, y el fluidificante, keroseno, separado del conjunto, reblandece el betún del viejo pavimento y la grieta se cierra.

Las emulsiones tienen la ventaja de ser de manejo muy sencillo, pues no hace falta calentarlas; además no importa se empleen con gravilla húmeda; pero hay que tener cuidado de no confundir la humedad con la limpieza del material; el agua no importa, se evaporará al evaporarse la de la emulsión, pero si queda gravilla sucia, el betún no se adherirá debidamente al árido y el tratamiento superficial será de mala calidad. La reducida viscosidad de las emulsiones hace que éstas antes de romper corran por las pendientes de los peraltes o de la carretera. Es una grave dificultad no sencilla de evitar y que hay que tener en cuenta, pues da lugar a irregularidades en el tratamiento superficial.

Alquitranes. — De propiedades análogas a los betunes, por cuanto se refiere a su poder para fijar la gravilla; envejecen antes que los betunes asfálticos y son más sensibles a los cambios de temperatura. Con los alquitranes especialmente preparados pueden obtenerse resultados excelentes.

Cantidad de betún. — Es fundamental emplear la proporción correcta de betún; si es menor que la debida habrá peligro de que la gravilla se suelte y se emplea betún en exceso, aparte del mayor gasto aquel subirá a la superficie, dando lugar a un firme deslizante y por tanto peligroso; sólo como orientación diremos que un kilogramo de betún fluido fija de 10 a 12 litros de gravilla y uno viscoso de 11 a 12; estas cifras son simplemente de orientación, pues las correctas dependerán no sólo de la forma y tamaño de la gravilla, sino asimismo de su naturaleza y porosidad.

Coquand, "Routes" (Eyrolles) supone que la gravilla suministrada por la cantera tiene un 45 por 100 de huecos, que se reducen al 22 por 100 después del cilindrado y de la acción del tráfico; si e es el espesor inicial de la gravilla, el volumen de huecos restantes despues del apisonado será:

$$x = 0{,}22\,(0{,}55\,e + x) : x = 0{,}15\,e,$$

y si se desea que el betún rellene los 2/3, la cantidad necesaria de éste será:

$$b = \frac{2}{3}\ 0{,}15\,e = 0{,}10\,e.$$

Esta regla del décimo se admite en Francia como una primera aproximación; J. P. Kuipers (*Moderne Opperviaktebehandeling*, Wegen, vol. 29, pág. 129, 1955) establece para la proporción aproximada de betún la fórmula:

$$B = 0{,}008\,(s\,d + f)\,a\,v.$$

B = cantidad de betún, Kg. por m.^{2}

S = factor dependiente del tipo de superficie de la gravilla; en la mayoría de la gravilla de machaqueo, $S = 1$; materiales muy porosos, $S = 1{,}3$ y gravilla rodada, $S = 1{,}1$.

d = dimensión media de la gravilla, en mm.

f = factor que depende del tipo de firme a tratar; el autor propone los siguientes:

TIPO DE FIRME	Valores de f
Aglomerado de alquitrán	0
Viejo hormigón asfáltico denso	1
Hormigón asfáltico abierto	2
Capa de base	5
Ladrillo o adoquinado (sin tener en cuenta el relleno de juntas)	2 a 10

v = factor dependiente de la intensidad de tráfico, de acuerdo con el siguiente cuadro:

Tipo de tráfico	Vehículos/día	Valor de V
Pesado	Más de 15.000	1
Intenso	15.000 a 7.000	1,10
Medio	7.000 a 2.000	1,25
Ligero	2.000 a 100	1,50
Muy ligero	Menor de 100	2

Cuando el firme no esté nunca al sol el valor de V puede aumentarse en un 10 por 100.

a es un factor que depende del tipo de producto bituminoso empleado.

	a
Asfalto 180/200	1,00
Asfalto 280/320	1,05
Asfalto fluidificado 150/250	1,30
Alquitrán 100/200	1,40
Emulsión asfáltica	1,50

Método de Linckenheyl (*Revue General de Routes*, núm. 251, diciembre 1952). La cantidad de betún la determina por la fórmula:

$$Q = 0{,}10\ g,$$

en la cual Q es la cantidad de betún en litros/m.^{2}; g es el espesor medio de la capa de gravilla formada por un solo elemento, igual a la cantidad de gravilla en litros/m.^{2}.

Existen otra serie de métodos, como los de California, Hanson, Nevitt, etc., todos ellos fundados en la determinación del espesor medio de la capa de gravilla y la necesidad de que los huecos de ésta se rellenen de betún en los 2/3 de su espesor. Siempre intervienen una serie de factores que alteran la cifra teórica; naturaleza del firme y de la gravilla de cubrición principalmente.

Creemos que en la práctica la forma de proceder debe ser la siguiente: Según se indicó (pág. 804), debe determinarse experimentalmente repitiendo varias veces el ensayo y obteniendo una media, la cantidad de gravilla a emplear por metro cuadrado y después ensayar en un pequeño tramo la cantidad de betún partiendo de cualquiera de los procedimientos indicados y obtener en la práctica la proporción correcta; habrá de simular en el ensayo la acción del tráfico, lo cual no es difícil utilizando el rodillo de neumáticos o, si no se dispone de él, un camión en carga y haciendo pasar, cuando el firme esté suficientemente consolidado, un turismo a alta velocidad; el gasto que hacerlo así representa es reducido y dará una suficiente seguridad de las proporciones correctas de gravilla y betún; para un estudio más exacto, puede construirse un tramo de ensayo con dos o tres trozos de proporciones diferentes de betún y gravilla.

21.4. El firme de cimiento. — Según indicamos, hay que tener muy presente que el tratamiento superficial no es más que, como su nombre lo indica, *superficial*; proporciona una buena rodadura y aumenta la resistencia del firme propiamente dicho impermeabilizándolo y suprimiendo los efectos de impacto; pero si el firme no tiene las condiciones debidas de resistencia a las cargas verticales, el resultado del conjunto, firme y tratamiento superficial será malo. La reparación a fondo del firme de base, como operación previa al tratamiento superficial es fundamental si no reúne las condiciones de resistencia o de rasante debidas.

El firme de base, cuando se aplique el tratamiento superficial, ha de estar limpio de polvo y bien seco; ambas condiciones son fundamentales para el buen resultado de la obra; si existe polvo o agua sobre el firme, el tratamiento superficial no se unirá a él; en la condición de sequedad se puede tener, según ya dijimos, una cierta tolerancia cuando la cantidad de agua sea poca y se emplee como producto asfáltico una emulsión. Es conveniente que el firme sobre el cual se ha extendido el tratamiento superficial no esté frío, pues en este caso el betún no adherirá bien; por ello es recomendable trabajar en épocas por lo menos templadas y cuando no sean frecuentes las lluvias.

21.5. Tratamientos en varias capas. — Consisten en la repetición de los tratamientos superficiales dos o tres veces; normalmente en las capas sucesivas va disminuyendo el tamaño de la gravilla de cubrición; por ejemplo, la técnica francesa recomienda los siguientes tamaños:

1.ª capa	20/30 mm.
2.ª capa	20/15 mm.
3.ª capa	3/8 mm.
4.ª capa	2/5 mm.

A nuestro juicio, en general no es conveniente el empleo de más de dos capas. Como cifras de orientación se pueden considerar las siguientes cantidades:

1.ª capa:

Betún	de 1,8 a 2,2 Kg./m.²
Gravilla	de 16 a 20 litros/m.²

2.ª capa:

Betún	de 0,9 a 1,3 Kg./m.²
Gravilla	de 6 a 9 litros/m.²

La A.S.T.M. especifica:

	Dimensión	Cantidad litros/m.²
1.ª capa:		
Gravilla	de 25,4 a 12,7 mm.	17,0
Betún		1,9
2.ª capa:		
Gravilla	de 12,7 a 4,76 mm.	8,5
Betún		1,2

Cuando hablamos de betún nos referimos siempre a betún puro. Cada capa de gravilla debe encajarse perfectamente en la precedente por un cuidadoso apisonado. Sobre firmes nuevos de macadam da excelente resultado el empleo de una capa de imprimación de betún fluido y una de rodadura de betún viscoso cuando la primera ha secado.

21.6. Calentamiento y extensión del betún. — El producto bituminoso ha de calentarse a la temperatura que corresponda a su naturaleza: asfalto natural, de 140 a 160° C.; betunes fluidificados, de 65 a 135° C., y alquitranes, de 80 a 110° centígrados. Hay que cuidar de que la temperatura sea la correspondiente al tipo de betún; si es más baja, el producto bituminoso con demasiada viscosidad no se extenderá bien y la dosificación será excesiva; la superficie que resulte será deslizante y habrá peligro de que se levante en tiempo de calor bajo la acción del tráfico lento y pesado; si la temperatura es excesiva, el betún se quema y pierde sus propiedades aglomerantes; todo aparato de calentamiento

del betún debe llevar, en sitio bien visible para el operador, un termómetro que permita vigilar cuidadosamente la temperatura. La extensión del betún puede hacerse con cualquiera de los aparatos que se estudian en el epígrafe 18.19. La elección del tipo más conveniente dependerá de las características del trabajo a realizar, en todo caso, es imprescindible comprobar periódicamente durante la jornada de trabajo si el gasto del betún es el proyectado y el reparto que se obtiene es uniforme; para esta última comprobación se colocan unos recipientes, por ejemplo, de caucho que se pesan antes y después de pasar el aparato distribuidor; si el coeficiente de regularidad es inferior al 0,15, el contratista recibe un premio, y si es mayor, se le aplica una penalidad económica. No hay que perder de vista que un exceso de betún no sólo es un gasto inútil, sino que resulta perjudicial para el resultado del firme.

Generalmente, se extiende el betún en media carretera y luego en la otra mitad, y hay que lograr que no quede más betún en la zona de unión. Para ello puede emplearse una tira de papel que cubra longitudinalmente la zona límite de la parte terminada antes de extender la otra mitad; hoy existen aparatos distribuidores que están regulados en forma tal que los dos últimos pulverizadores de la parte izquierda dan un caudal de betún el 0,50 por 100 del normal; es posible así superponer la franja correspondiente sin que quede en ella más que el betún correcto.

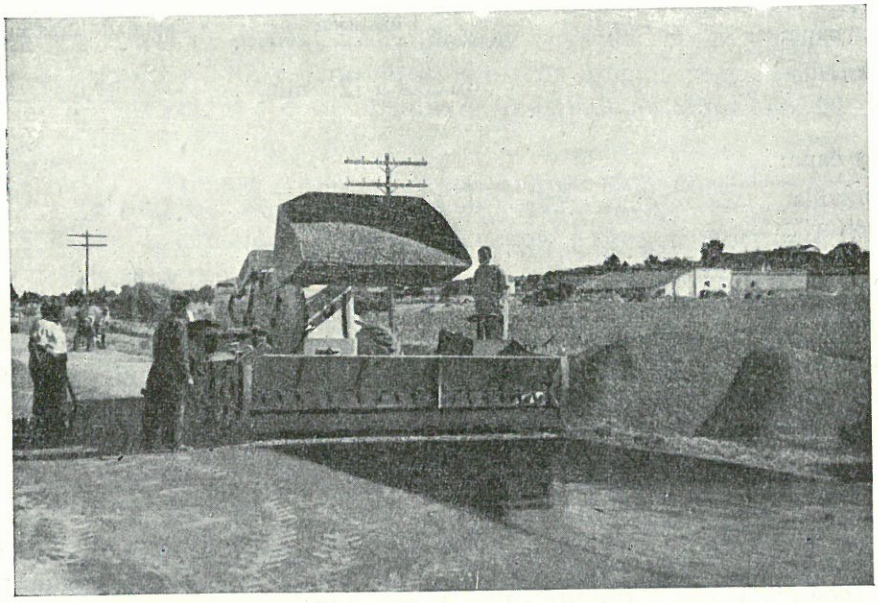


Fig. 21-1. — Pala cargando la gravilladora.

Extendido el producto bituminoso, se procede a cubrirlo con la gravilla; ésta debe estar, según dijimos, seca y limpia; puede hacerse la aplicación a mano o con un aparato distribuidor (epígrafe 18.23, fig. 21-1). Antes de proceder al api-

sonado, convendrá igualar, si procede, el espesor de la capa de gravilla, especialmente si se trata de firmes de varias capas; después de hecha la distribución se procede al apisonado de la gravilla con un rodillo tándem de 8 a 10 Tm. o uno de neumáticos; éste tiene la ven aja de que no rompe la gravilla y no se altera, por tanto, la granulometría primitiva.

Siempre que sea posible, es recomendable que la carretera quede cerrada al tráfico un cierto tiempo, que depende del tipo de producto bituminoso empleado; si es una emulsión, hasta que cure completamente; si se trata de un producto fluidificado, hasta que el solvente se haya evaporado, y en caso de un betún de destilación, hasta que haya alcanzado la dureza suficiente.

Si no se hace así, el tráfico rápido soltará la gravilla y el tratamiento superficial quedará con exceso de betún. Cuanto más viscoso sea el producto empleado, antes se fijará la gravilla, y en este aspecto es evidente la ventaja de los betunes de destilación; en cambio, los fluidificados y emulsiones se puelen extender con una uniformidad mayor. Cuando no sea posible cerrar al tráfico la carretera en tiempo suficiente, será necesario reducir la velocidad de los vehículos rápidos a 20 ó 30 Km./hora.

21.7. Conservación. — En los tratamientos superficiales puede ser necesario:

a) Reparar los baches.

b) Reponer la capa de rodadura.

Si esta se mantiene en buenas condiciones, se producirán pocos baches; para lograrlo es preciso repetir los riegos superficiales a medida que el tráfico lo exija. No hay que permitir quede parte alguna del antiguo firme al descubierto. Algunas veces se deterioran zonas determinadas debido a causas locales (fig. 21-2); conviene, en cuanto se inicie la destrucción, rehacer la superficie dañada; para ello puede emplearse emulsión o betún fluidificado; la emulsión tiene la ventaja de que su manipulación no exige maquinaria; es muy eficaz que los equipos encargados de la carretera dispongan de unos barriles de emulsión para la conservación de su tramo que les permita hacer las reparaciones en el momento preciso; en este tipo de firmes, tal vez más que en ningún otro, la puntada a tiempo es la base del éxito. Para ejecutar una reparación de pequeña extensión, es preciso levantar la película de tratamiento que estuviera en mal estado y limpiar perfectamente la superficie a reparar; se extiende el nuevo tratamiento y se cubre con gravilla; la cantidad de producto bituminoso a emplear depende de la forma en que se encuentre la zona a reparar; normalmente se emplea de 0,75 a 1,50 litros m.^{2}; en general, la cantidad de gravilla de cubrición es algo menor que en la primera aplicación. El éxito de la conservación de un firme con tratamiento superficial es dar a tiempo los riesgos de conservación; no conviene hacerlos antes de tiempo, pues, además del gasto innecesario, un exceso de betún es causa de que la superficie se arrugue; reparar un firme en el que esto ocurre es difícil y caro.

Antes de efectuar un tratamiento de conservación es preciso reparar los baches, se deben recortar como en el caso de un firme de macadam y rellenarlos con mezcla de gravilla de 2 a 3 cm. y asfalto fluidificado, apisonando cuidadosamente el conjunto; cuando no se disponga de asfalto fluidificado y sí de un producto bituminoso para penetración, se rellena el bache con gravilla gruesa,

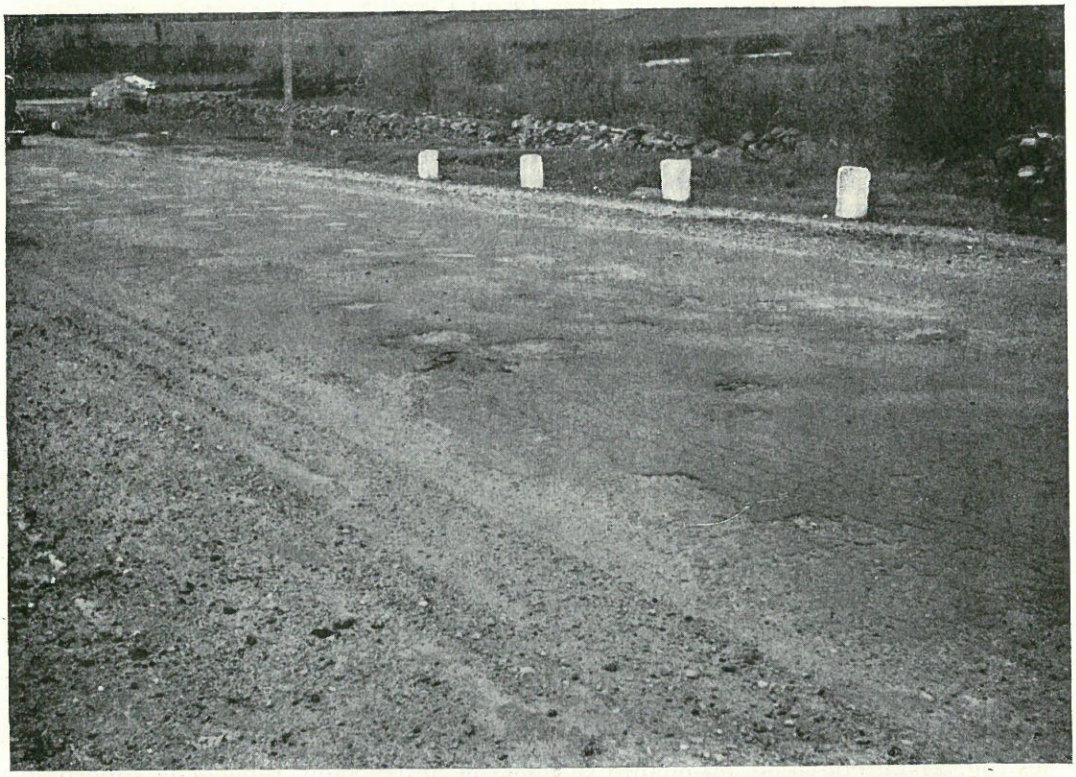


Fig. 21-2. — Tratamiento superficial viejo; la destrucción del macadam vendrá rápidamente de no renovarse el riego.

se apisona y luego se añade betún caliente en proporción de un litro por metro cuadrado y centímetro de espesor, cubriendo el bache reparado con gravilla menuda que se fuerza a que penetre en los intersticios de la empleada en rellenar el bache. No es conveniente reparar el bache con macadam sin betún, pues es muy difícil quede suficientemente consolidado para que no haya asientos en la zona reparada cuando se abra al tráfico; lo más probable es que vuelva a aparecer una desigualdad de rasante. Cuando el firme a conservar ha tenido aplicaciones excesivas de betún, puede existir espesor desigual de éste; antes de hacer la aplicación del riego de conservación, será imprescindible regularizar el enlucido superficial existente. Puede emplearse un aparato como el que se reproduce en la figura 21-3; una firma francesa utiliza desde hace años, con éxito, el aparato de la figura 21-4; una serie de ruedas van levantando los

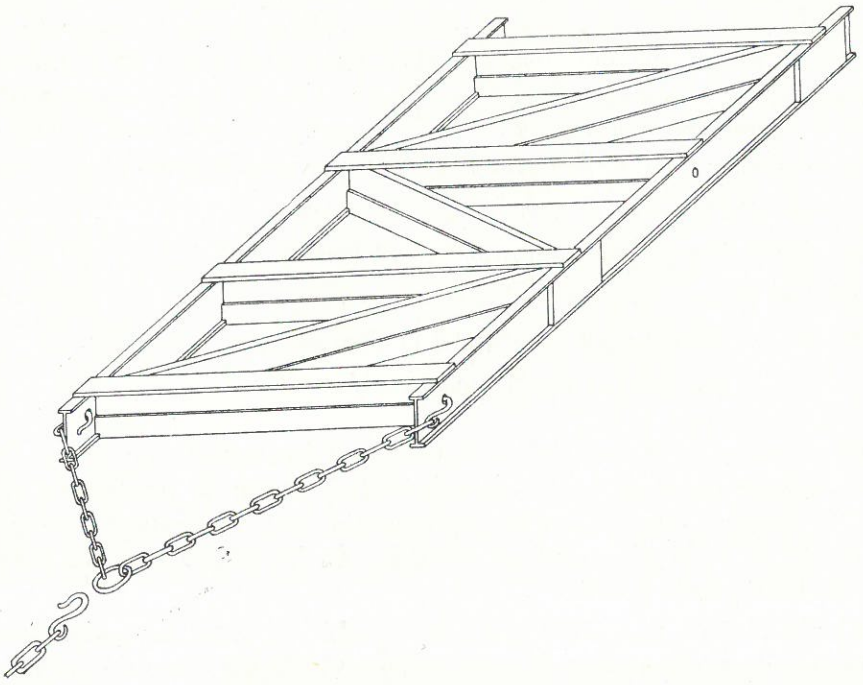


Figura 21-3.

puntos altos de la capa de asfalto y una hoja niveladora separa el tratamiento levantado. Tanto uno como otro aparato es necesario utilizarlos en tiempo de calor, cuando el betún de la capa superficial a reparar esté blando.

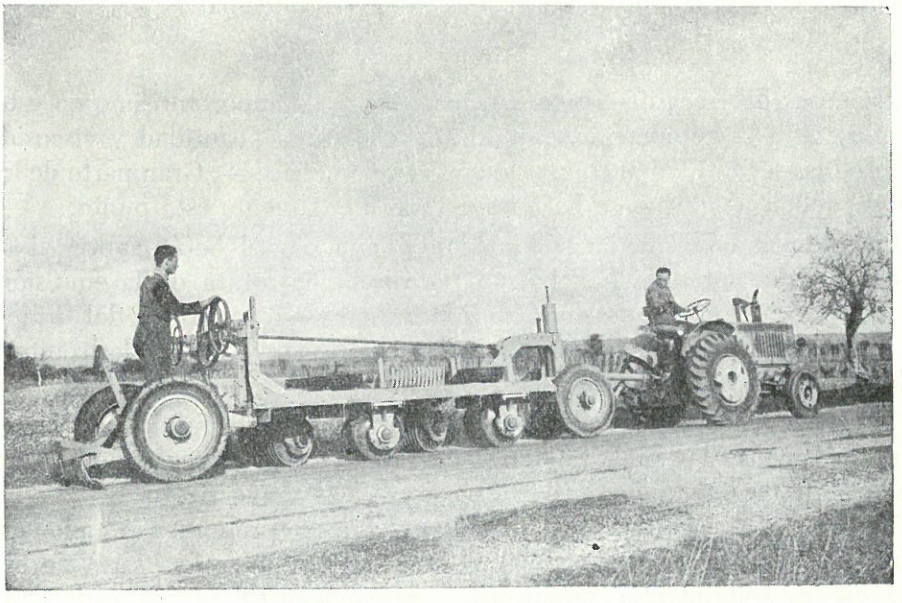


Figura 21-4.

21.8. Duración. — En el problema de la duración de los tratamientos superficiales las opiniones son muy dispares. Hay quien dice, como McLeod, que pueden durar en buen estado hasta quince años (*Proceeding Association of Asfhalt Paving Technologist,* volumen 29). En la mayoría de los casos la duración es menor; la efectividad de un tratamiento superficial depende:

a) Del firme sobre el cual se haya aplicado.

b) De la intensidad y naturaleza del tráfico.

c) Del clima.

d) De lo correcto del proyecto y la construcción.

e) De la efectividad de la conservación.

El tratamiento superficial se aplica muy frecuentemente sobre firmes de macadam para impermeabilizar su superficie y evitar la producción de polvo, signo de desgaste que es no sólo una molestia, sino un peligro para el tráfico; éste ha de ser reducido en número y valor de las grandes cargas para que el firme de base pueda resistir.

El clima tiene una influencia considerable; el autor ha podido comprobar repetidamente la diferencia de comportamiento de un firme de macadam idéntico e idénticamente tratado, con el mismo tráfico, construido en un país lluvioso o seco; en la zona ventilada se conservó perfectamente, mientras que en el tramo sombrío y húmedo se destruyó con toda rapidez.

No observar escrupulosamente las reglas de construcción se paga en este tipo de firmes más caro que en otros pavimentos asfálticos, precisamente por ser de condiciones de resistencia reducida. La puntada a tiempo en la conservación de los tratamientos superficiales es importantísima.

21.9. Causas de fracaso. — Según hemos dicho, es importantísimo en estos firmes que exista la debida proporción entre el betún — cantidad y viscosidad — y la gravilla — cantidad y composición granulométrica —. Gran parte de los fracasos se deben a que no se ha considerado atentamente este punto.

La gravilla debe quedar sólidamente fijada por el betún; abrir al tráfico rápido el firme antes de que haya tenido lugar la rotura de la emulsión o la cura del betún fluidificado, hará que la gravilla se arroje fuera del firme; quedará un exceso de betún; el tratamiento superficial resultará deslizante y podrá levantarse.

La época de ejecución del tratamiento superficial es fundamental; en tiempo frío y lluvioso las probabilidades de fracaso son muy grandes. Solamente cuando no haya más remedio ha de correrse este grave riesgo

El problema del desplazamiento por el agua se presenta especialmente con los betunes fluidificados; el empleo de activantes (epígrafe 17-14) no es muy eficaz en los tratamientos superficiales; es conveniente ver en cada caso qué sucede con la gravilla y si, económicamente, es posible emplear materiales



Fig. 21-5. — Tratamiento superficial mal adherido al firme antiguo en la carretera de Madrid a Francia por La Junquera.

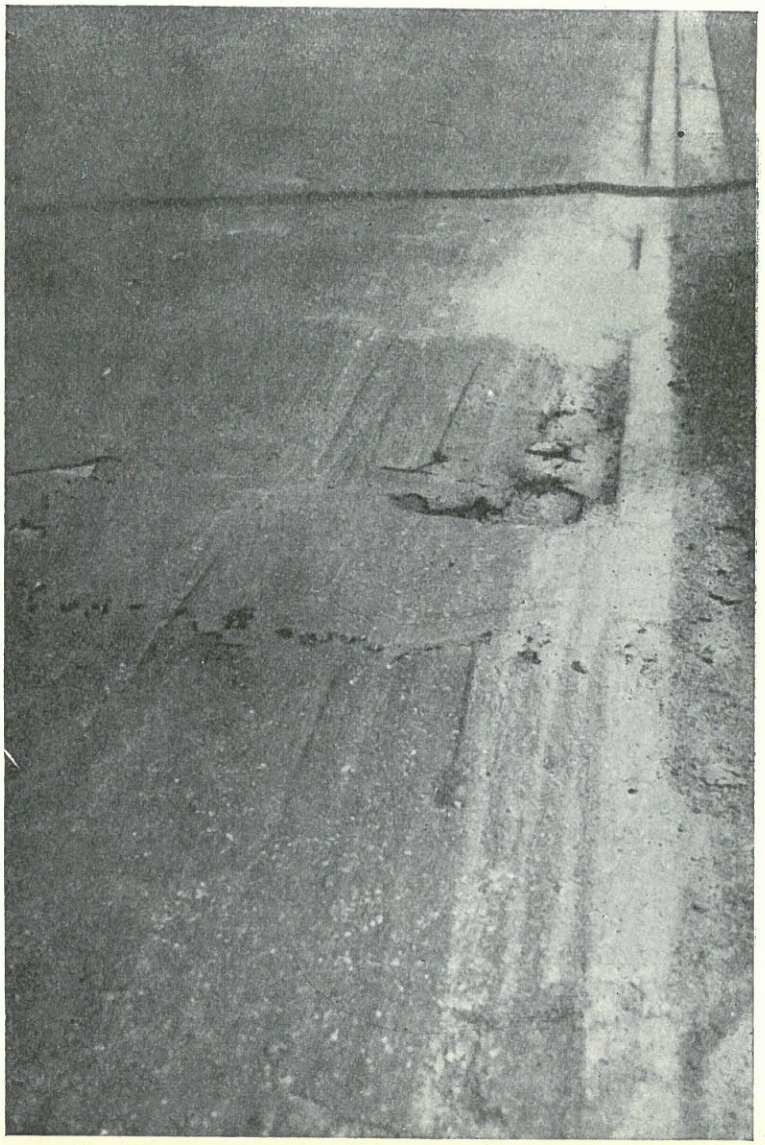


Fig. 21-6. — Desplazamiento de la capa de riego superficial sobre el macadam en el Km 647 de la carretera de Madrid a Francia por La Junquera.

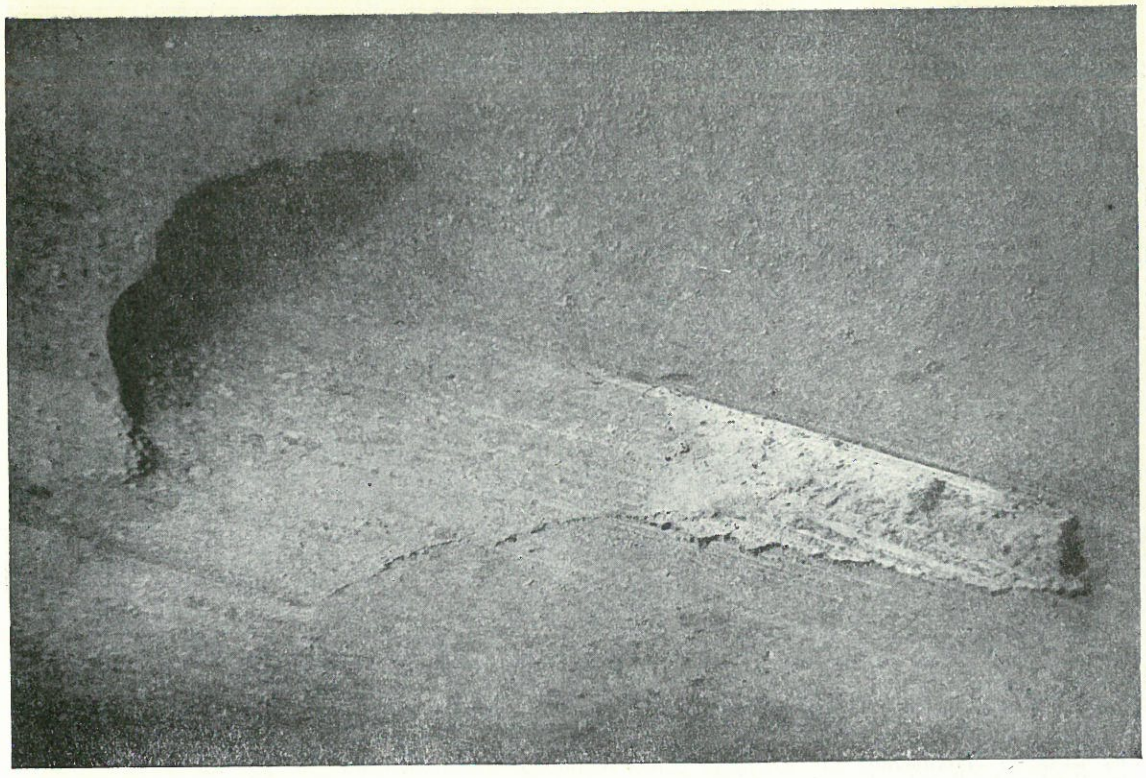


Fig. 21-7. — El tratamiento superficial, mal realizado, se ha corrido, dejando al descubierto la masa del firme, que se deteriora rápidamente.

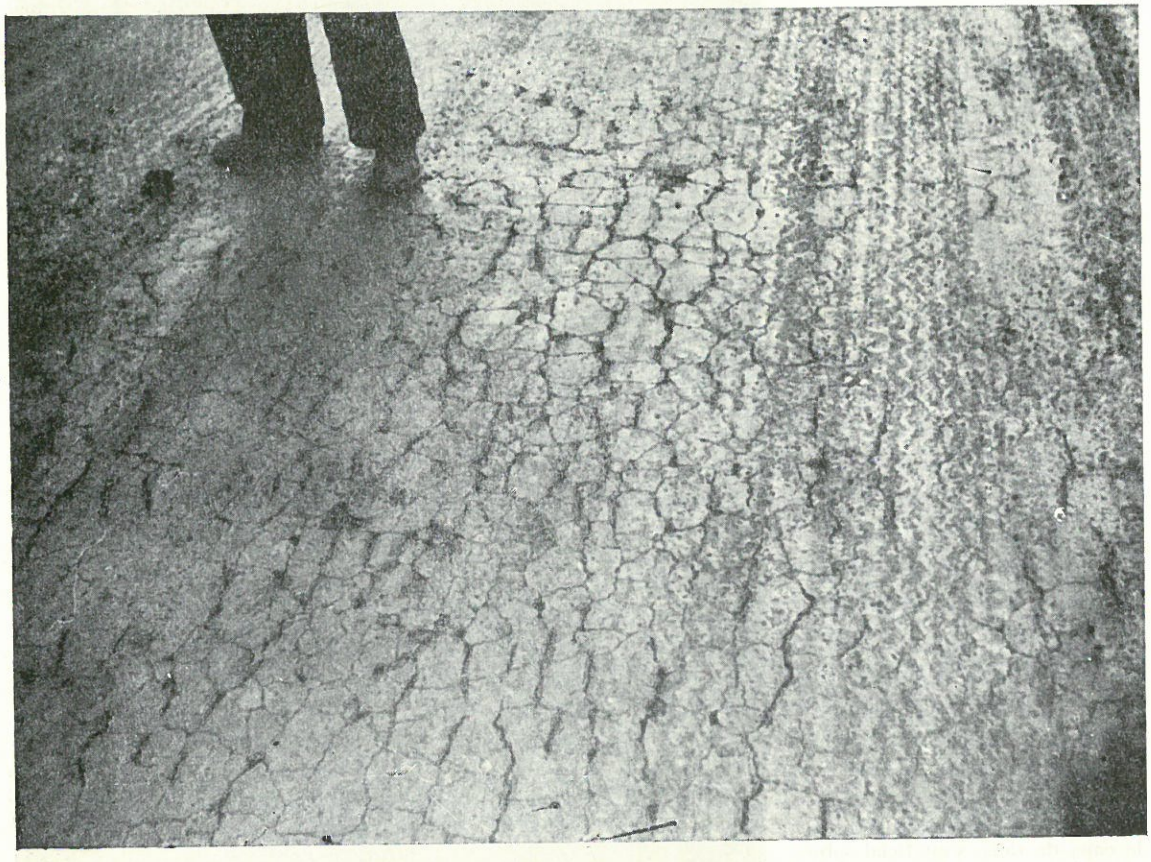


Fig. 21-8. — Grietas típicas de falta de espesor en el firme.

donde el problema de desplazamiento no sea grave. En climas lluviosos y con materiales propicios al desplazamiento por agua, es recomendable la técnica inglesa de distribuir la gravilla envuelta en un aceite ligero de betún, creosota o alquitrán activados.

Cuando las condiciones de limpieza y sequedad del firme no se cumplen, el tratamiento superficial puede levantarse (figs. 21-5) o desplazarse (fig. 21-6); cuando el producto bituminoso está en exceso puede correrse por la acción del tráfico, especialmente en tiempo de calor (fig. 21-7).

Por último, hay que tener en cuenta que nada se logra con un tratamiento superficial bien hecho si el firme de macadam no tiene las debidas condiciones de resistencia; el tráfico producirá una rotura del aspecto que puede verse en la figura 21-8.

21.10. Tratamientos superficiales con roca asfáltica. — La escasez de betunes de destilación de petróleo en Italia y la existencia, en cambio, de rocas asfálticas naturales, que poseen de excelente calidad, hizo pensar en su utilización para sustituir los betunes en tratamientos superficiales. Los enlucidos que con ellas se construyen son de mayor espesor y resistencia; por tanto, se trata, en realidad, de unos firmes intermedios entre los tratamientos superficiales corrientes, que hemos estudiado anteriormente, y los revestimientos asfálticos de alta calidad. El enlucido superficial, a base de roca asfáltica, se compone de una mezcla de ésta con gravilla, que se ejecuta en frío y previamente a la construcción del revestimiento; para que la gravilla tenga la debida adhesividad, se empieza por mezclarla con un aceite ligero, que pinta la superficie con una capa de muy pequeño espesor, lo que permite que la roca asfáltica pueda unirse perfectamente a ella. La mezcla se aplica en caliente o en frío, dependiendo de la viscosidad del aceite empleado; primeramente se empieza por limpiar con todo esmero la superficie del firme a tratar, que se pinta con una capa ligerísima de aceite antes de aplicar la mezcla de gravilla y roca asfáltica. La gravilla debe ser dura y resistente, estar bien limpia de polvo y otras impurezas. Su tamaño ha de estar comprendido entre 5 y 15 mm.; puede ser de machaqueo o rodada.

Los aceites pueden ser aceites ligeros de los siguientes tipos, para los tratamientos en frío:

Aceite tipo A:

Viscosidad Engler, a 25° C.	De 3 a 16.
Destilado hasta 200° C.	Del 2 al 5 (en peso).

Residuo:

a) Aceites procedentes de roca asfáltica, esquistos bituminosos o destilación de petróleo, a 36° C.	Mínimo, 30 % (en peso).
b) Aceites procedentes de alquitrán, a 330° C.	

Aceite tipo B:

a) Aceites procedentes de roca asfáltica, esquistos bituminosos o asfaltos derivados del petróleo:

Viscosidad Engler, a 50° C.	De 4 a 6.
Agua	Máximo, 0,5 % (en peso).
Residuo de destilación hasta 230° C.	Máximo, 15 % (en peso).
Residuo a 360° C.	Mínimo, 35 %.
Punto de fusión del residuo	Mínimo, 30° C.

b) Aceites provinentes de alquitrán:

Viscosidad Engler, a 50° C.	De 4 a 6.
Agua	Máximo, 0,5 % (en peso).
Residuo de destilación hasta 230° C.	Máximo, 15 % (en peso).
Residuo de destilación entre 300° C. y 330° C.	Mínimo, 8 % (en peso).
Residuo de destilación a 33° C.	Mínimo, 45 % (en peso).
Punto de fusión del residuo	De 50 a 65° C.

Para firmes a construir en caliente, se emplean aceites de una mayor viscosidad.

La roca asfáltica no deberá contener menos del 9 por 100 de betún y estará molida a tamaño menor de 1,5 mm., pasando como máximo un 30 por 100 por el tamiz núm. 100 de la serie Tyler; no deberá tener arcilla, y la cantidad de parafina no será superior al 1 por 100 del peso del betún.

Las cantidades de material a emplear son, como término medio, las siguientes:

Aceite para la pintura del firme	0,250 a 0,300 l./m.^{2}
Aceite para tratar 1 m.^{3} de grava	15 a 20 l.
Polvo de roca asfáltica	13,5 Kg./m.^{2}

Una vez extendido e igualado el firme, se apisona con un rodillo tándem de 8 a 10 toneladas, y se extiende una capa de sellado superficial de 1,5 kilogramos/m.^{2} de polvo de roca asfáltica y se cubre con 12 a 15 litros por metro cuadrado de gravilla de roca dura; el conjunto se vuelve a apisonar con todo cuidado.

El tratamiento superficial así construido es de excelente calidad, pero de precio bastante más elevado que el tratamiento corriente, especialmente en puntos lejanos del de origen de la roca asfáltica. Es, sin embargo, una solución interesantísima para sustituir los betunes de petróleo en países donde existen rocas asfálticas.

Bibliografía

"Estudio de los materiales pétreos ligeros para capas de cubrición de tratamientos superficiales". H. R. Record núm. 158, pág. 25.

"Tratamientos superficiales". H. R. Board, raport especial núm. 96.

CAPITULO XXII

FIRMES DE PIEDRA PARTIDA LIGADA CON UN PRODUCTO BITUMINOSO

22.1. Macadam asfáltico. — El macadam asfáltico es la mezcla de materiales granulares de tamaños grueso y medio, que forma un conjunto con proporción apreciable de huecos, con un producto bituminoso, asfalto o alquitrán. La mezcla del árido y el betún puede hacerse:

a) Sobre la piedra previamente extendida y apisonada en la explanada; denominaremos a este tipo de firme macadam asfáltico por penetración.

b) Por mezcla del árido y el aglomerante *in situ* sobre la explanada.

c) En maquinaria especial, calentando o no el árido, extendiendo y apisonando la mezcla en la explanada previamente preparada.

En cualquiera de las formas reseñadas, el macadam asfáltico puede utilizarse como base de otros firmes de mejor calidad o bien directamente como capa de rodadura; en este caso se suele terminar con un tratamiento superficial tipo *b*).

22.2. Macadam asfáltico por penetración. — La piedra, con la granulometría adecuada, se extiende y apisona en seco, hasta que haya quedado debidamente encajada; se riega entonces con el producto bituminoso, en cantidad suficiente para que el material apisonado quede bien pintado con betún; inmediatamente se extiende una capa de gravilla del tamaño adecuado que pueda penetrar en los huecos del firme consolidado, rellenándolos; para ello se utilizan cepillos fuertes; se apisona el conjunto, que debe quedar con una proporción de huecos del 12 al 20 por 100. Si se desea que el firme así construido sirva de base a otro de mejor calidad, no habrá más que extender, en su caso, un tratamiento bituminoso ligero de impregnación para asegurar su unión, con la capa de rodadura. Si el firme construido, en la forma indicada, debe servir de capa de rodadura, será preciso terminarlo con un tratamiento superficial, tipo *b*).

Calidad de los materiales. La piedra. — La piedra ha de tener alta resistencia, por dos razones: primera, porque la construcción de un firme de este tipo presupone un tráfico relativamente intenso y, segunda, porque la piedra debe encajarse perfectamente por el apisonado, sin romperse, para que con-

serve uniformemente la proporción de huecos prevista. El coeficiente de desgaste de los Angeles deberá ser menor de 40 y no ser friable; su superficie deberá ser limpia, exenta de polvo, materias extrañas y humedad, para que el betún pueda adherirse bien a ella. La pérdida en peso, en el ensayo de resistencia a la acción de los sulfatos sódico y magnésico (epígrafe 16.15) será menor de 12 y 15 por 100, respectivamente, en cinco ciclos.

Ha sido práctica corriente en España utilizar piedra cuyo tamaño máximo sea 1/3 del espesor del firme y el menor de 20 mm.; los espesores del firme oscilan de 7 a 10 cm.; más de 10 cm. no es conveniente, porque el betún no penetra bien y la piedra no queda adecuadamente pintada de betún.

Ligantes. — Pueden emplearse como ligantes los siguientes:

a) *Viscosos*:

Betunes asfálticos	B/80/100, B/100/150, B/150/200.
Betunes fluidificados	RC-4 RC-5.
Alquitranes de hulla	AQ-5 AQ-6.

b) *Fluidos*:

Betunes fluidificados	RC-2 RC-3.
Emulsiones asfálticas	ER-1 ER-2.
Alquitranes de hulla	AQ-2 AQ-3 AQ-4.

Como regla general, debe contarse con una dosificación de 1 litro de betún puro por metro cuadrado y centímetro de espesor de piedra consolidada, más la capa de sellado si fuese necesaria. Debe tenerse presente que la piedra consolidada tiene un volumen del 0,80 de la piedra suelta acopiada. La capa de sellado cuando sea necesaria, por utilizarse el firme como capa de rodadura, estará formada por 1,5 a 2,5 litros de betún por metro cuadrado, con 20 a 25 litros de gravilla.

Recientemente se han empezado a construir estos firmes con una granulometría de menor tamaño máximo y más continua. La técnica americana prescribe las siguientes granulometrías para el árido grueso:

Con ligante viscoso

TAMIZ		% en peso que pasa por el tamiz correspondiente		
A.S.T.M.	*mm.*	A 11 P	A 12 P	A 13 P
3″	76,2	100	—	—
2 1/2″	63,5	90-100	100	—
2″	50,8	35-70	90-100	100
1 ½″	38,1	0-15	35-70	90-100
3/4″	19,1	0-5	—	—
1/2″	12,7	—	0-5	0-5
3/8″	9,5	—	—	—

Con ligante fluido

TAMIZ		% en peso que pasa por el tamiz correspondiente			
A.S.T.M.	*mm.*	A 21 P	A 22 P	A 23 P	A 24 P
2 1/2"	63,5	100	—	—	—
2"	50,8	70-90	100	—	—
1 1/2"	38,1	50-70	65-85	100	—
1"	25,4	25-45	35-55	55-75	100
3/4"	19,1	15-35	15-35	35-55	60-80
1 1/2"	12,7	0-15	0-15	10-30	20-40
3/8"	9,52	—	—	0-15	—
Núm. 4	4,76	0-5	0-5	—	0-10
Núm. 8	2,38	—	—	0-5	—
Núm. 16	1,19	—	—	—	0-5

y para el árido fino deberá estar comprendido dentro de los siguientes límites:

TAMIZ		% en peso que pasa por el tamiz correspondiente	
A.S.T.M.	*mm.*	A 31 P	A 32 P
1"	25,4	100	100
3/4"	19,1	90-100	90-100
1/2"	12,7	—	40-75
3/8"	9,52	20-55	5-25
Núm. 4	4,76	0-10	0-10
Núm. 8	2,38	0-5	0-5
Núm. 16	1,19	—	—

La dosificación de los diversos componentes para diferentes espesores, será: para ligantes viscosos:

Espesor capa en cm.		8 - 10	6 - 8	5 - 6	4 - 5
Arido grueso	tipo	A 11 P	A 11 P	A 12 P	A 13 P
	l./m.²	100-190	80-120	65-90	50-75
Ligante	l./m.²	7-11	5-9	4-7	3-6
Arido fino	tipo	A 31 P	A 31 P	A 31 P	A 32 P
	l./m.²	12-20	9-16	7-12	5-10

y para ligantes fluidos:

Espesor capa en cm.			8 - 10	6 - 8	5 - 6	4 - 5
Arido grueso		tipo l./m.²	A 21 P 95-140	A 22 P 70-110	A 23 P 60-85	A 24 P 45-70
Arido fino	1.ª extensión.	tipo l./m.²	A 32 P 10-15	A 32 P 10-15	A 32 P 10-15	A 32 P 10-15
	2.ª extensión.	tipo l./m.²	A 32 P 3-5	A 32 P 3-5	A 32 P 3-5	A 32 P 3-5
Ligante	1.ª aplicación.	Kg./m.²	4,5-7,0	4,0-5,5	3,0-4,5	2,5-4,0
	2.ª aplicación.	Kg./m.²	4,5-7,0	4,0-5,5	3,0-4,5	2,5-4,0

El espesor será uniforme y como máximo 10 cm.; en general, 7 a 8 cm. No convienen los grandes espesores porque el betún penetra menos uniformemente.

Construcción. — El firme deberá ir asentado sobre un cimiento adecuado, dependiendo del tipo de suelo y de tráfico: base granular normalmente, sobre una subbase anticontaminante, y el drenaje preciso si la naturaleza del suelo lo exige.

Se empieza por preparar cuidadosamente el cimiento que, una vez consolidado, debe limpiarse, con el fin de que su superficie quede libre de tierra y materiales sueltos; si no se quitan estos últimos, suben entre las piedras del firme al apisonar, dificultando la penetración del producto bituminoso. Para lograr que la capa del revestimiento se adhiera bien al cimiento, cuando éste es un firme sin tratar, se efectúa previamente a la extensión de la piedra, y después de haber limpiado bien la superficie, un riego ligero con agua que, reblandeciendo el firme de base, permite fijar la piedra del revestimiento, en el cimiento, al efectuar el apisonado. Cuando el cimiento es un firme con tratamiento superficial, se extiende un nuevo riego de betún con dosificación reducida (0,50 a 1 litro por metro cuadrado) antes de extender la piedra que, sin cubrir con gravilla, asegura la imprescindible unión del cimiento y el firme.

Se extiende la piedra, enrasándola un 20 por 100 más de alta que el perfil que se desea obtener, y se apisona en seco hasta que quede perfectamente encajada; hay que tener cuidado de que la piedra no se rompa al apisonar, pues se alterará la composición granulométrica prevista, dificultando la penetración del betún y resultando un firme de resistencia desigual; para evitar que esto suceda, se debe apisonar con un rodillo de peso medio (10 a 12 toneladas), a no ser que se trate de piedra muy dura.

Cuando la piedra está encajada, se procede a extender la capa de betún

de penetración; la temperatura de empleo de éste será de 40 a 120° C. para los asfaltos fluidificados, según su tipo; de 140 a 160° C., para el asfalto residual, y 110 a 120° C., para el alquitrán. La piedra del firme deberá estar completamente seca, y es conveniente que la temperatura del ambiente sea elevada, pues si la piedra está fría, el betún no adhiere bien a ella, además, al disminuir rápidamente la temperatura del betún, aumenta su viscosidad y no penetra debidamente; por ello, en algunos pliegos se especifica que no deberá extenderse el betún cuando la temperatura ambiente sea inferior a 10° C. Las exigencias de sequedad y temperatura de la piedra constituye una dificultad práctica del sistema, pues condiciona la ejecución a las circunstancias atmosféricas; especialmente la necesidad de que el firme esté seco es un grave inconveniente, pues si extendida la piedra llueve, tarda en secarse el material y el trabajo debe suspenderse con un grave perjuicio económico.

Cuando, en vez de emplear betún en caliente, se utiliza emulsión o un betún fluido, una vez encajada la piedra gruesa se rellenan los huecos con la gravilla antes de extender la emulsión; se evita así que la emulsión pinte la piedra gruesa pero no rellene los huecos y, por tanto, la gravilla que posteriormente se añade quede poco envuelta de betún.

Efectuado el riego, se cubre el firme con la gravilla; se apisona con todo cuidado, utilizando un cilindro de 12 a 15 toneladas, y ayudando con cepillos a que la gravilla penetre por los intersticios del macadam; cuando el revestimiento ya no admite más gravilla, se limpia perfectamente la superficie, quitando todo el material que no haya quedado bien consolidado.

Cuando se empleen las composiciones granulométricas de menor tamaño que las que se fijan en los cuadros, se efectuará la construcción en la forma siguiente:

Con ligantes viscosos:

1. Extensión y compactación del árido grueso sobre la explanada debidamente preparada o la subbase si fuese necesaria.
2. Aplicación del ligante.
3. Extensión y compactación del árido fino.

Con ligantes fluidos:

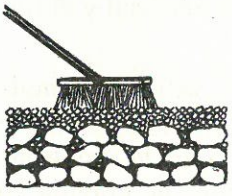
1. Extensión y compactación del árido grueso sobre la explanada debidamente preparada o la subbase si fuese necesaria.
2. Primera aplicación del ligante.
3. Primera extensión y compactación del árido fino.
4. Segunda aplicación del ligante.
5. Segunda extensión y compactación del árido fino.



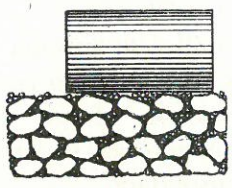
La piedra machacada, de tamaño uniforme, se apisona hasta que quede perfectamente encajada.



Se riega con betún asfáltico o alquitrán que rellena los huecos de la piedra.



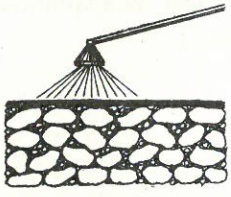
Se extiende una capa de gravilla que se fuerza con cepillo a penetrar en los huecos de la piedra.



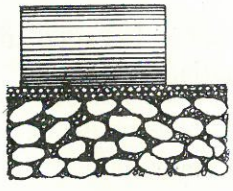
Se apisona el conjunto con un rodillo de 12 a 15 toneladas.



Se barre el exceso de gravilla hasta que queda la superficie completamente limpia.



Se extiende un tratamiento superficial de tres kilogramos por metro cuadrado con betún asfáltico o alquitrán.



Se cubre con gravilla y se apisona.

Figura 22-1.

Los firmes construidos con arreglo a esta técnica precisan un consumo de ligante ligeramente mayor y hay que cuidar de que durante las operaciones de construcción no haya segregación de los áridos, pues se podría alterar la calidad del pavimento.

Si el firme ha de emplearse como capa de rodadura, una vez realizadas las operaciones antes descritas, se riega con betún de las mismas características que el empleado en el tratamiento por penetración, en proporción de 1,5 a 2 Kg./metro cuadrado; se cubre con una capa de gravilla fina de 5 a 15 mm., en proporción de 12 a 15 l./m.^{2}, y se apisona con un cilindro de 10 a 15 toneladas. El firme puede abrirse inmediatamente al tráfico. La figura 22-1 es un esquema del procedimiento descrito.

Conservación. — Un firme de este tipo es excelente cimiento de otro de calidad superior; como capa de rodadura, con un tráfico no excesivo, tiene gran duración; su conservación se reduce a reponer la capa del tratamiento superficial y reparar los baches que pudieran producirse. El bacheo se hace recortando el bache, dejando bien verticales sus paredes y rellenándolo con mezcla previamente preparada de piedra y betún, o bien con piedra sola, que se trata por penetración, como en el pavimento primitivo; el apisonado, tanto en un caso como en otro, puede hacerse, bien con rodillo o a mano, con pisones; si el bache o la zona reparada es grande, el primer sistema es el mejor; cuando es pequeño no resulta eficaz, y es preferible apisonar a mano, con pisón; conviene entonces emplear piedra más menuda.

La capa superficial es imprescindible conservarla en buen estado, pues, en caso contrario, el firme se deteriora rápidamente; se mantiene con tratamientos superficiales; es difícil dar una idea concreta en relación con el número de tratamientos precisos, pues dependen del tráfico y del clima; sólo como norma para el cálculo del coste de conservación, puede considerarse serán precisos tratamientos de 1,25 l./m.^{2}, con 10 a 12 litros de gravilla los años tercero, séptimo y duodécimo.

Es muy conveniente para este firme, como en el caso de tratamiento superficial, que los peones camineros dispongan de un pequeño equipo para tratar con emulsión los desperfectos ligeros que se originen en la capa de rodadura.

Causas de fracaso. — Se obtienen malos resultados por:

a) Empleo de piedra de bajo coeficiente de calidad que tiene polvo o lo produce al apisonar, impidiendo se adhiera a ella el betún.

b) Utilización de áridos que dan zonas sin huecos donde no puede penetrar el betún.

c) Extensión del betún sobre piedra húmeda o en tiempo frío; el betún no se adhiere o no penetra debidamente.

d) Utilización de betún demasiado frío, que no penetra, o betún quemado falto de poder ligante.

e) Dosificación desigual del betún: el exceso produce un firme blando; la falta, un firme sin resistencia.

Bien construido, el firme con riego bituminoso por penetración da excelente resultado; no tiene la resistencia de los firmes asfálticos construidos por el método de mezcla, pues su dosificación y muy especialmente la mezcla de betún árido no es tan cuidada; en cambio, presenta la gran ventaja de no precisar maquinaria especial costosa, como exigen los hormigones y morteros asfálticos; el equipo para un riego profundo es el mismo que para un riego superficial. La ejecución de este firme precisa cuidado, pero es menos complicado que los firmes por mezcla; es menos resistente.

El principal inconveniente en la construcción de esta clase de pavimento es su dependencia de las condiciones de clima. La lluvia especialmente — pues el frío, trabajando en épocas determinadas, no es frecuente — puede causar graves trastornos, encareciendo mucho el coste, al obligar a interrupciones del trabajo.

Precio de coste. — En total, para un firme de 7 cm. de espesor, una vez consolidado, se precisará emplear 9 Kg. de betún (7 en el riego por penetración y 2 en la capa de sellado) por metro cuadrado.

De piedra harán falta 90 litros para la capa del firme, 20-25 litros de gravilla gruesa para la penetración y 12-15 litros de gravilla menuda para la capa de sellado; todas estas cantidades son por metro cuadrado. La mano de obra de extensión de la piedra, gravilla y limpieza del firme, 0,50 horas de peón por metro cuadrado. El apisonado de la piedra representa 0,5 horas de apisonadora por metro cuadrado. El consumo del combustible, de acuerdo con lo indicado al tratar de los firmes de macadam. La preparación del cimiento depende de las características del caso particular de que se trate.

22.3. Macadam asfáltico mezclado "in situ". — La piedra extendida sobre la explanada y sin apisonar se mezcla con el aglomerante por medio de una niveladora u otra máquina apropiada, con lo cual se logra una uniformidad bastante perfecta del reparto del betún.

La piedra. — La piedra debe ser dura y poco friable para que conserve su tamaño y composición granulométrica después del apisonado. Se exige, en general, que el tamaño máximo sea de 5 cm., sin exceder nunca de los 2/3 del espesor del firme; del 20 al 50 por 100 debe pasar por el tamiz núm. 10 (2 milímetros) y no debe existir más del 5 por 100 que pase por el tamiz núm. 200.

El producto bituminoso. — Los productos asfálticos a emplear son los siguientes, según recomienda el Asphalt Institute:

1. Con árido grueso.

a) Betunes fluidificados de cura media o rápida RC o MC-3 y MC-4.

b) Emulsiones de rotura media.

2. Arido de composición granulométrica densa *con poco* o *sin* árido fino ni polvo mineral.

a) Betunes fluidificados de cura media o rápida (RC-2 ó 3, MC-3 ó 4).

b) Betunes fluidificados de cura lenta SC-3 ó 4.

c) Emulsiones de rotura lenta.

3. Arido conteniendo un tanto por ciento elevado de material fino y polvo mineral.

a) Betunes fluidificados de cura media MC-2, 3 ó 4.

b) Betunes fluidificados de cura lenta SC-2 ó 3.

c) Emulsiones de rotura lenta.

No se pueden emplear los asfaltos residuales, pues, como endurecen rápidamente, no permiten realizar las operaciones de mezcla.

Los alquitranes que se empleen deben estar, como los betunes asfálticos, fluidificados con un aceite ligero que dé al conjunto un tiempo de cura adecuado; se utilizan tipos similares a los RT-5 a RT-9.

En la capa de sellado, cuando este firme se emplee como capa de rodadura, pueden utilizarse los betunes fluidificados, asfaltos residuales, alquitranes o emulsiones que reúnan las características exigidas para los productos empleados en tratamientos superficiales; se emplean corrientemente betunes fluidificados RC-3, RC-4, alquitranes con viscosidad variable de 18 a 25; asfaltos con más del 95 por 100 de betún y penetración variable de 150 a 200, y emulsiones de rotura rápida.

Sección transversal. — Es recomendable una sección transversal de perfil circular o parabólico.

Construcción. — Este firme se empezó a construir en EE. UU. para rehacer firmes de grava deteriorados; su espesor variaba de 5 a 6,5 cm.; se comenzaba escarificando en una pequeña profundidad y se pulverizaba por medio de una grada de discos; se mezclaba el árido con un aceite ligero con aparatos niveladores y se apisonaba la mezcla; se obtuvo un gran éxito, y pronto se comenzaron a construir pavimentos de este tipo de piedra machacada de dimensiones reducidas.

El cimiento deberá ser el preciso, en espesor y características, de acuerdo con el tráfico y la naturaleza del suelo de la explanada; su superficie deberá

ser regular y paralela a la definitiva del firme; a los efectos del cálculo del espesor el macadam asfáltico se considera tiene un coeficiente de 1,5.

Extendida la piedra, con el espesor proyectado, se procede a distribuir el producto bituminoso; la dosificación de la cantidad necesaria de éste es un punto delicado, pues para que el firme tenga la debida resistencia, la dosificación debe ser exactamente la que exija el árido empleado según su calidad y composición granulométrica. En los primeros tiempos, la dosificación del producto bituminoso se hacía en obra, donde era posible apreciar con relativa exactitud cuándo el betún recubría a la piedra sin exceso; se realizaba la aplicación en varias veces, alternando con pasadas de niveladora para remover la mezcla hasta que se lograba un conjunto de calidad uniforme. Hoy la dosificación del producto bituminoso se hace en los Estados Unidos por la fórmula denominada de la superficie:

$$P = 0{,}035\,a + \left\{\begin{array}{l} 0{,}15\,c \text{ cuando por el tamiz núm. 200 pasa del 11 al 15 \%} \\ 0{,}18\,c \text{ cuando por el tamiz núm. 200 pasa del 6 al 10 \%} \\ 0{,}20\,c \text{ cuando por el tamiz núm. 200 pasa el 15 \% o menos} \end{array}\right\} + F + 0{,}045\,b +$$

P, tanto por ciento en peso del total de la mezcla.

a, tanto por ciento de árido retenido en el tamiz núm. 8.

b, tanto por ciento de árido que pasa por el tamiz núm. 8 y retenido en el núm. 200.

c, tanto por ciento de árido que pasa por el tamiz núm. 200.

Para betunes fluidificados tipo SC-2 el coeficiente de a se reduce a 0,02. Para betunes viscosos varía de 0,02 a 0,035, dependiendo del tipo de betún.

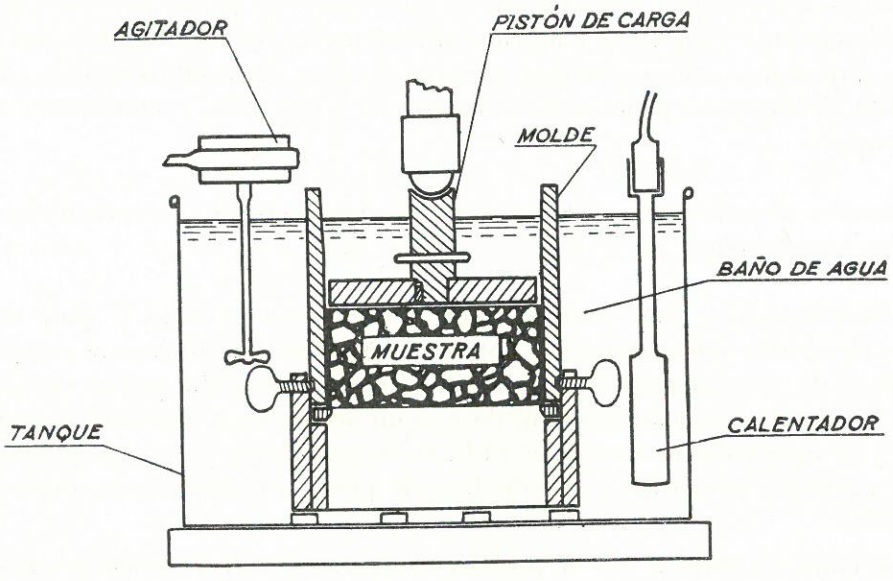


Figura 22-2.

El valor de *F* es variable, dependiendo, principalmente, de la naturaleza más o menos absorbente del árido; varía de 0 a 1,5 por 100, pudiendo llegar con áridos excesivamente absorbentes al valor del 2 por 100, a falta de experiencia debe tomarse entre 0,7 y 1 por 100.

La proporción de betún varía del 3 al 8 por 100; un 4 por 100 es la más corriente. La cantidad determinada por la fórmula tienen en cuenta la composición granulométrica del árido, pero no su naturaleza; hay tipos de piedra que absorben más betún que otros, y por eso conviene rectificar en obra la cantidad obtenida por la fórmula; para ello, de varias muestras se determina la estabilidad en el estabilómetro Hubbard. Esta prueba se realiza como sigue:

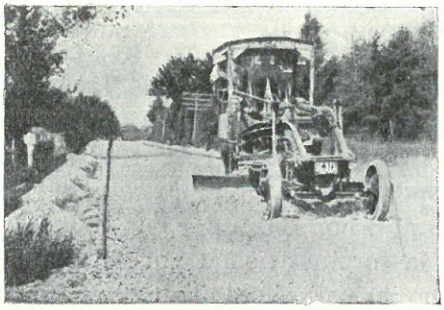
Una probeta de material, de dimensiones determinadas, preparada en un molde especial, se coloca en el dispositivo que puede verse en la figura 22-2, y el conjunto en un baño de agua cuya temperatura puede regularse a voluntad; por medio de un pistón, perfectamente guiado, se da una carga tal que aquél avance a razón de un milímetro por segundo (1 pulgada en veinticinco segundos); las cargas que producen el avance indicado del pistón van aumentando rápidamente hasta que se estacionan; esta carga mide la estabilidad; el ensayo se realiza generalmente a 60° C., aunque puede hacerse a otras temperaturas. Los resultados son completamente empíricos, pero las cifras obtenidas tienen un valor comparativo indudable para distintas mezclas; por esta razón, no se determinan las cargas por centímetro cuadrado, sino las totales. Como orientación diremos que el Asphalt Institute recomienda como límites, para tráfico intenso:

Mínimo	1.600 Kg.
Máximo	2.700 Kg.

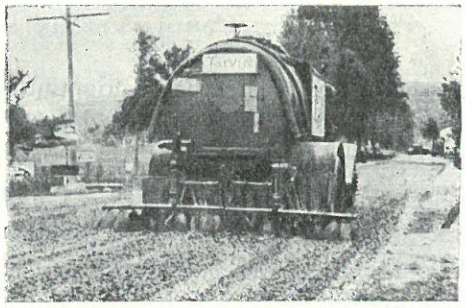
Para tráfico corriente, el mínimo puede reducirse a 1.135 Kg.

La prueba puede realizarse con probetas preparadas con los materiales a emplear o con muestras sacadas del firme como comprobación. Los ensayos se "repiten" con suficiente aproximación cuando no se trata de mezclas de material excesivamente grueso en relación con las dimensiones del molde, en cuyo caso dan resultados bastante discordantes. Cuando se ensayan probetas preparadas en el laboratorio es preciso cuidar la uniformidad de fabricación y, especialmente, de apisonado si se quiere que los resultados tengan un valor comparativo real. Cuando en obra se encuentren zonas con falta o exceso de betún después de la mezcla, es preciso proceder a su corrección antes de apisonar, bien añadiendo producto bituminoso o piedra hasta lograr la proporción correcta.

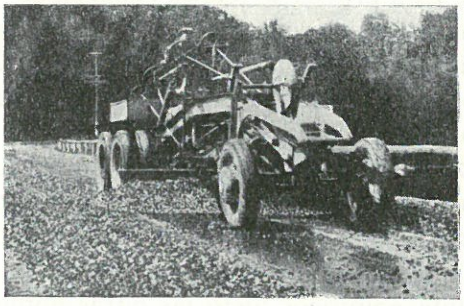
Operación fundamental de la construcción del firme es la mezcla del producto bituminoso y la piedra; se puede realizar con niveladoras que deben ser de suficiente longitud para que el material se mezcle eficazmente con el ligante; en Estados Unidos se utilizan hojas por lo menos de 3,60 m., trabajando con una inclinación de 45° y una velocidad mayor de 6 Km. a la hora; ello requiere que las máquinas tengan motores suficientemente potentes; se puede calcular que hacen falta en total de 30 a 40 pasadas de niveladora.



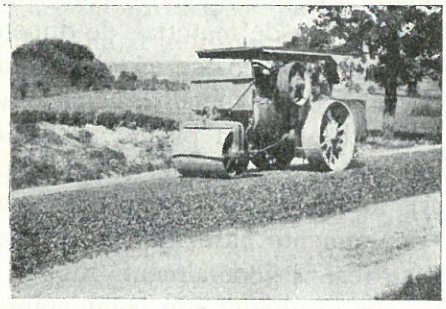
Extensión de la piedra.



Aplicación del producto bituminoso.



Mezcla.



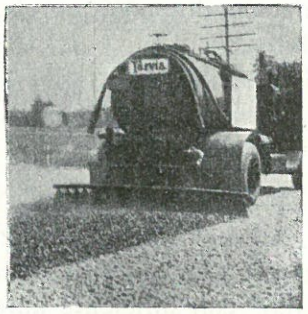
Apisonado.



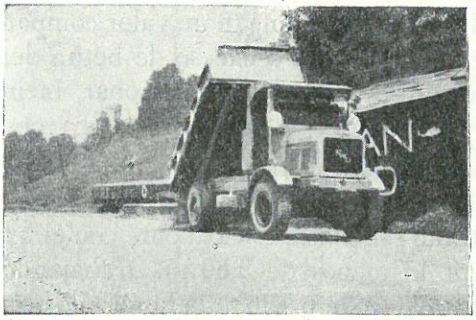
Extensión de la gravilla.



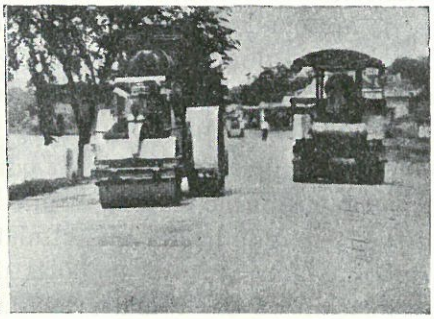
Barrido.



Aplicación del producto bituminoso.



Cubrición con gravilla.



Apisonado final.

Figura 22-3.

Se emplean también mezcladoras mecánicas de los tipos descritos en el capítulo XIX; la máquina denominada "motopaver" (capítulo XIX) está especialmente recomendada para la construcción de este tipo de firme.

Cuando el solvente se ha evaporado en tal proporción que las piedras sueltas se empiezan a pegar, comienza el apisonado, que debe realizarse con un cilindro de 10 a 12 Tm.; al cilindro debe seguir una niveladora para ir corrigiendo las desigualdades de rasante del firme; se logra así que ésta sea muy perfecta, lo cual es una de las ventajas más acusadas de este tipo de firme. Terminado el apisonado, el firme está listo si se ha de emplear como cimiento de obra de calidad superior. Si ha de servir de capa de rodadura, se termina con un tratamiento superficial de 2 a 2,5 Kg. de betún por metro cuadrado, que se cubre con 20 a 30 litros de gravilla dura de 5 a 10 mm. (fig. 22-3).

Para que este pavimento resulte económico es preciso que su construcción se organice con amplitud de elementos mecánicos; para un trabajo importante, además del cilindro apisonador y uno o dos tanques automóviles de distribución del producto bituminoso, se necesitan dos o tres niveladoras.

El firme descrito, cuando se construye con cuidado vigilando bien sus distintas fases, puede dar excelente resultado; la rasante, muy perfecta, resulta agradable para el tráfico. Aunque precisa maquinaria, ésta no es de la complicación de la necesaria para los firmes de mezcla que más adelante se describen.

Su principal desventaja es que, como se ha de construir en grandes tramos para que resulte económico, puede ocurrir que llueva antes que esté completamente terminado, en cuyo caso es preciso esperar a que seque y, tal vez, repetir la aplicación de una parte del producto bituminoso y de la operación de mezclado.

La calidad de la piedra, blanda o friable, y la falta de homogeneidad de la mezcla son las principales causas de fracaso. Como en todos los firmes ligados con productos bituminosos, puede serlo también el exceso o falta de betún en la mezcla.

Al importe que, por las condiciones locales, resulte para la piedra extendida y distribuida sobre el cimiento preparado, debe añadirse el gasto de dos o tres niveladoras con motor de 25 a 30 HP., un cilindro apisonador de 10 toneladas y dos tanques distribuidores de betún. No hay que olvidar el coste de vigilancia y dirección de las operaciones, que en este firme ha de ser muy experta y relativamente numerosa, pues hay que tener en cuenta que los distintos elementos mecanizados actúan en una extensión, a veces, de más de un kilómetro.

Bibliografía

"Firmes asfálticos". Highway Research. Record, núm. 132.

"Resistencia a tracción de mezclas asfálticas a bajas temperaturas". Boletín del Laboratorio del Transporte, núm. 51.

"Firmes con ligantes bituminosos". Le Strade, abril 1964.

"Mezclas bituminosas. Materiales y construcción". H. R. Record, núm. 178.

CAPITULO XXIII

FIRMES BITUMINOSOS DE ALTA CALIDAD

23.1. Los firmes descritos en el capítulo anterior son permeables; la piedra forma el esqueleto que refuerza, parcialmente, el betún; pero la mezcla, aunque se cuide la composición granulométrica del árido, no puede ser homogénea ni impermeable, debido al método de construcción; prácticamente es posible impermeabilizar la superficie con un tratamiento bituminoso, pero la masa del firme, por su proporción elevada de huecos, dejará pasar a través de ella el agua que pueda llegar del suelo, aparte de que la impermeabilidad del tratamiento superficial será efímera. Para mejorar la calidad del firme es preciso cuidar la composición granulométrica del árido, y lograr, por el método de construcción empleado, que ésta se mantenga en obra, no es fácil.

La homogeneidad del firme y la uniforme proporción de betún, especialmente, se alcanzan con una exactitud mucho mayor si el firme se realiza empleando, para fabricar la mezcla, maquinaria especial con la cual es posible una dosificación cuidada de los distintos elementos pétreos, una exacta dosificación del betún y una mezcla de ambos correcta y uniforme. Los firmes fabricados en estas condiciones se denominan aglomerados bituminosos; pueden ser de dos clases: abiertos y cerrados, según la proporción de huecos que tengan después de compactados; se consideran corrientemente mezclas densas o cerradas aquellas en las cuales la proporción de huecos oscila entre el 2 y el 6 por 100; mezclas abiertas cuando la proporción de huecos es superior al 6 por 100, pudiendo llegar, normalmente, al 12 ó 16 por 100. Cuanto mayor es la proporción de huecos, más inferior es la calidad del firme, pues al ser la densidad menor, disminuye la resistencia del esqueleto; como es lógico, los firmes cuanto más densos son, resultan más impermeables y, por tanto, de mayor duración, ante la acción combinada del tráfico y los agentes atmosféricos. Cuanto más denso es un aglomerado, más alto es su coste, pues hay que cuidar más la granulometría; el consumo de betún se eleva muy rápidamente, ya que la reducción de huecos del árido se logra con material fino que presenta una gran superficie específica y exige, para cubrirla, un elevado consumo de betún.

El betún y el árido pueden mezclarse estando éste caliente o frío; en el último caso, se dice que el aglomerante es "en frío"; esta denominación es, por tanto, independiente de que el betún se caliente o no, pues ello se hace exclusivamente para lograr que tenga la viscosidad precisa y pueda cubrir bien el árido; hay, por ejemplo, tipos de emulsiones viscosas que es necesario calentar.

En los aglomerados abiertos pueden emplearse como aglomerantes, además de betunes de destilación o naturales, emulsiones y betunes fluidificados, porque la permeabilidad de su masa permite la cura del producto bituminoso, o sea, la eliminación del solvente o el agua. Ello no puede ocurrir en los aglomerados cerrados, y por esta causa en los de este tipo solamente deben emplearse como ligantes los betunes de destilación, naturales o alquitranes viscosos.

En resumen, los aglomerados se pueden clasificar según el cuadro siguiente:

Composición granulométrica	FORMA DE EMPLEAR		TIPOS DE AGLOMERANTES
	La piedra	El betún	
Abierta	En frío	Sin calentar .	Emulsiones normales de betún o betún-alquitrán. — Betunes fluidificados MC-1, MC-2; RC-1, RC-2. — Alquitranes muy fluidos.
		Caliente	Betunes fluidificados MC-4, MC-5; RC-4, RC-5.—Alquitranes viscosos.—Emulsiones viscosas.
	En caliente ..	Caliente	Betunes fluidificados MC-4, MC-5; RC-4, RC-5.—Betunes de destilación y naturales.—Alquitranes viscosos.
Cerrada	Caliente	Caliente	Betunes de destilación o naturales.—Alquitranes viscosos.

23.2. El árido. — Estos firmes, de precio elevado, se emplean en carreteras de tráfico intenso. Por ello, debe utilizarse piedra de buena calidad. Como en el coste total del firme influye mucho el del árido, por una razón económica, deben examinarse previamente las posibilidades locales; es fundamental tener muy en cuenta las características no sólo de calidad de la piedra, sino, asimismo, de posibilidades de explotación de la cantera, volumen disponible y dificultades de obtención; los equipos de preparación de las mezclas asfálticas son muy costosos y hay que lograr de ellos el máximo rendimiento, y si el abastecimiento del árido no es el preciso, se tiene el peligro de no utilizar la organización debidamente y tener parado al personal empleado. Es fundamental que un estudio cuidadoso nos asegure el abastecimiento conveniente de los distintos materiales, así como el equilibrio de rendimiento de los elementos de fabricación y transporte; no hacerlo así puede dar lugar a perjuicios económicos importantes.

La calidad de la piedra. — Se exige en EE. UU. tenga un coeficiente de desgaste de Los Angeles (epígrafe 16.10) como máximo de 40 para las capas de rodadura y 50 para las inferiores. En España es normal exigir un coeficiente de 30. El ensayo de absorción no debe dar valores superiores a 1,75 por 100; en los áridos con altos coeficientes de absorción es difícil llegar a una mezcla correcta.

La pérdida, en el ensayo de acción de los sulfatos, medida de la resistencia a la acción del hielo (epígrafe 16.5), no debe exceder del 12 al 15 por 100 para capas de rodadura y de cimientos, respectivamente, en cinco ciclos con sulfato sódico y magnesio.

Hay que comprobar si existe la adhesividad suficiente de la piedra con el betún (epígrafe 17.34). Esta propiedad, siempre importante, lo es más cuando se trata de construir aglomerados abiertos.

Es preferible el empleo de la piedra partida al canto rodado. El esqueleto es mucho más estable; en ningún caso la piedra no machacada debe exceder del 50 por 100.

No se debe utilizar piedra silícea machacada; además del peligro de poca adhesividad con el betún, al machacarla da gran proporción de elementos muy fisurados, y la arena, laminillas poco resistentes.

La estación de machaqueo deberá proyectarse para obtener piedra con buen coeficiente de forma (epígrafe 16-16). La arena ha de estar bien limpia, sin coloides arcillosos o humínicos; su coeficiente de equivalente de arena (epígrafe 10.20) no debe ser inferior a 45 y es más recomendable no baje de 55. Pueden emplearse arenas de machaqueo o de cantera; con las primeras se logra una mayor estabilidad y una mezcla más manejable.

Al estudiar la arena hay que tener en cuenta el "filler" que contenga y su naturaleza; este material puede tener una gran importancia en el comportamiento del firme.

23.3. El "filler". — Se denomina filler el material que cumple las condiciones granulométricas siguientes:

Tamiz núm. 30 debe pasar el 100 por 100
Tamiz núm. 100 debe pasar por lo menos el 85 por 100
Tamiz núm. 200 debe pasar por lo menos el 65 por 100

A los efectos de la dosificación, se considera como "filler" solamente la parte que pasa por el tamiz 200.

Hay que considerar que el "filler" influye en el comportamiento de la mezcla, no sólo por su granulometría, sino también por su naturaleza; para tenerlo en cuenta, los franceses han introducido el "coeficiente de actividad" del "filler", C.A., que es la relación del tanto por ciento de un "filler" tipo y del "filler" estudiado que son precisas para bajar el equivalente de arena en una misma cantidad. El "filler" tomado como tipo por los franceses es uno calcáreo Helfo (Lhorty, *Revue General de Routes*, febrero 1956), es decir, que:

$$C.A. = \frac{\%\text{ de filler de referencia}}{\%\text{ de filler estudiado}}$$

para bajar el equivalente de arena de una misma cantidad.

El "filler" cumple la función de rellenar los huecos del árido, haciendo que el conjunto de éste, parte inerte del hormigón, sea más compacto y estable. Pero la naturaleza del "filler" tiene una importancia apreciable en el comportamiento del firme; hay que evitar el empleo de "fillers" incorporados a la arena o procedentes del machaqueo que contengan una cierta proporción de arcilla o materiales detríticos. Se debe tener en cuenta que la proporción de "filler" repercute en la cantidad de betún necesaria; su superficie específica es muy grande y exige, para cubrirla una cantidad elevada de betún, y puede presentarse el peligro de que la mezcla llegue a ser deformable bajo las grandes cargas, especialmente con altas temperaturas.

Por último, no hay que olvidar que la naturaleza del "filler" tiene una gran importancia; según su naturaleza absorben proporciones distintas de las fracciones constitutivas del betún y ello puede alterar especialmente las propiedades reológicas de éste; en el laboratorio hemos podido comprobar qué "fillers" de idéntica composición granulométrica, pero de distinta naturaleza, se comportaban diferentemente.

Entendemos que lo más seguro es evitar que los áridos, piedra y arena, especialmente, contengan "filler"; es preferible que sean limpios y que el "filler", de naturaleza apropiada, se incorpore en proporción conocida. Los "fillers" recomendables son los de origen calizo. El cemento Pórtland es excelente.

Un "filler" debe caracterizarse por:

— Su naturaleza mineralógica.
— Peso específico real.
— Tanto por ciento de huecos compactado en seco.
— Peso específico aparente en benceno (medida indirecta de la finura).
— Granulometría de los tamaños superiores a 0,074 mm.

Todos estos ensayos están normalizados por el Laboratorio del Transporte y deben servir para vigilar la naturaleza y homogeneidad del producto.

23.4. El producto bituminoso. — La misión del producto bituminoso es ligar los distintos elementos del árido para alcanzar la debida resistencia del firme. Aunque la resistencia principal se obtiene por el encaje de los elementos del árido mineral, el betún, cubriendo de manera uniforme sus partículas, une éstas entre sí, impermeabiliza el firme, más o menos según los huecos de la mezcla, y aumenta considerablemente su resistencia; en la sección de rotura de un hormigón asfáltico de composición cerrada bien dosificado, con frecuencia las piedras se rompen en lugar de soltarse de la masa. La resistencia a rotura es mucho más elevada, a igualdad de composición granulométrica, en un hormigón con la proporción correcta de betún, que cuando ésta es escasa o excesiva; en el primer caso el firme puede agrietarse o disgregarse; si sobra betún el firme resulta plástico y por la acción de las cargas puede deformarse.

Con aglomerados abiertos pueden emplearse betunes fluidificados, emulsiones, betunes de destilación o naturales y alquitranes; en los fluidificados y los alquitranes habrá que calentar los tipos de alta viscosidad; los betunes de destilación y naturales se calientan siempre; en las emulsiones puede ser preciso calentar las de alta concentración (más del 60 por 100 de betún); las normales se emplean en frío.

Los aglomerados cerrados sólo se construyen con betunes de destilación o naturales; la penetración debe estar de acuerdo con el clima y la intensidad del tráfico. El producto bituminoso, que a la temperatura de empleo debe tener la fluidez precisa para pintar con una capa delgada y de manera uniforme los elementos del árido, habrá de alcanzar la consistencia necesaria a las temperaturas normales del lugar, para mantenerlos firmemente unidos; por eso, al elegir un tipo de producto bituminoso para un sitio determinado, es preciso tener muy en cuenta su penetración; en un clima caluroso deberán emplearse los de penetración baja, e inversamente, en clima frío, los de mayor penetración. Si ésta es mas elevada de lo conveniente, el firme será plástico, se deformará y ondulará en las épocas de calor; si es baja, el hormigón, demasiado rígido, se podrá agrietar y desagregar a temperaturas reducidas.

En la elección de la penetración conveniente debe influir también la calidad e intensidad del tráfico; cuanto más pesado sea se precisará un betún más duro, de menor penetración. Los americanos estipulan como penetración a 25° centígrados y de acuerdo con las normas de la A.S.T.M.:

Para hormigones asfálticos:

Climas fríos o medios y tráfico medio	70-80
Climas fríos o medios y tráfico pesado	60-70
Climas cálidos, cualquier tráfico	60-70

Para morteros asfálticos:

Climas fríos o medios y tráfico medio	50-60
Climas fríos o medios y tráfico pesado	40-50
Climas cálidos y tráfico medio	40-50
Climas cálidos y tráfico pesado	30-40

En Inglaterra se emplean penetraciones de 45-65, dependiendo del tráfico y calidad de los agregados.

En Alemania utilizan betunes con un punto de fusión (método del anillo y la bola) de 31-40° C. y una penetración a 25° C., variable de 50-120; las penetraciones superiores a 60 se utilizan para morteros asfálticos con gran cantidad de "filler"; en los hormigones asfálticos corrientes (espesores de 6-7 cm.) la penetración varía de 50-70.

Se han empleado productos más blandos, llegando a penetraciones de 100 a 120 con buen resultado.

Pueden usarse asfaltos naturales, teniendo en cuenta para su dosificación la cantidad de betún soluble en sulfuro de carbono y que la materia mineral que contenga hace, en parte, el papel de "filler". Da resultado excelente la

mezcla de betunes de destilación con betunes naturales; es práctica corriente en Estados Unidos, Inglaterra y Alemania.

Alquitranes pueden emplearse los tipos RT 15 en adelante; o sea, con viscosidades Engler a 50° C., superiores a 17.

23.5. Aglomerados bituminosos abiertos. — Estos tipos de firmes tienen una proporción de huecos superiores al 6 cuando se apisonan con 75 golpes en el ensayo Marshall, que más adelante se define; estas mezclas pueden no tener "filler", y cuando lo llevan su proporción no excede del 6 por 100. La granulometría en estos firmes no es muy estricta; los límites de tolerancia son mayores, como es lógico, que en las mezclas densas. Como ejemplo, a continuación se reproducen las composiciones establecidas por la B.S., 1621, para diferentes usos.

Granulometría del árido y proporción de ligante para una subbase de 5 cm. de espesor.

TAMAÑO	Calizas	Otras rocas
Tamiz (malla cuadrada):	Tanto por ciento en peso que pasa:	
2 ½ pulgadas (63,5 mm.)	100	
2 » (50,8 »)	90-100	
1 ½ » (38,1 »)	35-65	
1 » (25,4 »)	20-40	
½ » (12,7 »)	5-20	
Núm. 200 (0,076 mm.)	0-5	
Tanto por ciento de ligante en peso, referido al total de áridos, incluido el "filler".	2,25-3,25	2,5-3,25

Granulometría del árido y proporción de ligante para una subbase de 3,75 cm. de espesor.

TAMAÑO	Calizas	Otras rocas
Tamiz (malla cuadrada):	Tanto por ciento en peso que pasa:	
2 pulgadas (50,8 mm.)	100	
1 ½ » (38,1 »)	90-100	
1 » (25,4 »)	50-80	
½ » (12,7 »)	5-30	
Núm. 200 (0,076 mm.)	0-5	
Tanto por ciento de ligante en peso, referido al total de áridos, incluido el "filler".	2,75-3,75	3,0-3,75

Granulometría del árido y proporción de ligante para un revestimiento de 3,75 cm. de espesor.

TAMAÑO	Calizas	Otras rocas
Tamiz (malla cuadrada):	Tanto por ciento en peso que pasa:	
2 pulgadas (50,8 mm.)	100	
1 ½ » (38,1 »)	90-100	
1 » (25,4 »)	50-80	
½ » (12,7 »)	30-50	
¼ » (6,3 »)	20-30	
Núm. 200 (0,076 mm.)	0-5	
Tanto por ciento de ligante en peso, referido al total de áridos, incluido el "filler".	3,0-4,0	3,5-4,25

Granulometría del árido y proporción de ligante para una capa de rodadura de 19 mm. (3/4") de espesor.

TAMAÑO	Calizas	Otras rocas
Tamiz (malla cuadrada):	Tanto por ciento en peso que pasa:	
1 pulgada (25,4 mm.)	100	100
3/4 » (19,0 »)	90-100	90-100
1/2 » (12,7 »)	45-75	50-80
1/4 » (6,3 »)	10-25	15-35
1/8 » (3,2 »)	0-15	5-20
Núm. 200 (0,076 mm.)	0-5	2-6
Tanto por ciento de ligante en peso, referido al total de áridos, incluido el "filler".	3,5-4,75	3,75-4,75

Granulometría del árido y proporción de ligante para una capa de rodadura de 12,7 mm. (1/2").

TAMAÑO	Calizas	Otras rocas
Tamiz (malla cuadrada):	Tanto por ciento en peso que pasa:	
3/4 pulgada (19,0 mm.)	100	100
1/2 » (12,7 »)	90-100	90-100
1/4 » (6,3 »)	25-45	20-40
1/8 » (3,2 »)	5-15	10-20
Núm. 200 (0,076 mm.)	0-5	2-6
Tanto por ciento de ligante en peso, referido al total de áridos, incluido el "filler".	4,0-5,0	4,0-5,0

Granulometría del árido y proporción de ligante para una capa de rodadura de 9,525 mm. (3/8").

TAMAÑO	Calizas	Otras rocas
Tamiz (malla cuadrada):	Tanto por ciento en peso que pasa:	
1/2 pulgada (12,7 mm.)	100	100
3/8 » (9,5 »)	85-100	85-100
1/4 » (6,3 »)	30-60	30-60
1/8 » (3,2 »)	10-20	10-20
Núm. 200 (0,076 mm.)	0-5	2-6
Tanto por ciento de ligante en peso, referido al total de áridos, incluido el "filler".	4,25-5,25	4,5-5,5

Granulometría del árido y proporción de ligante para una capa de rodadura de 12,70 mm. (1/2").

TAMAÑO	Calizas	Otras rocas
Tamiz (malla cuadrada):	Tanto por ciento en peso que pasa:	
3/8 pulgada (9,5 mm.)	100	100
1/4 » (6,3 »)	90-100	90-100
1/8 » (3,2 »)	40-70	40-60
Núm. 200 (0,076 mm.)	0-10	2-6
Tanto por ciento de ligante en peso, referido al total de áridos, incluido el "filler".	4,75-5,75	4,75-5,75

El "Asphalt Institute" fija para hormigones asfálticos abiertos los tres tipos siguientes de tamaños máximos:

	Tamaño máximo del árido	
	Pavimentos	Capas intermedias
I. Tipo macadam	3/8" (9,52 mm.) 3/4" (19 mm.)	3/4" (19 mm.) 2 1/2" (63,5 mm.)
II. Estructura abierta ...	3/8" (9,52 mm.) 3/4" (19,1 mm.)	3/4" (19,1 mm.) 1 1/2" (38,1 mm.)
III. Estructura gruesa ...	3/4" (19,1 mm.) 1" (25,4 mm.)	3/4" (19,1 mm.) 1 1/2" (38,1 mm.)

y recomienda después para cada uno de ellos los tipos de granulometría que se resumen en el cuadro siguiente:

Tipo de mezcla	2 1/2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Tamiz 4	Tamiz 8	Tamiz 16	Tamiz 30	Tamiz 50	Tamiz 100	Tamiz 200	Asfalto %
MEZCLA SELLADO														
II a						100	40 - 85	5 - 20					0 - 4	4,0 - 5,0
II b					100	70 - 100	20 - 40	5 - 20					0 - 4	4,0 - 5,0
RODADURA														
II b					100	70 - 100	20 - 40	5 - 20					0 - 4	4,0 - 5,0
II c				100	70 - 100	45 - 75	20 - 40	5 - 20					0 - 4	3,0 - 6,0
III a					100	75 - 100	35 - 55	20 - 35		10 - 22	6 - 16	4 - 12	2 - 8	3,0 - 6,0
III b				100	75 - 100	60 - 85	35 - 55	20 - 35		10 - 22	6 - 16	4 - 12	2 - 8	3,0 - 6,0
CAPA INTERMEDIA														
II c				100	70 - 100	45 - 75	20 - 40	5 - 20					0 - 4	3,0 - 6,0
II d			100	70 - 100		35 - 60	15 - 35	5 - 20					0 - 4	3,0 - 6,0
III b				100	75 - 100	60 - 85	35 - 55	20 - 35		10 - 22	6 - 16	4 - 12	2 - 2	3,0 - 6,0
III c				100	75 - 100	60 - 85	30 - 50	20 - 35		5 - 20	3 - 12	2 - 8	0 - 4	3,0 - 6,0
III d			100	75 - 100		45 - 70	30 - 50	20 - 35		5 - 20	3 - 12	2 - 8	0 - 4	3,0 - 6,0
REGULARIZACION														
III b				100	75 - 100	60 - 85	35 - 55	20 - 35		10 - 22	6 - 16	4 - 12	2 - 8	3,0 - 6,0
BASE														
I a	100	35 - 70		0 - 15				0 - 5					0 - 3	3,0 - 4,5
II d			100	70 - 100		35 - 60	15 - 35	5 - 20					0 - 4	3,0 - 6,0
II e		100	70 - 100	50 - 80		25 - 60	10 - 30	5 - 20					0 - 4	3,0 - 6,0
III d			100	75 - 100		45 - 70	30 - 50	20 - 35		5 - 20	3 - 12	2 - 8	0 - 4	3,0 - 6,0
III e		100	75 - 100	60 - 85	4	40 - 65	30 - 50	20 - 35		5 - 20	3 - 12	2 - 8	0 - 4	3,0 - 6,0

La determinación de la proporción de betún más conveniente para un aglomerado abierto, no es fácil en la práctica. Los métodos normales que más adelante se describen para los hormigones bituminosos densos: ensayo MARSHALL, HVEEM, etc., no son la mayoría de aplicación, porque la resistencia de las probetas, cuando la proporción de huecos es elevada, es baja y no resulta claramente determinada la mezcla óptima. En el Laboratorio del Transporte, cuando por dicha circunstancia no son de aplicación los métodos normales, se hace la determinación de la superficie del árido por el método del equivalente centrífugo de keroseno (C. K. E.) NLT 169/60, que se empleó originalmente en el estado de California, por HVEEM. Es un método empírico, en el cual se busca una correlación entre el contenido de ligante determinado por este procedimiento y el óptimo obtenido por el método HVEEM para el proyecto de mezclas asfálticas (NLT 170/61), más complicado y lento. Los resultados que con él se obtienen son suficientemente satisfactorios; en el Laboratorio del Transporte se suelen comprobar las dosificaciones del C. K. E., sometiendo las probetas con la proporción de betún obtenido por dicho método y otras dosificaciones ligeramente por exceso y defecto a la acción del aparato del Road Research Laboratory (epígrafe 17.34), hasta la rotura.

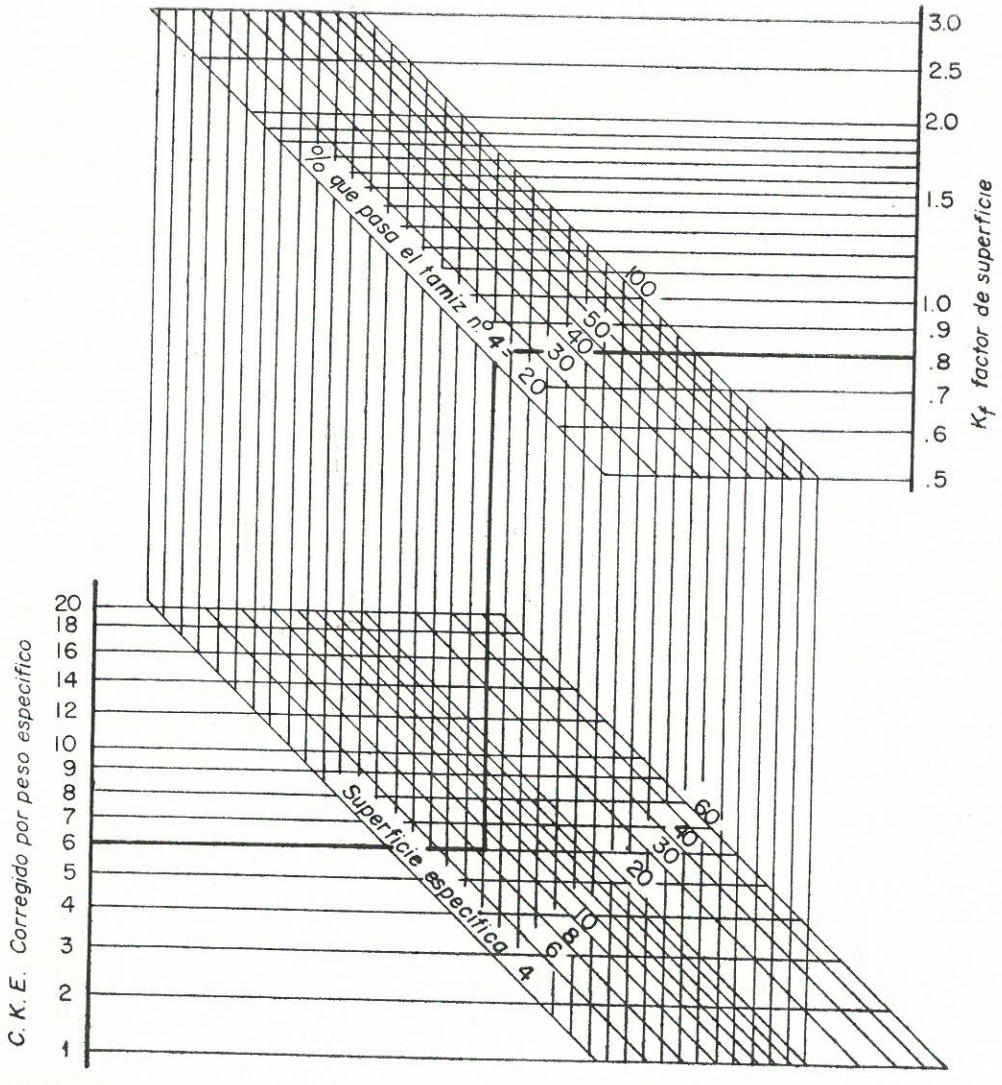
En el método del C. K. E. el árido se divide en dos partes: la que pasa por el tamiz de 3/8" (9,52 mm.) y queda retenido en el tamiz núm. 4, y la que pasa por éste.

Se empieza por determinar la superficie específica del árido, multiplicando los tantos por ciento que pasan por cada tamiz por unos factores que se denominan de S. E., sumando los resultados; esta suma será la superficie específica de la muestra en metros cuadrados por kilogramo; los factores de S. E. son:

Pasa por el tamiz núm. 4 (4,76 mm.)	0,4
Pasa por el tamiz núm. 8 (2,38 mm.)	0,8
Pasa por el tamiz núm. 16 (1,19 mm.)	1,6
Pasa por el tamiz núm. 30 (0,59 mm.)	2,8
Pasa por el tamiz núm. 50 (0,297 mm.)	6,0
Pasa por el tamiz núm. 100 (0,140 mm.)	12,0
Pasa por el tamiz núm. 200 (0,075 mm.)	32,0

En el material que no pasa por el tamiz núm. 4 la superficie específica es de 0,4 $m.^2/Kg.$

La muestra de árido fino se empapa de keroseno, en unas condiciones determinadas, y la de árido grueso, de aceite lubricante S. A. E., número 10, determinando el peso de keroseno retenido por el árido fino después de una centrifugación de dos minutos, con una aceleración de 400 g., y en el árido grueso el aceite retenido después de dejarlo escurrir en condiciones determinadas; con esta técnica se tiene en cuenta la rugosidad y la porosidad del árido. La proporción de betún se obtiene determinando los factores K_f y K_g



$$C.K.E.\ Corregido = C.K.E. \times \frac{peso\ especifico\ finos}{2{,}65}$$

Fig. 23-1. — Abaco para determinar K_f a partir de C. K. E.

correspondientes a los dos áridos mediante los ábacos de las figuras 23-1 y 23-2. Cuando se trate de un aglomerado de granulometría abierta, la proporción de betún puede obtenerse aplicando la fórmula $K_g \times 1{,}5 + 2{,}5$; no es preciso realizar ninguna corrección por variaciones de viscosidad del aglome-

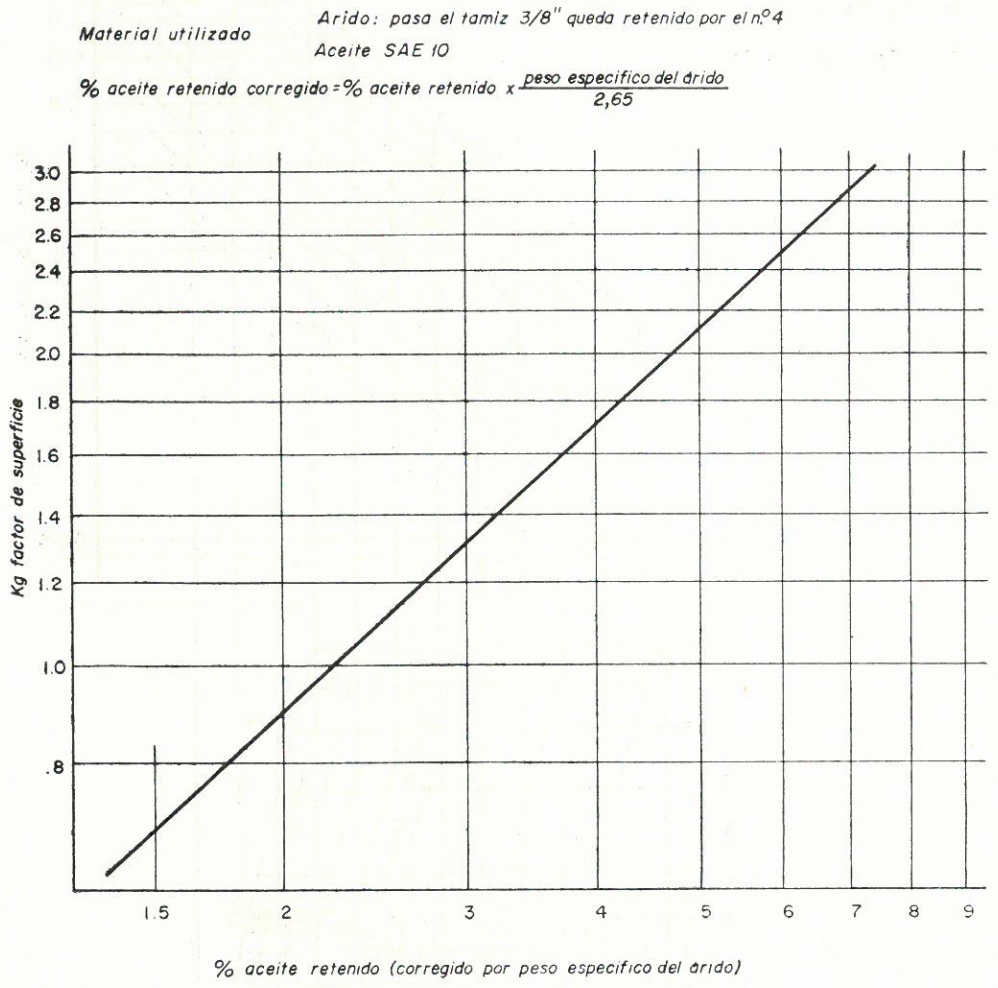


Fig. 23-2. — Abaco para determinar K_g de la absorción del árido grueso.

rante; cuando se trata de aglomerados densos, granulometría cerrada, es necesario determinar K_m por combinación de los dos anteriores con el ábaco de la figura 23-3, y, por último, partiendo de estos datos, la proporción de ligante por el ábaco de la figura 23-4.

En la figura 23-5 se da el gráfico para efectuar la corrección debida a la viscosidad del betún cuando éste no sea SC-2, MC-2 y RC-2, que son los betunes para los cuales se han calculado los ábacos.

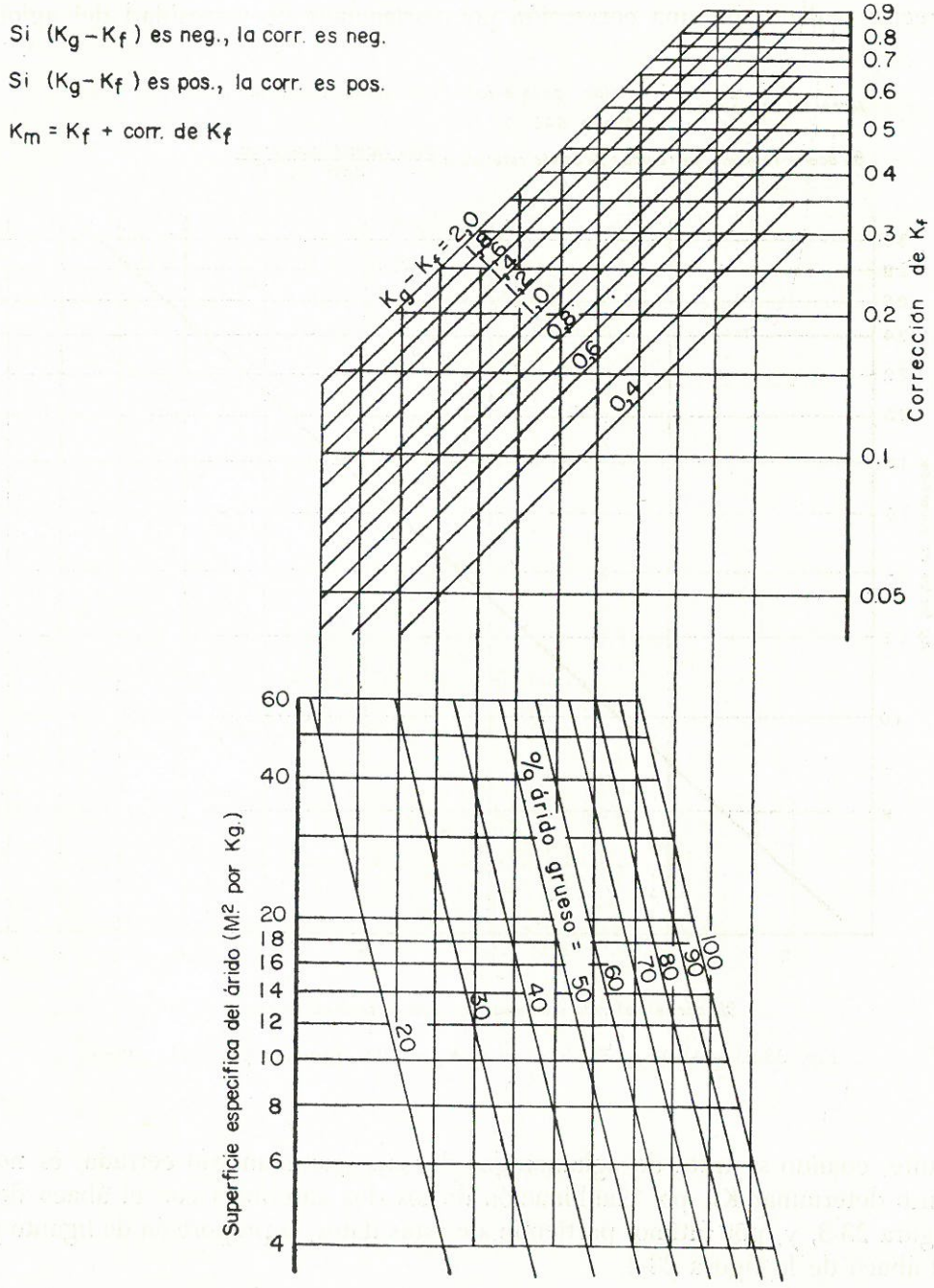


Fig. 23-3. — Abaco para determinar K_m por combinación de K_f y K_g.

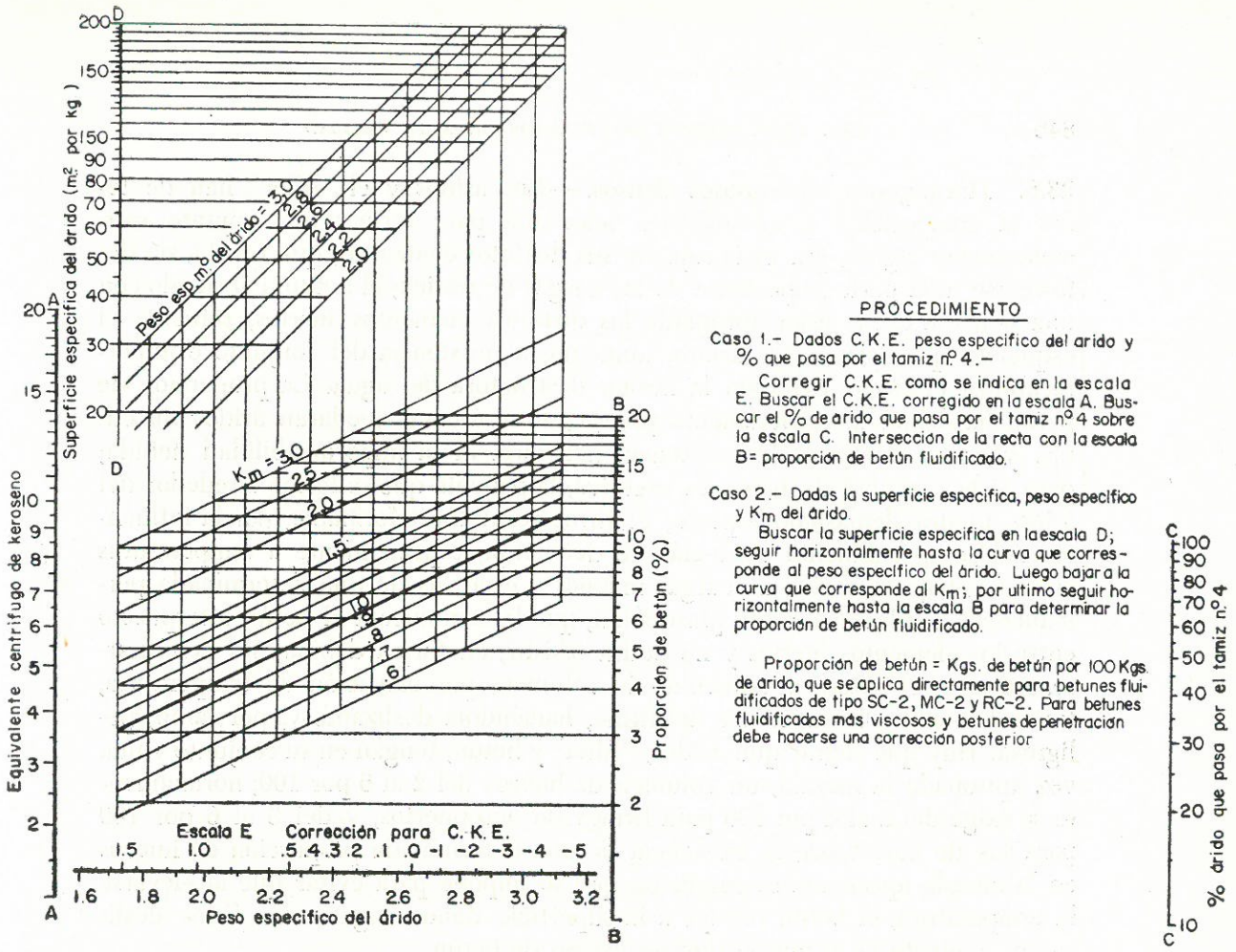


Fig. 23-4. — Abaco para determinar la proporción de betún fluidificado tipo SC-2, RC-2 y MC-2, para mezclas bituminosas de granulometría densa.

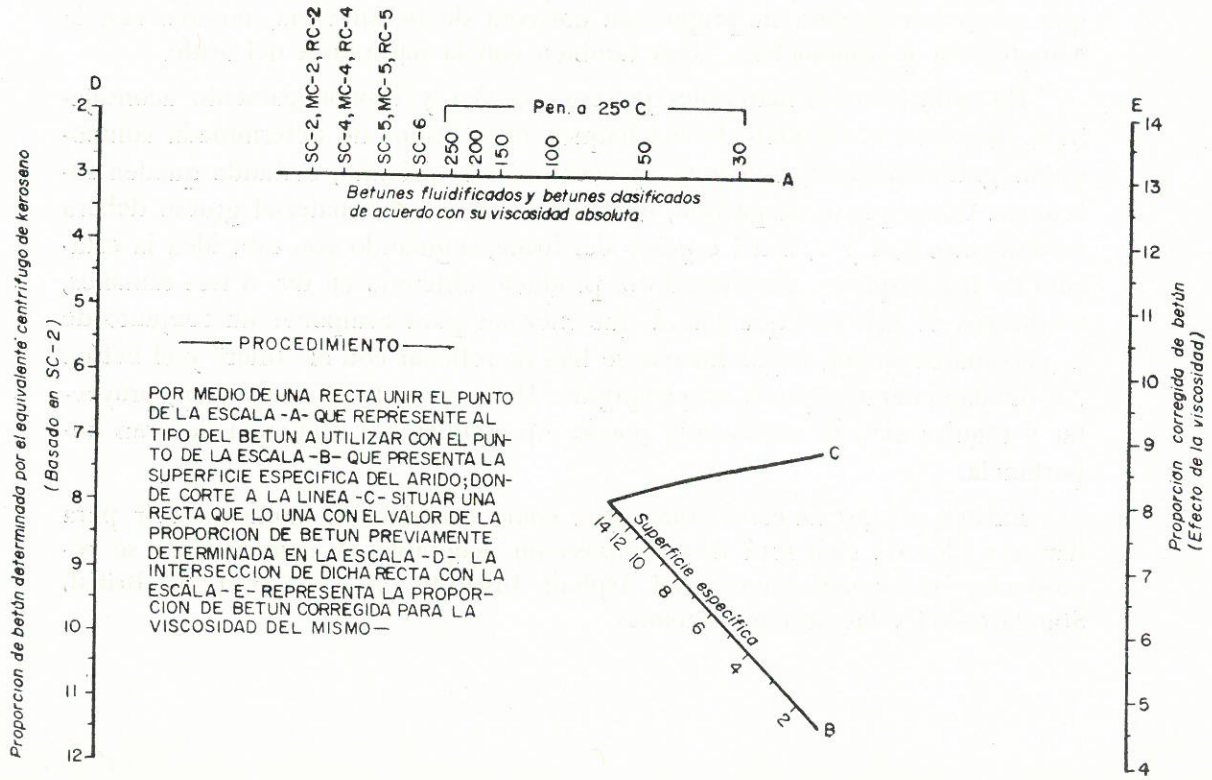


Fig. 23-5. — Abaco para determinar la proporción corregida de betún, teniendo en cuenta el aumento de la viscosidad o la penetración más baja del betún.

23.6. Hormigones bituminosos densos. — Los áridos y el "filler" han de tener la composición granulométrica adecuada para formar un conjunto suficientemente rígido, por el encaje de sus distintos elementos, que resista, sin deformarse, una parte importante de las cargas de tráfico; el betún, cubriendo con una película del espesor apropiado los distintos elementos inertes, refuerza el esqueleto que forman los áridos, aumenta la resistencia del conjunto e impermeabiliza el firme, evitando la acción destructora del agua. La proporción de betún ha de ser la estrictamente precisa; si es escasa, quedarán áridos sin cubrir y no se alcanzará la resistencia necesaria ni la impermeabilidad debida; pero si la cantidad de betún es excesiva, la película que se forme alrededor del árido, tendrá demasiado espesor; el firme resultará deformable, por la influencia del comportamiento visco-elástico del betún, especialmente a temperaturas elevadas, bajo la acción de cargas móviles o estáticas de una determinada permanencia; tendrá una cierta plasticidad, que le comunicará el betún interpuesto entre los elementos inertes y no podrá resistir, en forma debida, sin deformarse. Además, el betún, al aumentar de volumen, por elevación de temperatura, tenderá a salir a la superficie del firme, haciéndola deslizante y, por tanto, peligrosa. Hay que lograr que áridos, "filler" y betún, tengan en su conjunto y una vez apisonada la mezcla, un volumen de huecos del 2 al 6 por 100; normalmente se exige del 2 al 4 por 100 para firmes de aeropuertos, y del 3 al 6 por 100 para los de carreteras; la existencia de una determinada proporción de huecos en la mezcla apisonada es condición que se impone para evitar que al elevarse la temperatura, el betún refluye a la superficie dando lugar a un firme deslizante; el efecto es el mismo que un exceso de betún.

Es preciso, para el buen éxito del firme, proyectar correctamente la mezcla; no es recomendable aplicar fórmulas empíricas, más o menos arbitrarias, más que como orientación: la proporción correcta de betún varía, no sólo con la composición granulométrica, sino también con la naturaleza del árido.

En cada caso los materiales pétreos, técnica y económicamente aconsejables, darán en la estación de machaqueo unos áridos de determinada composición granulométrica; conviene aprovecharlos al máximo, evitando queden sobrantes. Como punto de partida, el tamaño máximo del material grueso deberá oscilar entre 1/3 y 1/2 del espesor del firme; regulando con esta idea la estación de machaqueo y clasificando el producto obtenido en dos o tres tamaños, tendremos el material que habrá que mezclar para componer un conjunto de la máxima densidad, cuyos huecos se han de rellenar con el "filler" y el betún. No olvidar cuanto dijimos en el epígrafe 18.8, referente al machaqueo; proyectar y regular bien la instalación, puede representar una economía de gran importancia.

Existen pliegos de condiciones que, como orientación, pueden servir para dar una idea de cuál será una composición aceptable. A continuación se reproducen las especificaciones del Asphalt Institute, la A.A.S.H.O., la British Standard 594 y las normas alemanas.

El Asphalt Institute fija, para los distintos tipos de aglomerados cerrados, los siguientes tamaños extremos:

	Tamaño máximo del árido	
	Pavimentos	Capas de base o intermedias
IV. Estructura cerrada	3/8" (9,52 mm.) 3/4" (19,1 mm.)	3/4" (19,1 mm.) 1" (25,4 mm.)
V. Estructura fina . . .	3/8" (9,52 mm.) 1/2" (12,7 mm.)	3/8" (9,52 mm.) 1/2" (12,7 mm.)
VI. Mortero grueso . . .	3/8" (9,52 mm.) 1/2" (12,7 mm.)	3/8" (9,52 mm.) 1/2" (12,7 mm.)
V. Mortero de arena . .	3/8" (9,52 mm.)	3/8" (9,52 mm.)
VI. Mortero fino	Núm. 4 (4,76 mm.)	Núm. 4 (4,76 mm.)

Dentro de cada uno de los tipos indicados, recomienda las siguientes granulometrías:

La A.A.S.H.O. recomienda las siguientes granulometrías:

TAMIZ	Tanto por ciento en peso del árido que pasa por el tamiz de malla cuadrada	
	Tipo A	Tipo B
2"	100	—
1 1/2"	95-100	100
1"	75-100	95-100
3/4"	60-90	80-100
3/8"	35-65	45-80
Núm. 4	25-50	28-60
" 10	20-40	20-45
" 40	10-30	10-32
" 80	5-20	8-20
" 200	1-8	3-8

Tipo de mezcla	2 1/2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Tamiz 4	Tamiz 8	Tamiz 16	Tamiz 30	Tamiz 50	Tamiz 100	Tamiz 200	Asfalto %
RODADURA														
IV a					100	80 - 100	55 - 75	35 - 50		18 - 29	13 - 23	8 - 16	4 - 10	3,5 - 7,0
IV b				100	80 - 100	70 - 40	50 - 70	35 - 50		18 - 29	13 - 23	8 - 16	4 - 10	3,5 - 7,0
IV c			100	80 - 100		60 - 80	48 - 65	35 - 50		19 - 30	13 - 23	7 - 15	0 - 8	3,5 - 7,0
V a					100	85 - 100	65 - 80	50 - 65	37 - 52	25 - 40	18 - 30	10 - 20	3 - 10	4,0 - 7,5
V b				100	85 - 100		65 - 80	50 - 65	37 - 52	25 - 40	18 - 30	10 - 20	3 - 10	4,0 - 7,5
VI a					100	85 - 100		65 - 78	50 - 70	35 - 60	25 - 48	15 - 30	6 - 12	4,5 - 8,5
VI b				100		85 - 100		65 - 80	47 - 68	30 - 55	20 - 40	10 - 25	3 - 8	4,5 - 8,5
VII a						100	85 - 100	80 - 95	70 - 89	55 - 80	30 - 60	10 - 35	4 - 14	6,0 - 11,0
VIII a							100	95 - 100	85 - 98	70 - 95	40 - 75	20 - 40	8 - 16	6,5 - 12,0
CAPA INTERMEDIA														
IV c			100	80 - 100		60 - 80	48 - 65	35 - 50		19 - 30	13 - 23	7 - 15	0 - 8	3,5 - 7,0
REGULARIZACION														
V b				100	85 - 100		65 - 80	50 - 65	37 - 52	25 - 40	18 - 30	10 - 20	3 - 10	4,0 - 7,5
VI b				100		85 - 100		65 - 80	47 - 68	30 - 55	20 - 40	10 - 25	3 - 8	4,5 - 8,5
BASE														
VI d		100	80 - 100	70 - 90	55 - 75	55 - 75	45 - 62	35 - 50		19 - 30	13 - 23	7 - 15	0 - 8	3,5 - 7,0

Composición de los hormigones asfálticos de una sola capa.

Mezcla número	TANTO POR CIENTO EN PESO						
	Piedra (*)	Betún soluble		Arido que pasa por el tamiz núm. 200 B.S.		Arido retenido en el tamiz núm. 200 B. S., pero que pasa por el núm. 7 B. S.	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
1	25	7,8	8,8	8,6	10,6	55,6	58,6
	30	7,4	8,4	7,9	9,9	51,7	54,7
	35	7,0	8,0	7,2	9,1	47,9	50,8
	40	6,6	7,6	6,4	8,4	44,0	47,0
	45	6,2	7,2	5,8	7,8	40,0	43,0
	50	5,8	6,8	5,1	7,1	36,1	39,1
	55	5,4	6,3	4,4	6,4	32,3	35,2
	60	5,0	5,9	3,7	5,7	28,4	31,3
2	25	8,8	9,8	10,6	12,5	52,7	55,6
	30	8,4	9,4	9,9	11,8	48,8	51,7
	35	8,0	9,0	9,1	11,1	44,9	47,9
	40	7,6	8,5	8,4	10,4	41,1	44,0
	45	7,2	8,1	7,8	9,8	37,1	40,0
	50	6,8	7,7	7,1	9,1	33,2	36,1
	55	6,3	7,2	6,4	8,4	29,4	32,3
	60	5,9	6,8	5,7	7,7	25,5	28,4
3	25	9,8	10,7	12,5	14,5	49,8	52,7
	30	9,4	10,3	11,8	13,8	45,9	48,8
	35	9,0	9,9	11,1	13,1	42,0	44,9
	40	8,5	9,4	10,4	12,4	38,2	41,1
	45	8,1	9,0	9,8	11,8	34,2	37,1
	50	7,7	8,6	9,1	11,1	30,3	33,2
	55	7,2	8,1	8,4	10,4	26,5	29,4
	60	6,8	7,7	7,7	9,7	22,6	25,5

(*) Material de tamaño comprendido entre 1/2 y 1/3 del espesor del firme una vez consolidado.

Composición de las mezclas para capa de cimiento.

Mezcla núm.	TANTO POR CIENTO EN PESO				
	Piedra	Betún soluble		Agregado que pasa por el tamiz de 3/16 de pulgada B. S.	
		Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
4	55	6,0	7,0	38,0	39,0
	60	5,6	6,6	34,4	34,4
	65	5,2	6,2	28,8	29,8
	70	4,9	5,9	24,1	25,1
	75	4,5	5,5	19,5	20,5

Y por último, las normas alemanas recomiendan para hormigones gruesos:

Dimensiones del árido — *mm.*	Hormigón grueso por ciento en peso	Hormigón fino por ciento en peso
25-30	15-45	—
12-25	8-20	—
2-12	7-20	20-40
0,6-2	7-11	8-20
0,2-0,6	12-18	12-38
0,09-0,2	5-7	8-22
0,0-0,09 ("filler").	4-10	7-11
Betún asfáltico.	5-8	7-9

Todos los pliegos vemos marcan unos límites de proporción de los distintos tamaños, entre los cuales la experiencia ha demostrado es posible moverse; no excediendo de ellos, podrá variarse la composición granulométrica de los áridos, pero en las infinitas combinaciones posibles, habrá una más conveniente desde el punto de vista de economía y aprovechamiento de los materiales disponibles, logrando con ellos un conjunto con el mínimo de huecos; éstos deberán rellenarse con "filler" y betún, dando, en definitiva, una proporción final de huecos, que deberá oscilar entre los límites que las especificaciones señalen. La mezcla, debidamente apisonada, ha de alcanzar una densidad comprendida entre el 95 y el 98 por 100 de la que corresponda al conjunto sin huecos, y ser, aproximadamente, el 85 por 100 de la que tenga el árido empleado. Pero la determinación de la proporción correcta de betún tiene importancia trascendental para el resultado del pavimento.

Para tantear la del betún, M. Duriez (*) aconseja la fórmula:

$$p = K \sqrt[5]{\Sigma};$$

(*) M. Duriez y J. Arrambide: Liants Hydrocarbonés.

en la cual p es la proporción de betún expresada en tanto por ciento del peso del árido, "filler" incluido; la superficie específica del árido, que se calcula por la fórmula:

$$100\,\Sigma = 0{,}17\,G + 0{,}33\,g + 2{,}30\,S + 12\,s + 135\,f;$$

en la cual es:

G, el tanto por ciento del árido mayor de 100 mm.
g, el tanto por ciento del árido de 5/10 mm.
S, el tanto por ciento de arena gruesa, 0,315/5 mm.
s, el tanto por ciento de arena fina, 0,080/0,315 mm.
f, el tanto por ciento de "filler".

K es un coeficiente que varía de 3,75, para carreteras de tráfico intenso, a 4,25, para pistas de aeropuertos, ambas cifras para hormigones con árido grueso; para mortero bituminoso, el valor que M. DURIEZ propone para K es 7. La fórmula, deducida por la autoridad y larga experiencia del autor, es suficientemente aproximada para casos corrientes; pone de manifiesto la gran importancia que en la proporción del betún precisa tienen los elementos de menor tamaño; ello es lógico, pues son los que a igualdad de peso tienen mayor superficie que es necesario recubrir con betún. Pero la dosificación de betún por una fórmula o una especificación, puede no ser la óptima; si se examinan las composiciones que antes se citan, vemos que hay un margen importante en los límites de betún recomendados; tiene que ser así, porque, en definitiva, lo que se precisa es que una película de betún, del espesor estrictamente preciso, cubra la superficie del árido, incluso el "filler"; dependerá, por tanto, de la superficie que el árido presente y del tanto por ciento de betún que pueda absorber, según la porosidad y de la cantidad mayor de "filler" de la mezcla; estas circunstancias pueden tenerse en cuenta aplicando el método de C. K. E. expuesto en el epígrafe 23.5.

Por otra parte, hay que tener presente, para no dar lugar a confusiones, que la proporción de betún, función de la superficie, se expresa en tanto por ciento del peso del árido, incluido "filler"; a igualdad de composición granulométrica y de forma del árido, corresponderá una misma dosificación del betún, que vendrá *expresada por números distintos si la densidad del árido es diferente*; pero, en definitiva, la cantidad de betún precisa por metro cúbico y, por tanto, por metro cuadrado de pavimento, será la misma; en el método del C. K. E. se tiene en cuenta la corrección debida a la diferente densidad del árido.

Por cuanto anteriormente decimos, las dosificaciones proyectadas simplemente con el criterio de ajustarse a las curvas de una especificación determinada o a las reglas o fórmulas empíricas, son sólo una aproximación que hay que comprobar con ensayos de laboratorio, para obtener la exacta proporción de betún, ya que tan perjudicial es un exceso como una falta. Los métodos más corrientes utilizados son los que a continuación se exponen:

23.7. Ensayo Marshall. — En España se emplea principalmente el de MARSHALL, del "Corps of Engineers", de los Estados Unidos, y que en este país, como en Europa, se utiliza mucho y con éxito. Está recogido en la NLT-159/58 del Laboratorio del Transporte. En resumen, consiste en lo siguiente: se prepara una probeta cilíndrica de 10 cm. de diámetro y 6,35 cm. de espesor, que se apisonan en un molde y con un dispositivo especial (fig. 23-6) y con un número de golpes que en las normas para aeropuertos es de 50 cuando la presión por rueda es de 100 libras por pulgada cuadrada (7 Kg./cm.^{2}) y 75 cuando es de 200 (14 Kg./cm.^{2}); en carretera se suele apisonar con cincuenta golpes; cuando el tráfico ha de ser intenso, se utilizan 75 golpes. Se determina la densidad obtenida, la proporción de huecos de la muestra y se calculan los huecos del áridos y "filler" que han sido rellenados por betún. La muestra se sumerge en agua a 60° C. durante veinte minutos y se coloca en la prensa (fig. 23-7) para su rotura.

Se carga de manera que el aplastamiento se produzca a razón de 2" por minuto (50,8 mm./min.). El valor de la carga de rotura se denomina "estabilidad Marshall" y la deformación producida para dicha carga se llama "coeficiente de fluencia o deformación". Se dibujan las siguientes curvas que ligan la proporción de betún con:

Máxima estabilidad.
Máxima densidad.
Deformación.
% de huecos de la mezcla.
% de huecos rellenos con betún.

Se obtiene la media de las proporciones de betún a las que corresponden:

Estabilidad máxima.
Densidad máxima.
Media de los límites fijados para el % de huecos en la mezcla.
Media de los límites fijados para el % de huecos de áridos rellenos por ligante.

Esta media se estima como contenido óptimo de ligante. Con él, y antes de adoptarlo, hay que comprobar que se satisfacen todas las condiciones de proyecto.

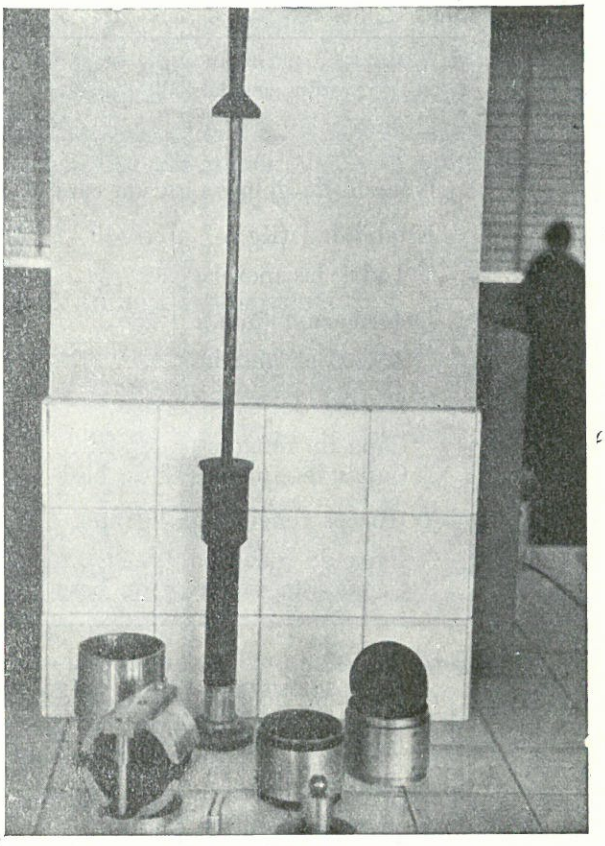


Figura 23-6.

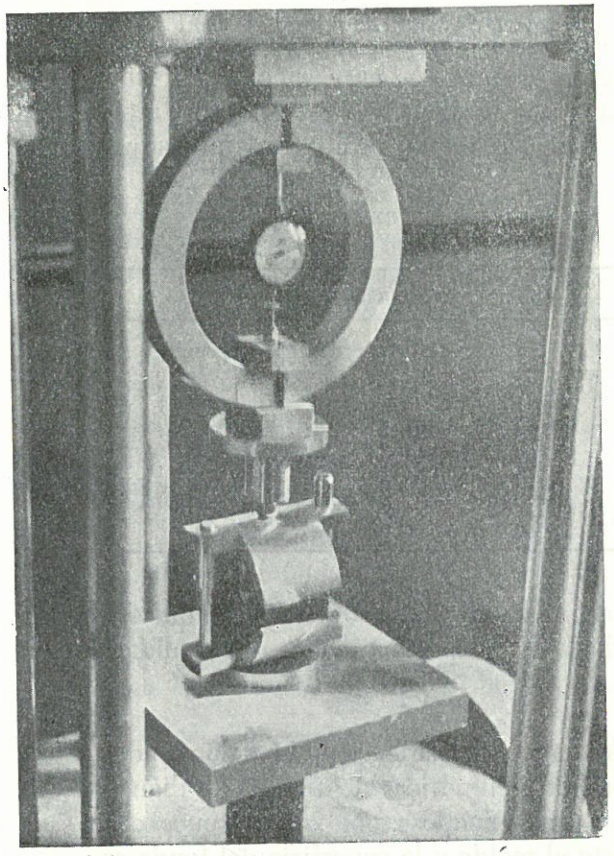


Figura 23-7.

La Dirección de Carreteras del M. O. P. de España, ha adoptado:

Ensayo Marshall	Tráfico pesado		Tráfico medio	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Número de golpes en cada cara ...	75		50	
Estabilidad (Kg.):				
Todas las mezclas	350	—	250	—
Deformación (mm.):				
Todas las mezclas	2	4	2	4,5
% Huecos de las mezclas:				
Capa de rodadura	3	5	3	5
Capas intermedias y de base ...	3	8	3	8
% Huecos rellenos de ligante:				
Capa de rodadura	75	82	75	85
Capas intermedias y de base ...	65	72	65	75

En los Países Bajos se exige una estabilidad Marshall de 400 Kg. con una deformación de 2 a 4 mm. Hay que tener en cuenta que en el valor de la estabilidad Marshall influye no sólo el tamaño y la forma de los elementos pétreos; los elementos pétreos en forma de lajas dan una menor estabilidad que aquellos que tienen forma poliédrica regular.

En Estados Unidos, para pistas de aeropuertos, se exige:

	CARGA POR RUEDA	
	7 Kg./cm.^{2}	14 Kg./cm.^{2}
Estabilidad	226 Kg.	453 Kg.
Fluxión	< 2,0 mm.	< 1,6 mm.
Huecos (%)	3 a 5	4 a 6
Huecos rellenos de betún (%)	75-85	75-82

METCALF demostró con el examen de una serie de casos prácticos que los pavimentos con buena estabilidad Marshall se comportan bien en la realidad.

23.8. Método de Hubbard. — Aplicable para la dosificación de aglomerados densos (norma A.S.T.M. D-1138); las probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro se compactan con 30 golpes de pisón determinado núm. 2 y después con otros 30 golpes del número 3; se invierte el molde y la superficie del fondo se

somete asimismo a 30 golpes del pisón núm. 2, y luego a otros tantos del número 3. La probeta así compactada se enfría en agua y se somete a una compresión de 45 Kg. en el molde; se saca de éste y se determina su densidad; se obtiene la proporción de huecos para cada dosificación de betún; la probeta se sumerge en agua a 60° C. durante una hora y se coloca luego en el molde de ensayo y éste en la máquina de rotura (fig. 22-2). La carga del pistón se aplica en forma que produzca una deformación de 6 cm. por minuto hasta la rotura.

Las cargas de rotura deberán, ser según el tráfico, las siguientes:

	Tráfico muy intenso		Tráfico intenso	
	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
Carga de rotura (Kg.)	1.600	2.700	1.150	2.700
% de huecos de la mezcla	2	5	2	5

Este ensayo también se emplea para mezclas finas, en las cuales el árido es arena; en este caso el molde es de 5 cm. de diámetro; las cargas de rotura y los huecos de la mezcla son 1.000 Kg. máximo y 550 mínimo, con proporción de huecos variables de 2 al 5 por 100.

23.9. Método de Hveem. — Las muestras se preparan con proporciones 0,5 por 100 mayores y 0,5 por 100 menores de la proporción de betún obtenida por el método del keroseno equivalente (C. K. E.). Para áridos muy absorbentes, se ensayan tres muestras cuyo contenido de betún es el teórico y otras dos, una con — 1 por 100 y otra con + 2 por 100; se apisona con una máquina especial que, intentando imitar lo que sucede en la realidad, produce un amasado de la mezcla, al mismo tiempo que apisona. La forma de realizar este apisonado está normalizada por la A.S.T.M. D-1561.

El estabilómetro HVEEM (fig. 23-8), está proyectado para que, cargado verticalmente, pueda medirse la carga transversal transmitida; la probeta se mantiene a una temperatura de 60° C., y la presión vertical se da en forma que se produzca un asiento 1,35 mm. por minuto; la carga se va aumentando hasta que se produce la rotura; si llamamos:

E = estabilidad relativa.

A = deformabilidad de la muestra medida en las condiciones del ensayo.

P_v = presión unitaria vertical para 5.000 lbs. de carga total (2.267,9 Kg.).

P_h = la presión horizontal transmitida para P_v = 5.000 lbs.

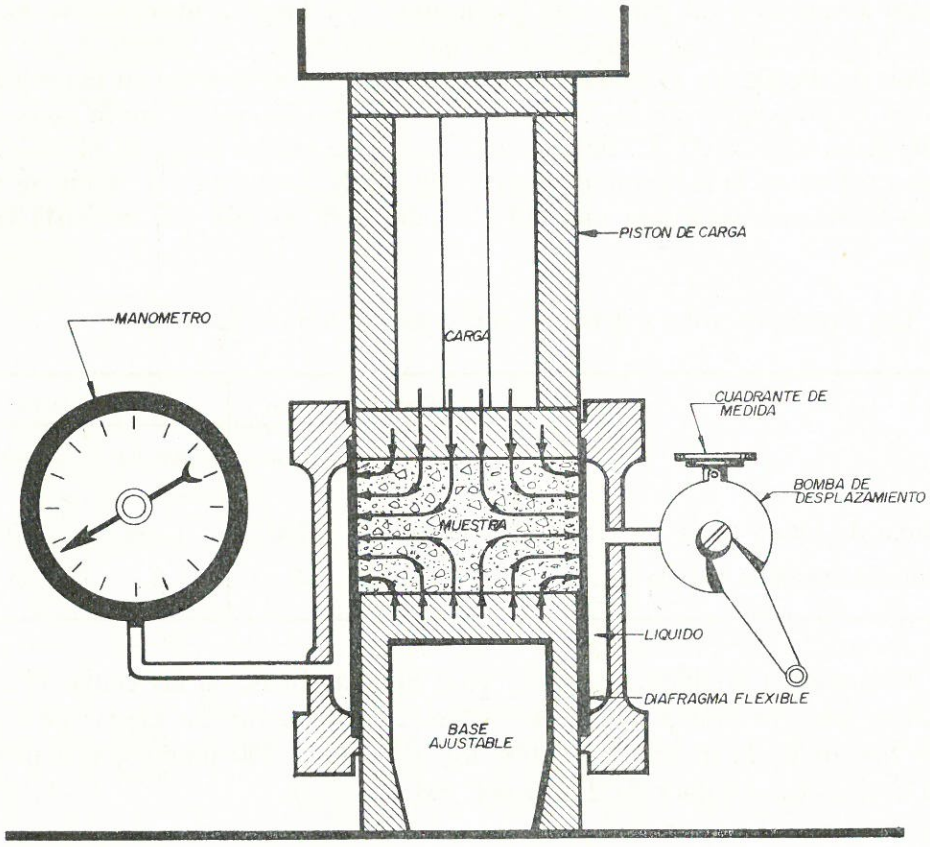


Fig. 23-8. — Estabilómetro Hveem.

se denomina estabilidad relativa:

$$E = \frac{22{,}2}{\frac{P_h\, A}{P_v - P_h} + 0{,}222}$$

La probeta preparada en las mismas condiciones se somete a rotura en el cohesiómetro (fig. 23-9), aparato que mide la cohesión de la muestra; el ensayo se realiza a 60° C. y la carga de perdigones se aplica por medio de la palanca hasta la rotura. El valor de la cohesión medida viene expresado por la fórmula:

$$C = \frac{P}{0{,}80\, H + 0{,}178\, H^2}$$

en la cual:

C = valor obtenido en el cohesiómetro en gr. por 3 pulgadas de ancho corregido para 3 pulgadas de alto.

P = peso en gramos para causar la rotura.

H = altura de la muestra en pulgadas.

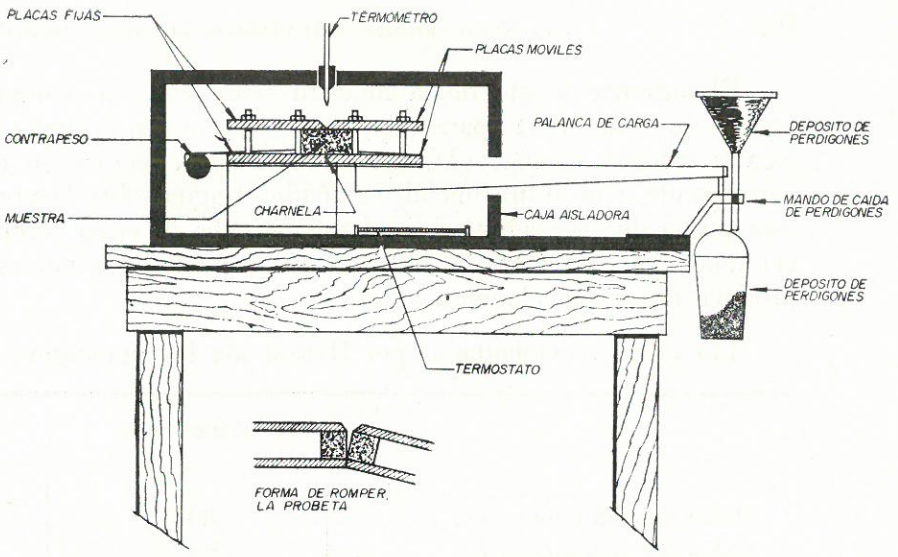


Fig. 23-9. — Cohesiómetro.

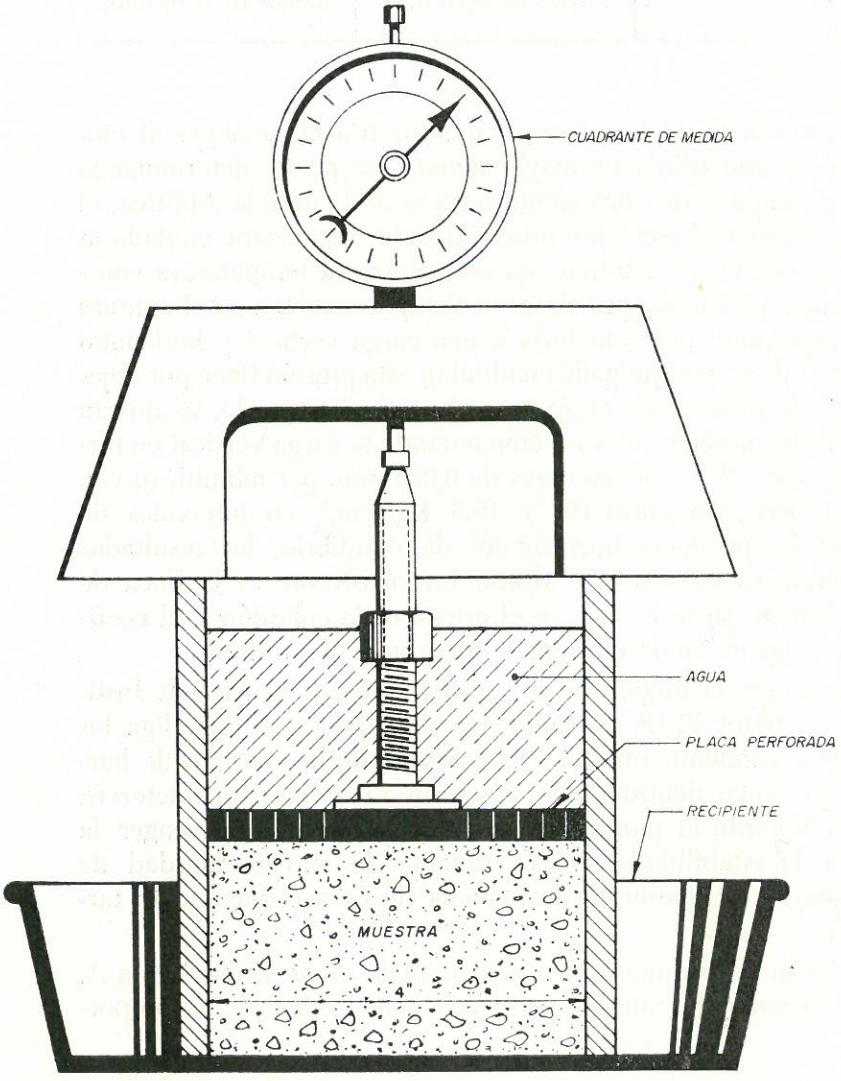


Fig. 23-10. — Entumecimiento.

El entumecimiento de la muestra — aumento de volumen sumergida en agua — se mide en el aparato que se representa en la figura 23-10; en él se coloca la muestra compactada, determinándose la lectura en el cuadrante, que corresponde a la altura inicial; se añade el agua sobre la probeta y se deja en esta forma durante veinticuatro horas, al cabo de cuyo tiempo se vuelve a hacer una segunda lectura. Si el árido que constituye la muestra es hidrófilo, se produce un entumecimiento anormal.

Las cifras recomendadas por HVEEM son las siguientes:

	Tráfico ligero	Otros tráficos
Valor del estabilómetro	30 +	35 +
Valor del cohesiómetro	50 +	50 +
Entumecimiento	menos de 0,76 mm.	menos de 0,76 mm.

23.10. Método del aparato triaxial. — En un aparato triaxial análogo al empleado para tierras, pero con célula de mayor tamaño, se puede determinar la cohesión unitaria y el ángulo de rozamiento interno de la mezcla asfáltica; el Asphalt Institute recomienda el siguiente procedimiento: la muestra, cuidadosamente preparada y apisonada, se mantiene en una cámara a temperatura constante de 22° C. durante una hora, pasado cuyo tiempo se coloca en el aparato triaxial (fig. 23-11) empezando por someterla a una carga vertical y horizontal de 0,14 Kg./cm.^{2} (dos libras por pulgada cuadrada); esta presión tiene por objeto únicamente asentar la probeta en el aparato; después de logrado, se ajustan a cero los cuadrantes de medida. Se va incrementando la carga vertical en forma que los asientos producidos sean menores de 0,025 mm. por minuto; se van leyendo las presiones verticales entre 0,7 y 10,5 Kg./cm.^{2}, en intervalos de 1,5 Kg., y se obtienen las presiones horizontales de equilibrio; los resultados se representan mediante los círculos de MOHR. La envolvente es la línea de rotura por fluencia plástica; su ordenada en el origen es la cohesión y el coeficiente angular de la tangente mide el ángulo de rozamiento interno.

Obtenida la cohesión y el ángulo de rozamiento interno, el Asphalt Institute da el gráfico de la figura 23-12, obtenido experimentalmente, que liga los valores del ángulo de rozamiento interno y la cohesión de las mezclas de hormigón asfáltico; las que caen dentro de la zona sin rayar son satisfactorias; dentro de ellas es indiferente el punto que se obtenga; conviene escoger la muestra que, teniendo la estabilidad precisa, contenga la mayor cantidad de asfalto, pues al ser mayor el espesor de la película de éste, el pavimento tardará más en envejecer.

Los defectos de las mezclas que caen en la zona rayada son: En la región *A*, tienen un ángulo de rozamiento interno pequeño; debe reducirse la propor-

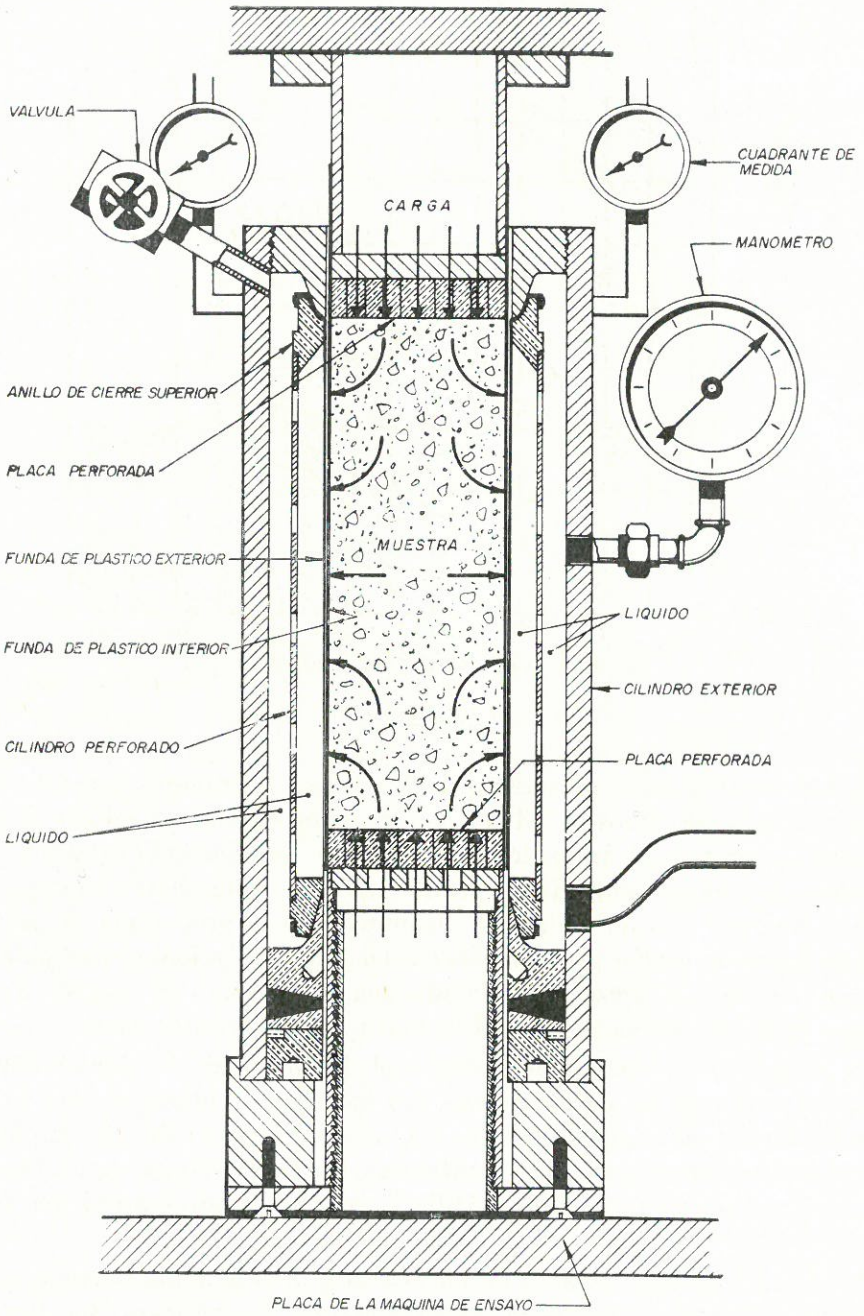


Fig. 23-11. — Triaxial.

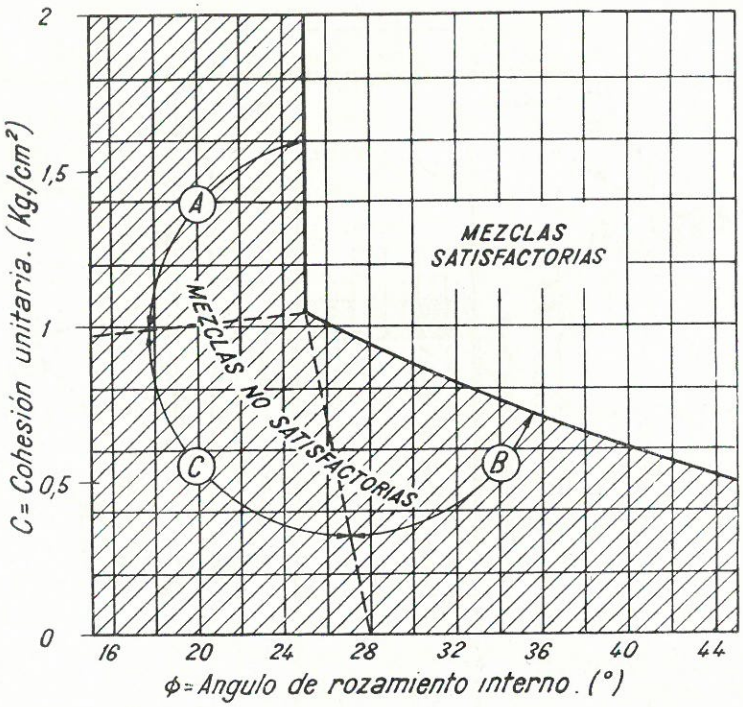


Figura 23-12.

ción de asfalto si el tanto por ciento de huecos es el mínimo; pueden también corregirse añadiendo finos o "filler". En la región C falta cohesión y ángulo de rozamiento interno; o el árido tiene su superficie pulimentada (grava rodada) o hay exceso de aglomerante. En el primer tipo de firmes hay veces que no se consigue alcanzar la estabilidad ni disminuyendo la proporción de asfalto, ni alterando la composición granulométrica del árido; solamente es posible en algún caso corregir la mezcla añadiendo una cierta cantidad de piedra machacada que produzca el encaje necesario entre los elementos rodados.

La proporción de betún llega hasta el 12 por 100 en algunos casos excepcionales, con mezclas de árido fino. No hay que olvidar que cuando hablamos de betún nos referimos al soluble en CS_2 que tiene el ligante empleado; el contenido de mineral inerte de los asfaltos naturales se computará a los efectos de la mezcla como material fino o "filler", según sea su composición granulométrica.

El proyecto de la mezcla ha de hacerse con todo cuidado; cuando está mal proyectada, su resultado en obra será deficiente; la duración del firme será apreciablemente menor que con una dosificación correcta. Ello no quiere decir que la seguridad sea total; hay muchas causas externas que pueden influir en el comportamiento de los productos bituminosos, no sólo por la acción de los agentes exteriores, sino por la repetición de las cargas y su distribución en el tiempo.

23.11. Interpretación mecánica de los ensayos para el proyecto de mezclas. — De acuerdo con NIJBOER, las propiedades de las mezclas asfálticas se definen: por el ángulo de rozamiento interno, la resistencia inicial (cohesión) y la resistencia viscosa (viscosidad de la masa).

El firme debe tener un valor soporte para resistir a las cargas del tráfico; este valor puede ser calculado por diversas fórmulas; es muy empleada la de PRANDTL:

$$\sigma_p = \frac{c}{\operatorname{tg}\varphi}\left(\frac{1+\operatorname{sen}\varphi}{1-\operatorname{sen}\varphi}\, e^{\operatorname{tg}\varphi} - 1\right) = c\, f\ (\varphi)$$

en la que:

σ_p = valor soporte.
c = cohesión.
φ = ángulo de rozamiento

para $\varphi = 30^\circ$ $f(\varphi) = 20$ y para $\varphi = 40^\circ$ $f(\varphi) = 71$, lo que demuestra la importancia del ángulo φ de rozamiento interno en el valor soporte.

Cuando la velocidad de deformación es elevada, la resistencia opuesta por la mezcla crece apreciablemente por encima del valor soporte, pues a la resistencia por rozamiento interno viene a sumarse la resistencia viscosa del ligante. Circunstancia útil en la práctica para las cargas dinámicas.

El método de HVEEM emplea empíricamente el principio del triaxial en su estabilómetro. La práctica ha demostrado que para los valores recomendados de estabilidad HVEEM, se encuentra la separación entre los pavimentos, que fallan por fluencia plástica y los estables; por el empirismo del ensayo es difícil relacionar la estabilidad HVEEM, con el rozamiento interno, la cohesión y la viscosidad de la masa.

En el ensayo MARSHALL, el grado de contención lateral es pequeño; las experiencias de GOETZ la fijan en una cifra del orden de 0,07 Kg./cm.^{2}. La fuerza se aplica a un ritmo tal, que origine una deformación de 0,847 mm./seg. La deformación correspondiente a la carga máxima es la fluencia MARSHALL; si se continúa aplicando la carga, prosigue la deformación y se llega a la rotura; ésta coincide con la fluencia MARSHALL sólo en mezclas pobres. Si la fluencia es 20, la deformación unitaria es de 0,05 y se alcanza en cinco segundos, o sea, que la velocidad de deformación unitaria es 8×10^{-6} seg.$^{-1}$, valor intermedio al que corresponde a las cargas estáticas y dinámicas del tráfico.

Reológicamente, la fluencia MARSHALL corresponde a la iniciación de la fluencia plástica; es una medida de la deformación al alcanzarse la carga máxima a altas temperaturas y velocidades de deformación; no tiene correlación ni mide la capacidad de deformación sin rotura de las mezclas a bajas temperaturas, de gran importancia para el resultado de los pavimentos asfálticos. Parece hay una correlación de φ con la fluencia MARSHALL, según las experiencias de GOETZ. En definitiva, la fijación del máximo de fluencia admisible significa exigir un án-

gulo de rozamiento interno φ mínimo, es decir, que la mezcla tenga un cierto rozamiento interno, con un contenido de ligante no excesivo.

En resumen, al ensayo MARSHALL se achacan los siguientes inconvenientes: no tener en cuenta la resistencia de la zona adyacente a la aplicación de la carga; al ser la velocidad de deformación elevada, no se considera la condición de equilibrio entre la deformación y las cargas estáticas del tráfico; el máximo de fluencia elimina mezclas relativamente ricas que, en la práctica, pueden tener un buen comportamiento; valora poco la resistencia por rozamiento interno y, en cambio, excesivamente la viscosa.

En el método del triaxial se determina la cohesión y el ángulo de rozamiento interno de la mezcla, a una temperatura determinada y a una cierta velocidad de aplicación de la carga, características ambas que influyen en el valor de las determinadas de la mezcla; no hay que perder de vista que la velocidad de deformación, que dependerá de la relación de las cargas horizontal y vertical, aumenta la resistencia; el gráfico de SMITH, que recomienda el Asphalt Institute, es empírico, deducido de la experiencia; solamente será válido para las condiciones del ensayo. Es el método de un mayor fundamento científico; no se ha empleado tan extensamente como los otros debido probablemente a que es algo más largo y complicado.

Ensayos recomendables para los distintos tipos de aglomerados. — Adoptando la clasificación del Asphalt Institute, los ensayos más convenientes para la dosificación de mezclas se resumen en el cuadro siguiente:

MEZCLA ASFALTICA TIPO	Hubbard (original)	Hubbard (modificado)	Marshall	Hveem	Smith
I. Tipo macadam	X	X	X	X	D
II. De estructura abierta ...	X	X	X	D	A
III. De estructura gruesa ...	X	D	D	A	A
IV. De estructura cerrada ...	X	X	A	A	A
V. De estructura fina	X	X	A	A	A
VI. Mortero grueso	A*	A*	A	A	A
VII. Mortero de arena	A	A*	A	A	A
VIII. Mortero fino	A	A*	A	A	A

* Utilícese preferiblemente el molde de 2″.
A Adecuado.
D Dudoso.
X No adecuado.

23.12. Preparación de la mezcla. — Los diferentes elementos que constituyen el firme deben mezclarse en las proporciones previstas y a la temperatura correcta, tanto los áridos como el producto bituminoso. El caso más complejo y donde es preciso tomar las máximas precauciones, es el de un hormigón asfál-

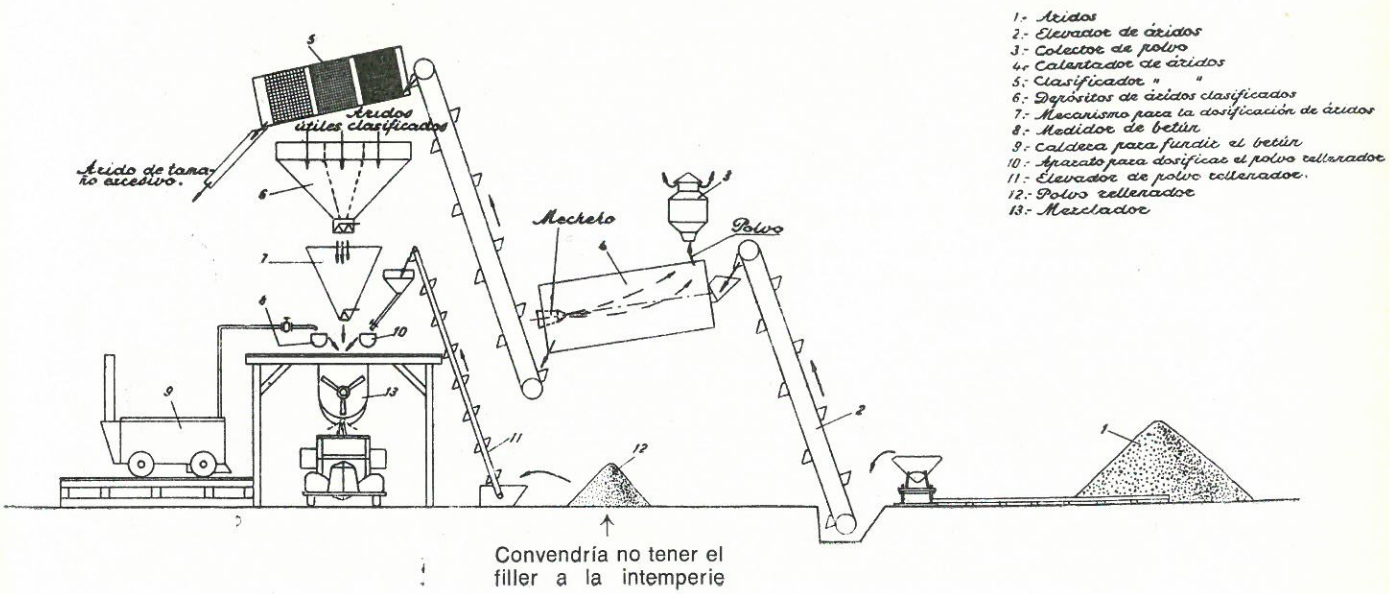
tico cerrado: hay que mezclar los distintos tipos de áridos, en la proporción exacta para que cumplan las condiciones de composición granulométrica proyectada; ello obliga a mezclar normalmente tres áridos diferentes — grueso, medio y arena — y en algunas ocasiones más; la mezcla debe hacerse por peso y, para que las dosificaciones sean correctas, después de secados los áridos; de no ser así, el error que se puede cometer hay riesgo alcance límites no admisibles, especialmente con los áridos finos, que pueden contener proporciones más altas de humedad, por presentar una mayor superficie. Por otra parte, al secar los áridos se arrastra, por el aire caliente, una proporción elevada de finos de la menor dimensión, se alterará la composición granulométrica del árido y al disminuir la proporción de finos podrá sobrar betún; cuando el pesado o medida de los áridos se hace antes de calentar, habrá que asegurarse de que la máquina dispone de medios eficaces para evitar estos errores, y hacer más frecuentemente los ensayos de comprobación.

Las operaciones que la maquinaria tiene que realizar, son:

1. Secado y calentamiento de los áridos.
2. Dosificación de los mismos.
3. Calentamiento y dosificación del betún.
4. Mezcla de los distintos elementos.

Los áridos de los distintos tamaños producidos en la estación de machaqueo o procedentes de otros orígenes, se hacen llegar a la máquina (fig. 23-13), previa una dosificación aproximada, que se realiza en volumen generalmente;

Fig. 23-13. — Esquema de los diferentes elementos que constituyen una planta de hormigón asfáltico.



este dosificador primario ha de ser suficientemente exacto, pues no hay que olvidar que los silos de almacenamiento del material seco no son grandes y, por tanto, si hay un error elevado en la dosificación primaria, se puede dar el caso de que llegue a faltar material de un tamaño determinado. Un elevador lleva el conjunto de los áridos a un aparato calentador, en el cual deben alcanzar la temperatura precisa para que la mezcla se realice en buenas condiciones; la temperatura que los áridos alcancen debe ser tal, que cuando lleguen al aparato mezclador no exceda de la de empleo del aglomerante: 120° C. para los productos de alquitrán, o 160° C. para los de asfalto, y si se emplearan betunes fluidificados, la necesaria según su viscosidad: generalmente, de 90 a 110° C.; si la temperatura del árido en el momento de la mezcla fuese más baja que la necesaria, la película de aglomerante sería de espesor excesivo, y la dosificación de betún más elevada que la prevista; si fuera más alta que la que corresponde al aglomerante, puede quemarse y perder sus propiedades fundamentales.

Para el secado y calentamiento de la piedra se emplean, generalmente, mecheros de aceite pesado; en Estados Unidos se han utilizado alguna vez dispositivos eléctricos de calentamiento; el aire caliente pasa a través de la masa de áridos contenida en un cilindro giratorio que, al mismo tiempo que los seca y calienta, arrastra el polvo que tienen en su superficie; aquél se recoge, generalmente, en un aparato colector de polvo o ciclón; éste puede estar constituido por uno o varios cilindros, terminados en depósitos troncocónicos, cerrados en la parte superior por una caperuza; las partículas sólidas, girando alrededor de las paredes cilíndricas, van descendiendo hasta la parte troncocónica eliminándose por el fondo; los ciclones pueden estar constituidas por una o varias unidades.

Los áridos, secos y calientes, van a un aparato clasificador, de cribas planas normalmente, en las cuales se separa, en general, en tres tamaños — grueso, medio y fino —, almacenando cada uno de ellos en depósitos metálicos que sirven de reguladores; su capacidad debe ser, por lo menos, tres veces la del mezclador; estos depósitos deben llevar pirómetros eléctricos para conocer la temperatura del árido antes de pasar al dosificador. Cada depósito de árido clasificado descarga, por una compuerta colocada en su fondo, al aparato dosificador final, generalmente una balanza de brazo de palanca variable que hace cerrarse la compuerta de alimentación cuando se ha alcanzado el peso deseado. Del aparato dosificador va el árido, ya perfectamente dosificado, al mezclador, normalmente de paletas; la capacidad del mezclador suele variar de 750 a 3.000 Kg.

Al aparato mezclador se añade el aglomerante y el "filler", ambos medidos por peso, con dispositivos automáticos también. El "filler" debe añadirse después del aglomerante para que se incorpore inmediatamente a la mezcla, evitándose pérdidas que alteren la composición teórica.

El aglomerante se calienta en una instalación separada, compuesta por calderas similares a las descritas en el párrafo 166 y se lleva al dispositivo de medida con tuberías servidas por bombas; el parato de medida del betún debe

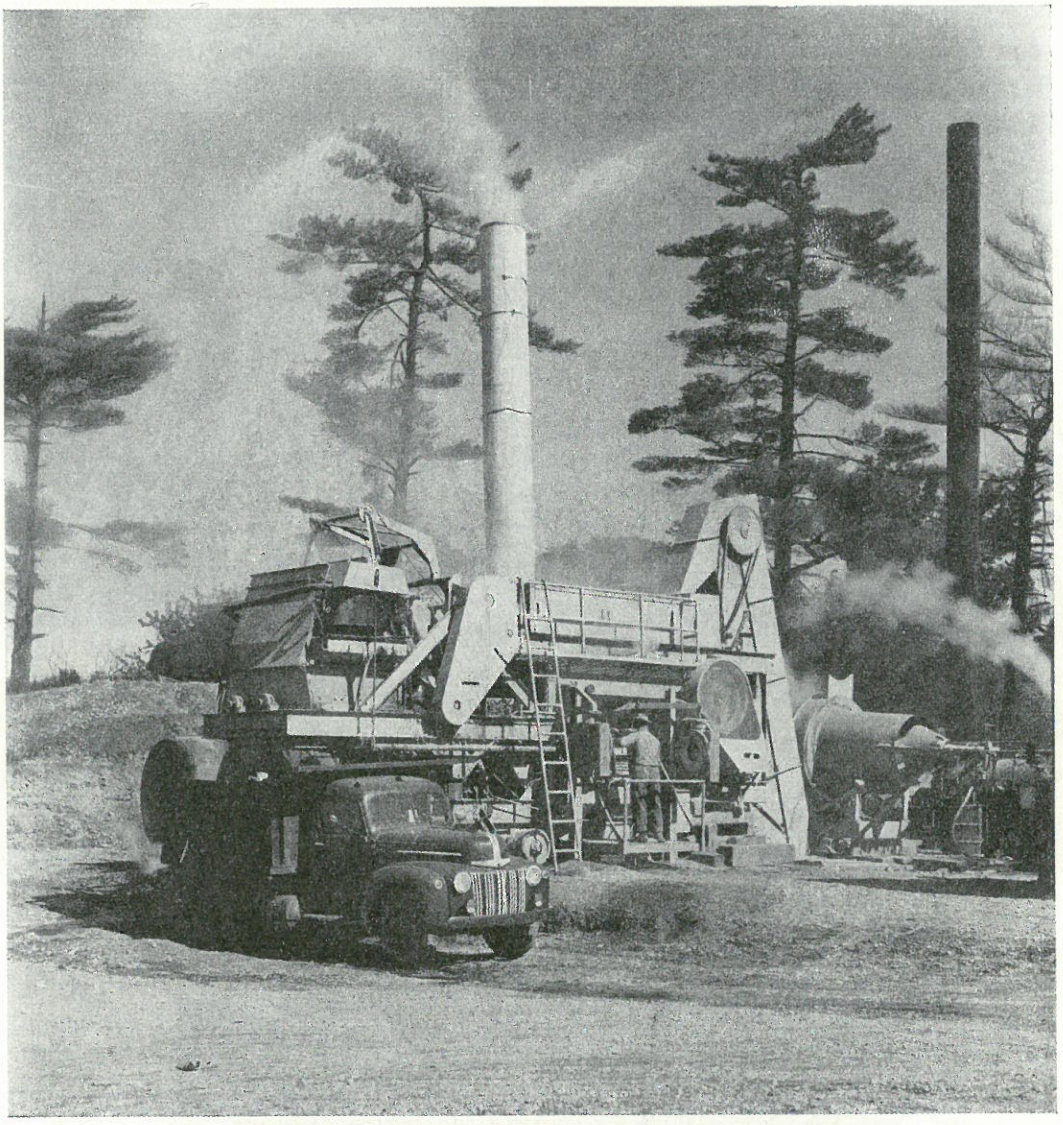


Fig. 23-14. — Pequeña planta de hormigón asfáltico (trabajando en Guipúzcoa).

ser capaz de pesar el aglomerante con un error menor del 2 por 100 en más o en menos; el aglomerante se ha de verter en el mezclador de la manera más uniforme posible para hacer más rápida y eficaz la mezcla con el árido. Deben de existir termómetros que midan la temperatura: de la piedra en los depósitos, del aglomerante en el aparato de medida, y de la mezcla, en el momento de la descarga; este último debe ser registrador.

Las paletas del mezclador deben estar a la distancia conveniente para asegurar una mezcla uniforme; su separación depende del máximo tamaño del

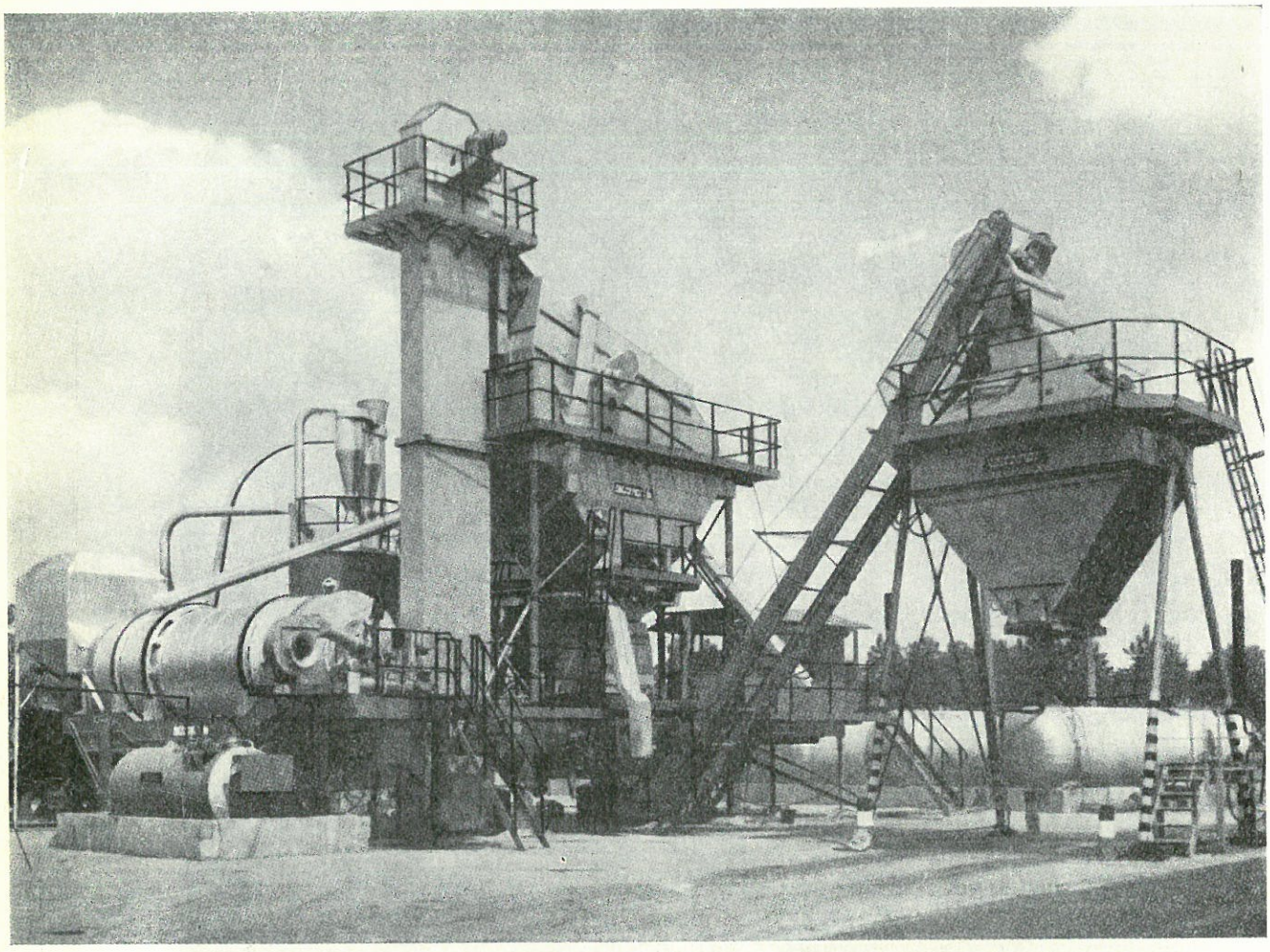


Fig. 23-15. — Planta de hormigón asfáltico de gran capacidad.

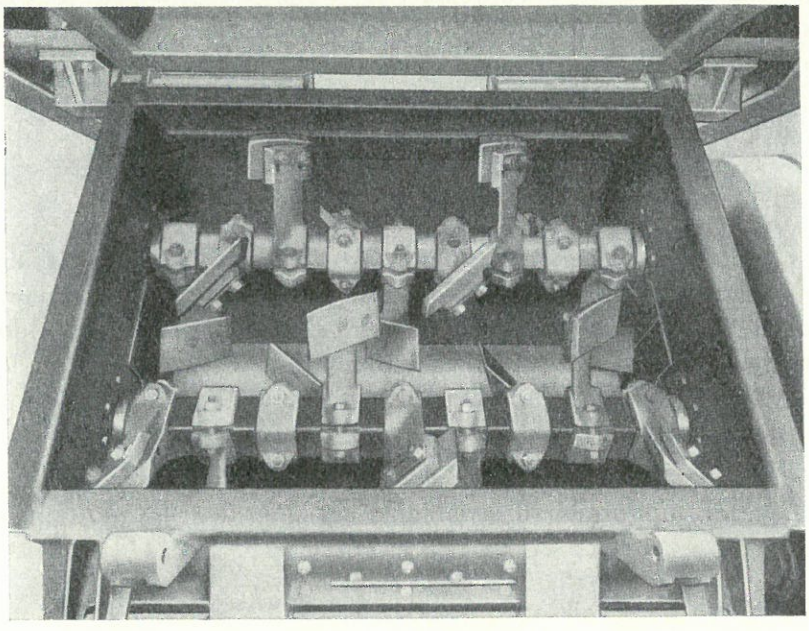


Fig. 23-16. — Mezcladora de 750 Kg. de áridos, de dobles ejes.

árido; por ejemplo, para el mayor generalmente empleado, de 45 mm., la separación debe ser de 12,50 mm. La capacidad del mezclador varía de 750 a 3.000 Kg. y la velocidad de giro de las paletas, de 60 a 90 revoluciones por minuto. Los aparatos mezcladores deben ir provistos de un dispositivo para ajustar el tiempo mínimo de mezcla, generalmente variable de treinta a noventa segundos. El dispositivo debe ser regulable por intervalos no mayores de cinco segundos y capaz de un tiempo máximo de mezcla de tres minutos. Es muy importante que esté bien medido y vigilado el tiempo de mezcla, para conseguir que ésta sea uniforme y que el betún pinte bien la superficie de todos los elementos del árido.

Antes de empezar a funcionar hay que poner la máquina a punto: primeramente es preciso regular los alimentadores primarios, que pueden ser discontinuos o de correa; hay que comprobar que las cantidades que suministran son suficientemente aproximadas, variando para lograrlo las compuertas de alimentación; una vez hecho esto, ha de comprobarse la dosificación exacta de los áridos calientes y cribados; por último, la dosificación de betún; antes de empezar a servir mezclas hay que comprobar que la obtenida se ajusta al proyecto.

La mezcla debe verter directamente a los camiones de transporte; ha de salir de la máquina a la *temperatura de fusión del aglomerante empleado*: 140 a 160° C. para los asfaltos y 110 a 120° C. para los alquitranes; debe transportarse a obra en camiones, a ser posible, cerrados o por lo menos cubiertos, y a una distancia tal que el descenso de temperatura en el viaje no exceda de 20° C. Si la mezcla llega a obra fría, no se lograra alcanzar la densidad proyectada.

Las instalaciones modernas tienen la mayoría mandos automáticos; puestas a punto no hay que preocuparse más que de vigilar que no ha habido ninguna alteración; para ello es preciso comprobar periódicamente que la dosificación no ha cambiado. Hay que tener presente que las características resistentes del firme pueden cambiar en proporción apreciable por una ligera alteración de la dosificación o incluso del tiempo de amasado; por ello, la comprobación sistemática de las condiciones de trabajo es muy importante.

Hay otros tipos de máquinas de alimentación continua; en ellos, los áridos de los diferentes tamaños llegan al mezclador de un modo continuo, haciéndose la dosificación por volumen, generalmente por transportadores continuos cuyo rendimiento se asegura por unas compuertas de altura regulable u otros sistemas equivalentes. Estas máquinas dan buen resultado, siempre que se vigile cuidadosamente su funcionamiento, pues la proporción de los finos, especialmente, puede eventualmente cambiar, debido a la cantidad de humedad del árido cuando la dosificación de éstos se hace sin secar. Se regula el caudal constante del betún en relación con la velocidad de alimentación del árido. El tiempo de mezcla debe ser, por lo menos, cuarenta segundos; en cada

caso debe determinarse el tiempo de mezcla preciso y luego regular la máquina por la relación:

$$\text{Tiempo de mezcla en seg.} = \frac{\text{Capacidad del mezclador en Kg.}}{\text{Rendimiento del alimentador en Kg./seg.}}$$

Hoy las instalaciones normales tienen una capacidad de 100 a 200 Tm./h.; las de mayor tamaño, 200 a 300 Tm./h., empleados en EE. UU., no se han adoptado más que excepcionalmente en Europa.

Hace unos años apareció en el mercado, y su empleo se ha extendido rápidamente, un tipo de máquina mezcladora con un funcionamiento distinto de las antes empleadas; en ellas el amasado con doble eje con el vertido del betún sobre los áridos, se alcanza por la mezcla mecánica de los áridos y el betún. En el nuevo procedimiento, denominado "Impact", el proceso es idéntico al empleado en la industria química cuando se quiere hacer reaccionar dos cuerpos en distinta fase, una sólida y otra líquida: poner en contacto ambas fases por agitación mecánica es proceso más lento y costoso cuanto más viscosa es la fase líquida y más fina la sólida; por ello se recurre a la "reacción en nube" manteniendo en suspensión, dentro del mezclador, la fase sólida e *inyectando* a presión, finamente pulverizada, la fase líquida; se logra así, en un tiempo mínimo, un íntimo contacto entre ambas. En este nuevo sistema de mezcla hay que desagregar de la fase sólida, áridos, lo más perfectamente posible, para que todos sus elementos alcancen un completo contacto con el ligante finamente pulverizado, que se introduce, a presión, en la cámara de mezcla.

Se logra así:

a) Que todas las partículas del árido queden recubiertas de una manera homogénea por una película de betún del mismo espesor, evitándose las agregaciones de árido fino recubiertas por betún y los nódulos recubiertos de "filler".

b) El tiempo de mezcla es igual al de inyección.

La mezcla realizada en esta forma es muy perfecta y homogénea; los finos se recubren de betún uniforme y la estabilidad de la masa y su impermeabilidad es grande.

Por este proceso pueden lograrse mezclas excelentes con una cantidad mínima de betún; y esto, que parece una ventaja, puede ser, en realidad, un inconveniente, pues las mezclas con la proporción estricta de betún forman pavimentos que envejecen rápidamente; cuando se emplee este proceso no hay que caer en el error de intentar realizar las mezclas con el mínimo de aglomerante.

Se ha achacado a este proceso el defecto de que se produce la oxidación del betún, al poner a éste pulverizado muy finamente en contacto con el aire, lo que combinado por la alta temperatura del betún podía llegar incluso a originar el *craking*; tomando las precauciones debidas, no parece haberse com-

probado este defecto; el betún recuperado de la mezcla en los análisis conserva las mismas características que el producto primitivo.

Las primeras máquinas tenían el grave inconveniente de ser, por razones mecánicas, de pequeña capacidad; ello tenía como consecuencias una cierta heterogeneidad de la mezcla y un precio de coste más elevado que el procedimiento normal; las dificultades se han ido resolviendo, y hoy se construyen plantas de pequeño volumen y gran producción, con alta calidad de la mezcla fabricada. El proceso es de interés; su fundamento parece lógico y eficaz.

23.13. El cimiento. — La construcción de un firme caro, como el hormigón bituminoso, presupone la existencia de un tráfico importante; ello obliga a prever un cimiento adecuado que reparta sobre el terreno carga que aquél produzca sin exceder, en ningún caso, de las que el suelo sea capaz de resistir. Puede ser:

a) El terreno en su estado natural o consolidado con cementos o productos bituminosos.

b) Un firme de macadam; si se trata de una antigua carretera con un firme de piedra partida su utilización puede ser una solución excelente; si la rasante del camino lo permite, solamente debe escarificarse ligeramente la superficie para regularizarla, logrando quede exactamente paralela a la definitiva del firme. Si hubiese que bachear, deberá hacerse esta operación con aglomerado bituminoso abierto, y en esta misma forma habrá de ejecutarse la corrección de perfil, si fuese necesaria. Cuando se trate de un camino nuevo, también puede ser solución construir un cimiento de macadam o un firme grava-cemento.

c) Otros firmes bituminosos: Se pueden emplear como cimiento otros firmes bituminosos de inferior calidad, riego profundo por penetración, mezclas en frío, hormigones bituminosos de composición no compacta, etc.

23.14. La sección transversal. — El espesor total preciso deberá obtenerse por los procedimientos de cálculo que se detallan en el capítulo XXIV; en todo caso, el cimiento cuya resistencia e impermeabilidad irá disminuyendo, deberá tener una superficie paralela a la definitiva del firme y lo suficientemente regular para que en ningún punto difiera del espesor de la capa asfáltica en ± 15 milímetros del previsto. Ha sido norma hasta ahora generalmente admitida que el firme estuviese constituido de varias capas cuya resistencia fuera creciendo hasta la capa de rodadura; hoy la técnica francesa ha iniciado el criterio, que parece lógico, de extender sobre el cimiento una sola capa del espesor preciso, sobre la cual va la de rodadura. La sección transversal del firme deberá tener una pendiente del 1 al 2 por 100. No conviene una pendiente transversal excesivamente reducida, pues cualquier imperfección de la construcción puede dar lugar a puntos o zonas bajas de las cuales no se puede evacuar bien el agua.

23.15. Contención lateral del firme. — Los firmes de este tipo suelen ir contenidos por bordillos, normalmente de piedra u hormigón hidráulico; estos últimos pueden ser prefabricados o construidos *in situ*. El bordillo puede suprimirse si el firme queda encajado por el arcén o paseo, pero en este caso hay que asegurarse de que la contención es uniforme y eficaz.

23.16. El firme. — La superficie del cimiento, antes de extender la mezcla, debe limpiarse con esmero, dejándola libre de materiales sueltos, polvo, etc. Cuando el cimiento sea un macadam, es conveniente tratarlo con un asfalto fluido o una emulsión para favorecer su unión con la capa superior del firme; la dosificación de esta imprimación debe ser la estrictamente necesaria, pues un exceso puede resultar perjudicial; normalmente basta con 0,40 a 0,60 Kg. por metro cuadrado.

Los bordillos, bocas de pozos de registro y todas las superficies que hayan de quedar en contacto con el revestimiento se deberán limpiar y pintar con una ligera capa de betún fluido; es importante que se haga así para lograr la impermeabilidad de la unión.

Antiguamente la extensión en obra de la mezcla se hacía a mano; los camiones volcaban sobre unas chapas metálicas, desde las cuales se transportaba la mezcla por medio de palas y se extendía, e igualaba, con rastrillos; éstos deben tener una altura ligeramente superior a la profundidad del firme, y la separación entre las púas ha de ser igual a 2,5 cm.; es difícil con este procedimiento lograr la necesaria homogeneidad de la masa, pues durante el transporte y vertido se produce una separación de los elementos de diferente dimensión que luego se agrava por la acción de los rastrillos que llevan a la superficie el material más grueso; es preciso que un capataz experimentado cuide de que la masa extendida sea debidamente uniforme; la labor de los rastrilladores es importantísima. Las palas y rastrillos que se empleen en el transporte y extendido del material deben estar calientes para evitar que éste se pegue a ellos.

En vez de verter los camiones en una chapa pueden hacerlo en un recipiente montado sobre ruedas, que se une al camión que transporta y extiende la masa (fig. 23-17) por medio de una compuerta regulable con el espesor deseado; hombres con palas y rastrillos van corrigiendo las desigualdades que forzosamente se producen. Este sistema tiene la ventaja sobre el extendido a mano de su mayor rapidez y que la capa de mezcla sin apisonar tiene un espesor bastante uniforme, pero no evita la segregación de los áridos; la labor de rastrillado del hormigón denso sigue teniendo una importancia trascendental; por eso no es recomendable su empleo más que con mezclas abiertas. Hoy, en cuanto la obra tiene una cierta importancia, se emplean distribuidoras mecánicas, que se componen de (fig. 23-18):

a) Un depósito en el cual vuelcan los camiones; debe tener la capacidad suficiente para recibir la carga completa de un camión de transporte.

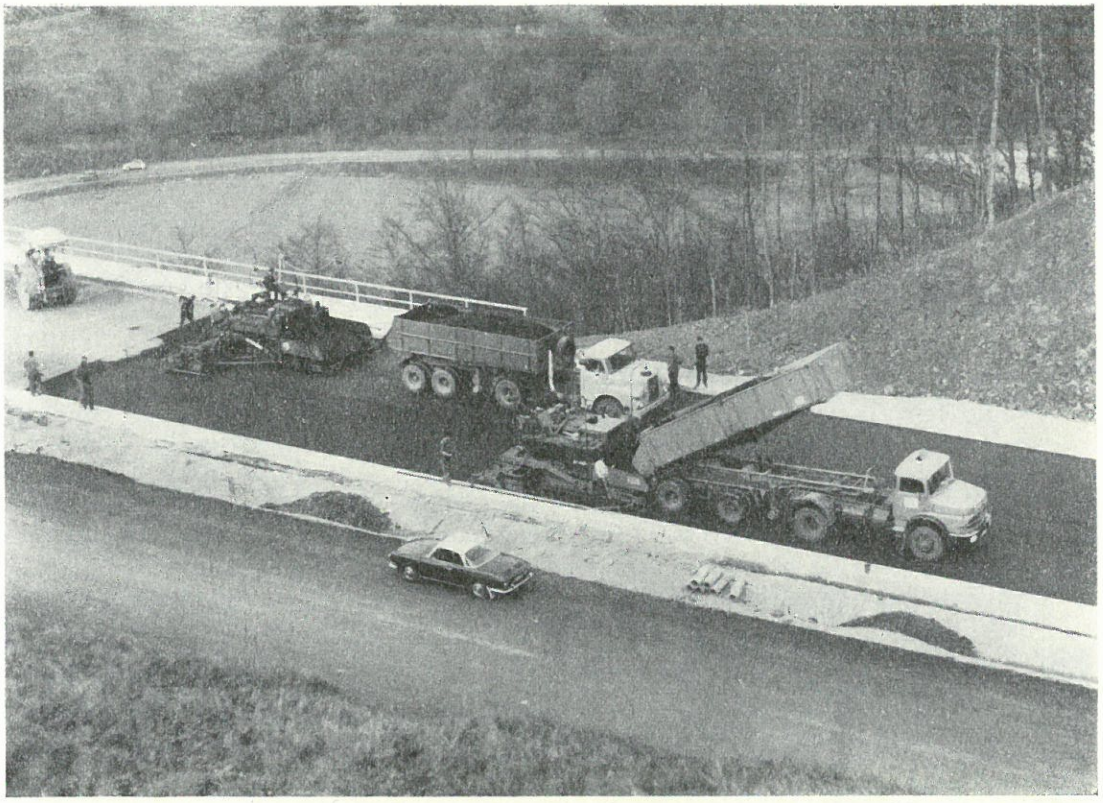


Figura 23-17.

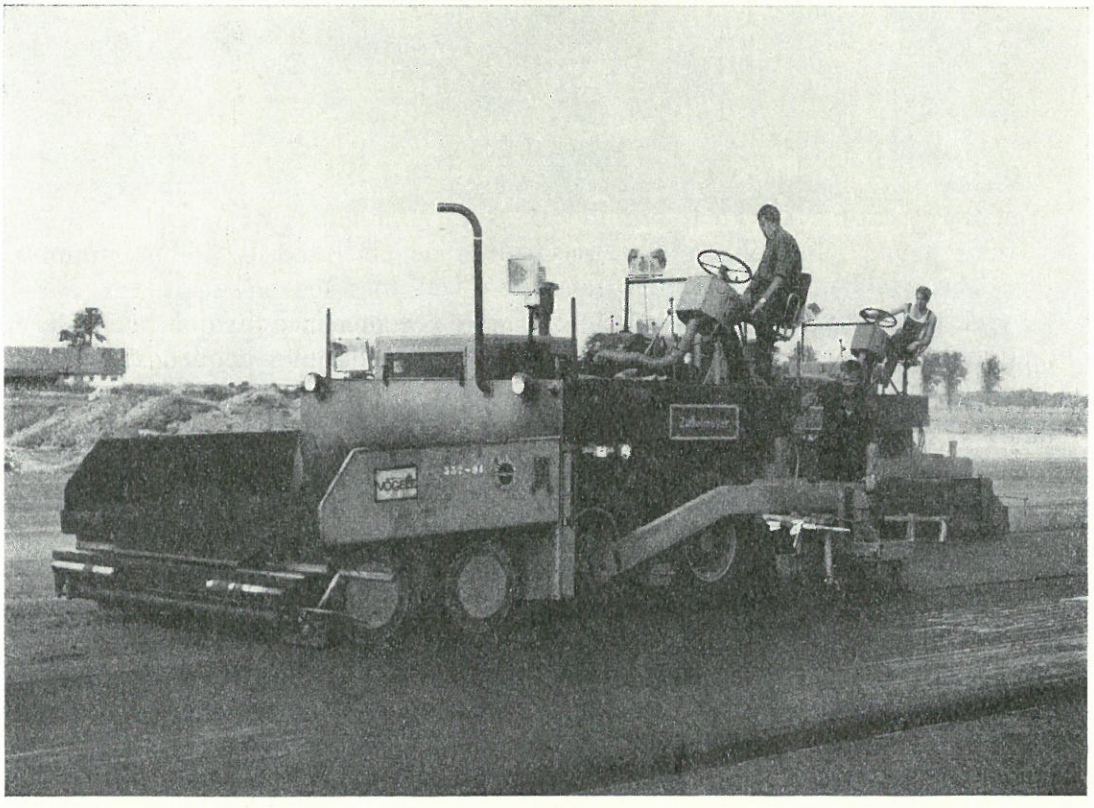


Figura 23-18.

b) En el fondo del depósito, en el que existe un tornillo sin fin, pasa la mezcla por un sistema de remezclado por una hélice que corrige la segregación de la masa.

c) Del dispositivo *b*) la masa se distribuye sobre el firme, regulado convenientemente su volumen por un sistema adecuado, en general, de compuertas.

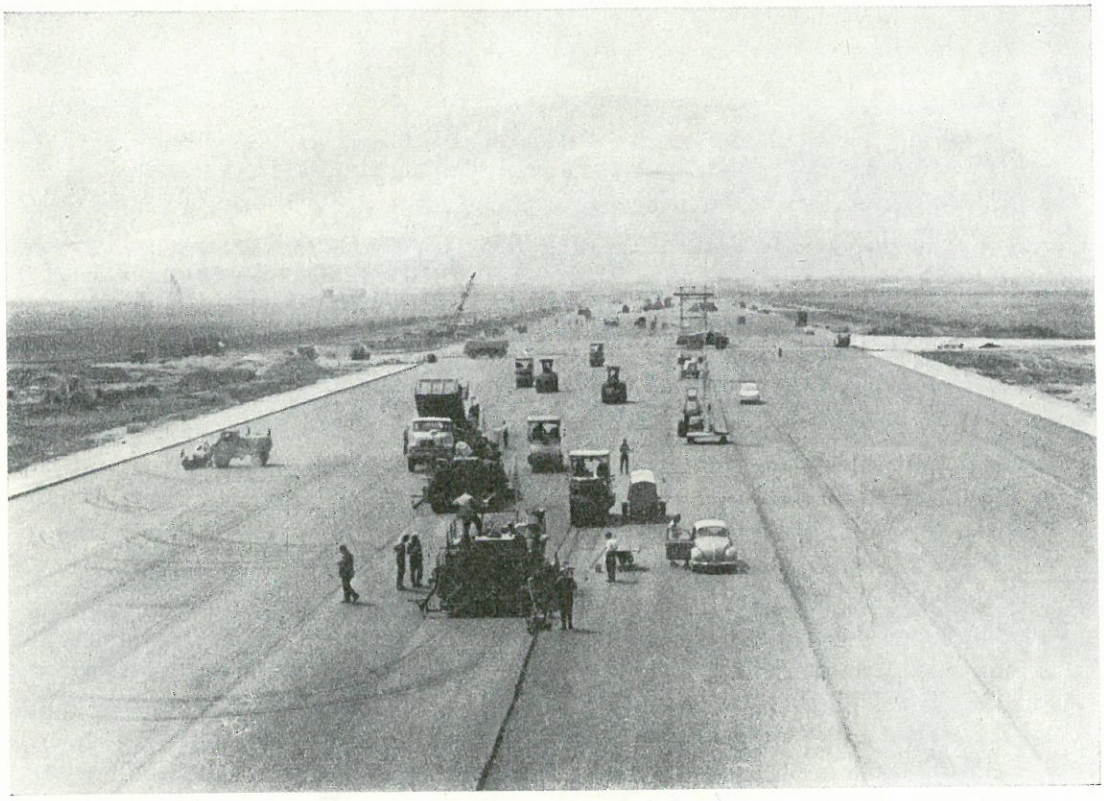


Figura 23-19.

d) Se efectúa una nivelación de la masa por una maestra que puede ser vibrante. En algunos tipos la niveladora va seguida de unos pequeños rodillos alisadores (fig. 23-19). Estos dispositivos van montados sobre una armazón metálica y, en general, se mueven sobre orugas, con motor propio que, además, acciona los diferentes elementos; extienden la masa en anchos que pueden variar fácilmente entre 2,50 y 3,60 m.; el distribuidor puede calentarse con mecheros de fuel-oil; se evita la segregación de los áridos y se logra un espesor uniforme, con lo cual, con el apisonado posterior, se alcanza una densidad uniforme y una rasante adecuada.

El motor propio de la máquina tiene una potencia de 20 a 30 HP. La velocidad de marcha del aparato varía de 2 a 15 metros por minuto. Su rendimiento es muy elevado; con un equipo de cuatro a seis hombres puede distri-

buir al día las 800 toneladas; las máquinas productoras de hormigón asfáltico tienen un rendimiento generalmente inferior; el de la extendedora se ve limitado por el de la instalación de mezcla.

La operación del apisonado es muy delicada; de ella depende, en gran parte, la bondad del pavimento y la exactitud de la rasante. Como el esfuerzo del apisonado es uniforme, para que la densidad del pavimento lo sea, es preciso que la capa de mezcla, antes de consolidar, tenga igual espesor.

Se debe iniciar el apisonado cuando la mezcla esté a la temperatura conveniente; si es excesiva la masa, demasiado plástica, fluirá delante del cilindro y será difícil lograr la rasante deseada; si está demasiado fría no se podrá consolidar debidamente; además, tanto en un caso como en otro, es fácil se produzcan grietas; hay que determinar experimentalmente la temperatura adecuada.

Se puede apisonar con rodillos lisos o de neumáticos; es recomendable emplear dos tamaños de rodillos; con rodillos lisos debe empezarse con uno ligero de 6 toneladas y terminar uno de 10 a 12 toneladas o tándem de neumáticos. Cada día se emplean más estos últimos rodillos que producen un apisonado muy similar al del tráfico; con ellos es deseable que la presión por centímetro cuadrado del rodillo sea análoga a las que se prevean en el firme por el tráfico real. En los rodillos de neumáticos es posible alterar la presión de inflado para lograr una carga por centímetro cuadrado creciente; son normales las de 3,86 Kg./cm.^{2} (50 libras por pulgada cuadrada), 5,27 Kg./cm.^{2} (75 libras por pulgada cuadrada) y 5,98 Kg./cm.^{2} (85 libras por pulgada cuadrada) deben tener una presión de inflado, como mínimo, de 70 libras. Hay que cuidar con el máximo esmero el apisonado; de esta operación depende una parte importantísima del éxito del firme; hay que lograr que el tráfico no produzca en los primeros tiempos un asiento apreciable del pavimento, pues éste será inevitablemente irregular y dará lugar a la aparición de rodadas. Es conveniente comprobar frecuentemente la densidad alcanzada con el apisonado para compararla con la obtenida en el laboratorio. Para un apisonado eficaz es imprescindible disponer de un número de rodillos adecuado; puede considerarse necesario uno por cada 350 metros cuadrados de pavimento a realizar al día. El apisonado debe empezar por los lados e ir progresando hacia el centro; son convenientes las pasadas oblicuas, procurando no marchar dos veces por la misma línea; el apisonado debe continuar hasta alcanzar, como mínimo, un 95 por 100 de la densidad obtenida en el laboratorio. En recientes experiencias en EE. UU. se ha comprobado se puede alcanzar con el apisonado una densidad del 95 por 100 de la obtenida con el ensayo MARSHALL; cuando el tráfico es intenso y de grandes cargas, se producen asientos apreciables en el firme hasta los seis primeros meses; por eso, hoy la tendencia es aumentar la intensidad del apisonado en el laboratorio, para exigir en obra una mayor densidad.

La rasante obtenida no debe tener desigualdades superiores a 5 milímetros cuando se aplique, paralelamente al eje del camino y en cualquier punto,

una regla de 3 m. de longitud. Las deficiencias deben corregirse cuando el firme esté aún caliente.

Las depresiones del firme o las zonas defectuosas que se observen después del apisonado no deben corregirse añadiendo sobre ellas nuevo material; es necesario cortar en profundidad y rehacer con mezcla nueva.

En las zonas próximas a los bordillos, sumideros y otras estructuras, donde no se pueda o no convenga apisonar con máquina, se consolidará a mano, con pisones calientes.

Hay que comprobar la densidad obtenida cortando muestras del pavimento de 30 cm. de lado, envolviéndolas en parafina, pesando en el aire y sumergidas en agua.

Es necesario cuidar las juntas con firmes antiguos o con el realizado el día anterior; el pavimento existente se debe cortar verticalmente en su espesor total para lograr que la superficie de contacto con el firme a realizar esté limpia; antes de aplicar la mezcla nueva se debe pintar muy ligeramente la superficie de contacto con asfalto fluido. Hay que evitar queden marcadas las juntas longitudinales; para ello, cuando sea posible, una vez terminada una franja, antes de que el pavimento se enfríe deberá realizar la contigua, superponiendo el paso de la máquina terminadora unos 10 cm.

Para los firmes con granulometría cerrada no se debe emplear capa de sellado; como regla general es contraproducente, pues altera la bondad de la rasante y es muy difícil evitar quede exceso de betún que produzca una superficie deslizante; suele usarse para tapar defectos de uniformidad en el aspecto del pavimento. Si por cualquier razón se decidiese su empleo, habrá que emplear dosificaciones de betún muy pequeñas: no más de 0,75 Kg. por metro cuadrado y normalmente 0,50 Kg.; la gravilla de cubrición de 3 a 7 mm. de tamaño y con una dosificación de 6 a 8 litros por metro cuadrado.

Cuando el aglomerado sea abierto, el empleo del sellado es conveniente para evitar entre el agua por la superficie; la dosificación deberá ser la precisa para cubrir aquélla perfectamente. Un apisonado cuidadoso de la gravilla es necesario siempre que se emplee capa de sellado, para evitar no fije en su totalidad y quede la superficie con exceso de betún y resulte, por tanto, deslizante.

23.17. Conservación. — La conservación de firmes de hormigón bituminoso puede consistir en reparar la capa superficial o el firme propiamente dicho. Es imprescindible que la capa superficial se conserve en todo instante en buen estado; es la que directamente recibe la acción del tráfico y, por tanto, está sujeta a un importante desgaste en vías de gran circulación. Por otra parte, cuando la capa de rodadura se deteriora, es expuesto que ocurra lo propio con el firme. La conservación de la capa de rodadura se hace por reposición del betún en las zonas en que falta o por tratamientos generales de conservación, empleando de 1 a 1,25 Kg. de betún por metro cuadrado.

Cuando se han producido roturas o depresiones en la masa del firme, es

necesario repararlas cortando el bache, en el total espesor del firme, con las paredes bien verticales, y rellenando bien con hormigón asfáltico en caliente, si hay posibilidad de hacerlo por existir próxima una instalación, o con mezcla en frío; antes de colocar la masa, paredes y fondo del bache deben pintarse con el producto bituminoso a emplear; se apisona con pisones de mano, si es reducida la superficie reparada, o bien con un cilindro apisonador, si la superficie a reparar es suficiente para permitir su empleo. Un firme de este tipo, bien construido, exige una pequeña atención de conservación; si se repara a tiempo la capa de rodadura puede durar mucho, dependiendo de la intensidad del tráfico y naturaleza del clima.

La conservación de la capa de rodadura puede hacerse con éxito con una mezcla en frío de árido fino y emulsión asfáltica; una granulometría recomendada es:

Tamices A.S.T.M.	Tanto por ciento que pasa
Núm. 8	100
» 16	55-85
» 30	35-60
» 50	20-45
» 100	10-30
» 200	5-15

La mezcla debe contener del 18 al 25 por 100 de emulsión; la cantidad conveniente dependerá de la naturaleza del árido; es preciso hacer diversos tanteos para lograr una con la consistencia precisa para que se pueda extender fácilmente.

Esta mezcla, denominada por su consistencia *slurry* por los anglosajones, se debe poder extender en capa muy delgada para que penetre por las grietas o deficiencias del firme y forme un enlucido superficial de pequeño espesor. La mezcla se puede preparar en hormigonera corriente, en la cual se echa primero los áridos, luego el agua y por último la emulsión. Se extiende a mano, con ayuda de rastras de goma, o bien con una máquina extendedora seguida de una maestra, de goma también, en todo el ancho del extendido; la dosificación de la mezcla varía de 0,90 a 1,40 litros por metro cuadrado; el firme tratado debe mantenerse cerrado al tráfico hasta que haya secado la mezcla.

23.18. Inspección. — La inspección durante la construcción de los firmes de hormigón asfáltico es fundamental. Es necesario que la composición de la mezcla se ajuste en todo momento a la proyectada, pues cualquier pequeño cambio puede ser causa de una disminución notable de calidad y ello puede suceder fácilmente en cualquier tipo de nstalación, pero muy especialmente en las de funcionamiento continuo. Por eso conviene comprobar las dosificaciones cada día, antes de empezar el trabajo, y, si es posible, unas cuantas veces durante la jornada. Si se dispone en obra de un pequeño laboratorio, las comprobaciones durante el trabajo deben hacerse recuperando los distintos elementos que componen la mezcla. Una vez por la mañana y otra por la tarde de-

berá determinarse la estabilidad MARSHALL. Si en obra no existe el laboratorio que se precisa para estas determinaciones, se deberá disponer por lo menos un juego de tamices que permita comprobar la composición granulométrica de los áridos. En este caso, deben preparar y mandar a un laboratorio por lo menos una probeta al día, para la determinación de la estabilidad.

Las tolerancias admisibles serán las siguientes:

Para el ligante	± 0,3 por 100 en peso en hormigones densos. ± 0,5 por 100 en aglomerados abiertos.
"Filler"	± 20 por 100 de la dosificación fijada en hormigones asfálticos cerrados. ± 30 por 100 para otros aglomerados.
Arido fino	± 20 por 100 de la dosificación fijada.
Arido grueso	± 20 por 100 de la dosificación fijada.

23.19. Causas de fracaso. — De acuerdo con lo expuesto en los epígrafes anteriores, son las causas principales de fracaso en firmes de este tipo:

- **Errores de proyecto.**
  - Cimiento insuficiente. ..... → El firme se agrieta al exceder su deformación de la admisible; la acción de los agentes atmosféricos acelera, iniciada la avería, la ruina del firme (fig. 23-20).
  - Mala composición granulométrica ..... → Firme poco resistente: puede producirse su desagregación por falta de resistencia o de capacidad de duración.
  - Proporción de ligante .....
    - Falta ..... → Se producen grietas y desagregación del firme.
    - Exceso ..... → Ondulación o formación de rodadas de la masa por demasiada plasticidad (betún blando).
  - Tipo inadecuado de betún ..... → Firmes demasiado plásticos o excesivamente frágiles (betún duro).
  - Piedra blanda o friable ..... → Destrucción prematura.
- **Falta de ejecución.**
  - Calentamiento inadecuado de los áridos o el betún .....
    - Falta ..... → Exceso de betún; firme demasiado plástico.
    - Exceso ..... → Se quema el betún y pierde sus propiedades aglomerantes.
  - Apisonado .....
    - Insuficiente ... → Firme poco compacto; formación de rodadas; destrucción prematura.
    - Mal llevado ... → Firme con ondulaciones.
  - Frío o lluvia durante la ejecución. → Firme poco compacto y sin resistencia.

Datos para el cálculo del coste. — Una instalación para construir firmes de granulometría cerrada es costosa y complicada; el valor de la adquisición de la maquinaria es elevado, es caro su transporte y montaje. Generalmente, no hay trabajo continuo para la maquinaria, y aunque lo haya, en el desmontaje, transporte y montaje de la instalación se tarda tiempo; todo ello obliga a considerar, con la máxima prudencia, el número de metros cuadrados efectivos que la instalación puede realizar al año. Las máquinas transportables o semitransportables tienen a estos efectos, ventajas que hay que considerar cuidadosamente, si el volumen de trabajo a realizar no es excesivo. El conjunto de la maquinaria ha de amortizarse, como máximo, en seis años. Para gastos de conservación se debe considerar un 1 por 100 mensual del valor de la instalación, durante el tiempo que esté trabajando. Los gastos de transporte dependerán de la distancia y peso de la maquinaria que se emplee; el montaje puede calcularse, como término medio, en cien horas de peón por tonelada de peso.

Para los aglomerados en frío, la instalación es mucho más simple, pues se suprime toda la parte de calentamiento y simplifica la clasificación de áridos.

Dejando aparte la instalación de machaqueo, que en definitiva determinará el precio de los áridos debidamente clasificados, una máquina normal de mezcla precisa aproximadamente, el siguiente personal:

Un encargado-jefe.
Un mecánico.
Cuatro peones para la carga de áridos.
Cuatro peones para la fusión y manejo del betún.
Un encargado de la dosificación de áridos.
Un encargado de la dosificación del betún y mezcla de materiales.

El transporte de la mezcla desde la máquina al punto de empleo se realiza normalmente en camiones; son precisos, por lo menos, dos vehículos; si la distancia a la cual ha de hacerse el transporte no es grande; es preferible utilizar camionetas, pues los camiones grandes, o tienen que ir con muy poca carga o tardan demasiado tiempo en cargar y es expuesto a que la masa esté fría en el momento del apisonado; hay que considerar atentamente este extremo teniendo en cuenta las condiciones particulares de cada trabajo: características de la máquina de mezcla y distancias medias de transporte.

En obra, si por ser un pequeño trabajo se efectúa el extendido a mano, precisará aproximadamente el siguiente personal:

Un encargado.
Ocho peones para el transporte de la masa al punto de empleo.
Seis obreros especialistas, rastrillando e igualando.
Una apisonadora pequeña, con su maquinista.

Si el trabajo está bien coordinado y la cuadrilla de empleo en obra está en relación con la producción de la máquina, se pueden terminar, con una insta-

lación de tamaño medio, de 300 a 400 metros cuadrados de 5 centímetros de espesor en jornada de ocho horas. El empleo de las máquinas de extendido e igualado reduce el coste y aumenta mucho el rendimiento, siendo posible llegar de 1.400 a 2.200 metros cuadrados con un espesor de 5 centímetros, con una instalación de tamaño medio. En el punto de empleo se debe contar con el mecánico de la extendedora y media docena de obreros para las operaciones complementarias.

23.20. Empleo de caucho en mezclas asfálticas. — Hace años se empezó a añadir a los aglomerados y hormigones asfálticos, caucho incorporado al betún; el caucho empleado puede ser natural o sintético; se incorpora al betún finamente dividido y produce en él una mejora de sus condiciones: aumenta la viscosidad y el punto de fusión; los betunes son menos susceptibles y deformables; aumenta la ductilidad especialmente a bajas temperaturas.

La dificultad mayor es lograr una incorporación al betún, homogénea y eficaz; el caucho hay que añadirlo, normalmente, en caliente, a una temperatura de 150 a 160° C., máxima que admite el betún sin peligro. En algunos sistemas patentados se incorporan al caucho determinados productos para lograr su fácil mezcla con el betún. Ha dado buenos resultados el empleo del látex. Se puede emplear polvo de goma vieja, pero en este caso hay que saber si está o no oxidado y la cantidad de caucho que contiene.

Aunque las mezclas betún-caucho se han empleado preferentemente en procesos de mezcla, se usan también en tratamientos superficiales, incorporando el caucho a betunes fluidificados o emulsiones; a estas últimas se ha incorporado utilizando emulsiones de látex; hay que cuidar que las tensiones superficiales de las emulsiones permitan su mezcla. En hormigones asfálticos o de alquitrán, se recomienda su empleo en las pistas de aeropuertos por disminuir la susceptibilidad de las mezclas y, por tanto, hacer más resistente el firme a las altas temperaturas de los escapes de los aviones, especialmente en los reactores; las mezclas resultan también más resistentes a los aceites.

23.21. Asfalto comprimido. Losetas asfálticas. — Este pavimento no se emplea prácticamente más que en calles. Las rocas asfálticas naturales están compuestas de una proporción de betún variable del 6 al 12 por 100 y una materia mineral caliza o silícea; la roca, finalmente pulverizada, queda con el betún rodeando totalmente las distintas partículas; la impregnación de la masa es muy homogénea y perfecta; si el material pulverizado se calienta y somete, una vez alcanzada la temperatura precisa, a la presión conveniente, se consolida, uniéndose fuertemente las partículas unas a otras resultando un sólido de gran densidad. Esta consolidación puede hacerse en obra (el asfalto comprimido monolítico), o preparar bloques de material en fábrica, sometiendo el polvo caliente, en una prensa, a la presión necesaria (losetas de asfalto comprimido).

El material asfáltico debe tener cantidad de betún comprendida entre 7 y 12 por 100 en peso. Es necesario que la composición sea homogénea, pues el firme ha de cumplir condiciones de resistencia uniforme; cuando los bancos de roca asfáltica no son idénticos, se debe mezclar el material de varios de ellos y en último término, si falta betún, corregir su proporción, añadiendo el preciso.

Lo mismo para el asfalto comprimido monolítico que para la loseta asfáltica, el cimiento es, generalmente, hormigón hidráulico de un espesor de 15 a 20 cm. con dosificación de 200 a 250 Kg. de cemento por metro cúbico de hormigón.

El firme de asfalto comprimido monolítico se construye calentando el polvo de asfalto a 130° C.; normalmente esta operación se realiza en fábrica, y el polvo caliente se transporta en vehículos cerrados al punto de empleo; se puede también calentar en obra, utilizando artesas, en las cuales se remueve el material a mano; hay que cuidar que el betún no se queme, pues perdería sus propiedades aglomerantes.

En obra, el material se extiende sobre el cimiento previamente preparado, utilizando herramienta caliente, enrasándolo por medio de maestras de madera, en una capa de espesor uniforme. Como se indicó para el hormigón asfáltico, los bordillos y estructuras que han de quedar en contacto con el firme se deben pintar con betún antes de extender el asfalto.

Una vez distribuido el asfalto, se consolida con pisones de mano o neumáticos; el apisonado se termina con rodillos de 600-800 Kg. de peso; se alisa el firme con planchas de hierro caliente y se termina extendiendo una pequeña capa de cemento sobre la superficie. Hay que tener en cuenta que la compresión de construcción debe reducir el espesor del firme en un 40 por 100; no toda se logra durante la construcción; es bajo la acción del tráfico como se alcanza la compacidad definitiva; un asfalto comprimido, que al terminar la construcción tiene una densidad de 1,8, aumenta esta cifra en un 25 a 30 por 100 al cabo de algunos años. El asfalto comprimido monolítico es un pavimento urbano de alta resistencia, pero tiene el inconveniente de ser muy deslizante.

El procedimiento de fabricación de las losetas es similar al anterior, con la diferencia de que el polvo, una vez caliente, se somete, en fábrica a una presión de 600 Kg. por centímetro cuadrado.

Las losetas tienen, generalmente, dimensiones de 20 por 10 cm. y espesores de 2 ó 4 cm.; se asientan sobre un cimiento de hormigón, con una capa de mortero de cemento de dosificación de 400 a 500 Kg. de cemento; el espesor de la capa de mortero será de 5 a 10 mm.; las juntas se disponen alternadas, procurando que sean lo más pequeñas posible; se rellenan con arena fina o bien con lechada de cemento.

23.22. Morteros asfálticos. — Son morteros constituidos por mezclas de arena — como árido — con betún asfáltico. Cuando se emplea además de la arena "filler", para lograr una mezcla densa se obtiene lo que los anglosajones deno-

minan *sheet asphalt*, que es un mortero asfáltico denso o de granulometría cerrada; se emplea como ligante betún asfáltico.

El mortero asfáltico abierto — mezcla de arena y aglomerante con o sin adición de "filler" — es lo que los anglosajones denominan *sand-asphalt*. La proporción de huecos de la mezcla es elevada, normalmente superior al 8 por 100 e inferior al 16 por 100. Como aglomerante puede emplearse betún 180/200, o bien de 80/100, mezclado con betún fluidificado con 400/600 de viscosidad. Para poder extender la mezcla en tiempo de lluvia o bien sobre un firme mojado, se puede añadir un activante aniónico. La dosificación de este mortero asfáltico abierto se hace por los procedimientos normales, empleando, si se utiliza el Hubbard, la probeta de dimensiones pequeñas.

Estos tipos de mortero, que se suelen fabricar en caliente, son muy útiles para reperfilar firmes en mal estado; en ese caso se utiliza con éxito para su extensión la motoniveladora, con la cual se obtiene una rasante muy perfecta.

Es recomendable emplear arena resistente con coeficiente de Los Angeles menor de 25; el tamaño suele oscilar entre 3 y 5 mm.

23.23. Asfalto fundido o mortero asfáltico europeo. — El asfalto fundido consiste en una masa asfáltica en la que el mortero o "mastic" se compone de roca asfáltica machacada o de arena caliza fina y "filler" mezclados con betún de gran dureza. A este mortero se añade una determinada proporción de gravilla, resultando la mezcla totalmente impermeable y sin huecos.

Normas:

1. Inglesas.

La dosificación y ejecución del asfalto fundido se regula en Inglaterra por las normas British Standard 1.446 y British Standard 1.447. La primera, para asfalto fundido preparado con árido fino, procedente de machaqueo de rocas asfálticas, y la segunda, para árido fino, procedente de machaqueo de rocas calizas.

British Standard 1.446/1948.

Composición de la roca asfáltica machacada y proporción de betún:

		% pasa total
Pasa el tamiz núm. 7 y retenido en el 25 ...	0 al 8 %	100
Pasa el tamiz núm. 25 y retenido en el 72 ...	5 al 16 %	90-100
Pasa el tamiz núm. 72 y retenido en el 200 ...	10 al 20 %	75-85
Pasa el tamiz núm. 200	45 al 55 %	55-75
Betún soluble	11 al 18 %	

Los tamices son los B.S.

Betún con penetración 25 a 50, de destilación del petróleo, Trinidad fluidificado o mezcla de ambos.

Roca asfáltica de naturaleza caliza e impregnada con más del 6 por 100 y menos del 10 por 100 de betún.

Después de extraído el betún, la materia mineral tendrá más del 90 por 100 de carbonato cálcico.

British Standard 1.447/1948.

Para asfalto fundido con árido fino procedente del machaqueo de roca caliza:

Composición y granulometría		% pasa total
Pasa el tamiz núm. 7 y retenido en el 25 ...	0 al 22 %	100
Pasa el tamiz núm. 25 y retenido en el 72 ...	4 al 20 %	75-100
Pasa el tamiz núm. 72 y retenido en el 200 ...	8 al 18 %	40-70
Pasa el tamiz núm. 200	25 al 45 %	30-50
Betún soluble	14 al 17 %	

Los tamices son los B.S.

El betún ha de ser de 20 a 40 de penetración, es decir, de mayor dureza que en el caso anterior; será procedente de la destilación del petróleo, asfalto Trinidad fluidificado o mezcla de ambos.

El árido fino debe ser de naturaleza caliza o silíceo-caliza, con más del 70 por 100 de carbonato cálcico.

La gravilla para adicionar al mortero, según ambas normas, pasará por el tamiz de 3/4" y quedará retenida en el de 1/4" (6 a 18 milímetros) y debe consistir en gravilla de machaqueo dura, angular, pero no lajosa libre de polvo, procedente de rocas ígneas o calizas. Su proporción oscila entre un 30 y 50 por 100 del peso total final de la mezcla, incluido el betún.

La fabricación del mortero debe realizarse en hornos giratorios especiales, en los que se mezclan los materiales a temperaturas comprendidas entre 175 y 200° C., durante un período de tiempo superior a una hora e inferior a cinco. Cuando el material no se va a emplear inmediatamente, las normas previenen que el mortero se moldee en forma de panes, para fundirlo en obra y añadiendo la gravilla necesaria antes de la extensión.

Si el mortero va directamente de fábrica a obra, se incorpora la gravilla en el propio horno. El transporte de la masa a obra se realiza en vehículos especiales, locomóviles, formados por un recipiente cilíndrico, con dispositivo de agitación mecánica que consiste en un árbol central con brazos terminados en ángulos. El recipiente va rodeado de una envolvente y en el fondo hay un hogar que permite mantener la mezcla caliente, a la vez que se la agita durante el transporte.

Son espesores normales 2,5 y 5 cm.; la extensión se realiza a mano.

Para la dosificación del betún, las normas inglesas no indican procedimiento. En la práctica, en la mayoría de los países se utilizan los ensayos siguientes:

Se someten a una probeta de mortero, con o sin gravilla, a una carga de

100 Kg./cm.^{2} por intermedio de una varilla de acero de 6,35 mm. de diámetro, aplicada durante un minuto. Medir la huella en 0,1 mm. El número obtenido define la dureza, que debe estar comprendida entre 40 y 100, según los casos. El ensayo se realiza normalmente a temperaturas 25, 30 y 35° C.

El comportamiento de las capas de rodadura de asfalto fundido es excelente cuando se consigue una buena dosificación. Su superficie es lisa, homogénea, y prácticamente impermeable; tiene el defecto de ser deslizante en tiempo húmedo. Con el fin de obtener mayor rugosidad, puede forzarse el contenido de gravilla al máximo (el 50 por 100); abujardar la superficie, con el inconveniente de que el abujardado acaba por desaparecer por la acción del tráfico o, y esta es la medida más eficaz, incrustar sobre la superficie del asfalto caliente gravillas duras de tamaño comprendido entre 3/4" y 1/2" (12 a 18 milímetros), envueltas con del 1 al 2 por 100 de betún de 70 a 80 de penetración y del 2 al 3 por 100 de "filler", añadido a la gravilla antes o después del betún. La dosificación varía entre 7 y 10 Kg./m.^{2}.

El asfalto fundido se utilizaba casi exclusivamente como capa superior en pavimentación urbana por su rodadura agradable, fácil limpieza e impermeabilidad; en fecha muy reciente se ha empezado a emplear por la técnica alemana, en la pavimentación de las autopistas, para lograr una impermeabilización grande.

Utilizando mezcladoras normales, con el procedimiento *impact* de mezcla, han logrado un rendimiento elevado; además, en vez del procedimiento antiguo de extensión a mano, han construido unas extendedoras mecánicas especiales de alto rendimiento; tienen un ancho de 2,50 m., y marchan sobre los bordillos o en la mediana.

El asfalto fundido "alemán", aunque en líneas generales es análogo al "inglés", utiliza gravilla más fina, tamaño máximo de 1/2" (12 mm.), y para obtener mayor manejabilidad, que permita la extensión mecánica, su granulometría es más continua.

Las normas estipulan la siguiente composición:

	Proporción media
Gravilla dura 8/12 mm.	25 %
Gravilla dura 2/8 mm.	15 %
Arena 0/2 mm.	26 %
"Filler" calizo	25 %
Betún 25/45	9 %

El árido fino ha de ser arena de machaqueo mezclado con polvo calcáreo o de rocas asfálticas naturales. La gravilla de roca dura, de machaqueo, y, preferentemente, de tonos claros.

El betún de penetración, 25-45, con punto de reblandecimiento entre 54 y 80° C. y Fraas inferior a 0° C., estando su contenido comprendido entre el 7 y 10 por 100, según los huecos de la masa mineral; la proporción de betún no excederá más del 5 por 100 de dichos huecos.

La proporción de gravilla será del 25 por 100.

Para la dosificación de la mezcla se recomienda un ensayo análogo al inglés del número de dureza, prueba de absorción de agua, hinchamiento en agua a los veintiocho días y resistencia a compresión.

El transporte a obra se realiza en locomóviles con calefacción y agitación; durante el transporte se agrega el betún de Trinidad, cuando así se haya proyectado (*).

En el acabado final se han utilizado rodillos especiales para abujardar la superficie o gravillas preenvueltas o no. La gravilla de adición del acabado final es de tamaños entre 2 y 5 mm., en proporción de 4 a 5 Kg./m.^{2}, y que, normalmente de tonos claros, se lava y seca antes de su extensión o de envolverla en betún; la proporción de éste, de 0,5 por 100.

Bibliografía.

"Construction Practices and nuclear testing". Siete memorias. *H. R. Board*, núm. 248, año 1968.
"Bituminous Materials mixtures and pavements". Cuatro memorias. *H. R. Record*, número 117, año 1966.
H. HONG: "Theory and Application of sonic testing to bituminous mixtures". Special Report 94, *H. R. Board*, 1968.
"Ideas actuales sobre la construcción de hormigones bituminosos". Duriez. *Revue Général de Routes*, junio 1966.
"Pavimentos flexibles". Congreso de Florencia, abril 1966. *Le Strade*, mayo 1968.
"Reducción del tiempo de mezcla". *Highway Research Abstracts*, núm. 12, página 70.
"Pavimentos de goma". *Le Strade*, octubre 1966.
"Refuerzos de firmes negros". *Revue Général de Routes*, 1964.
"Capa de macadam bituminoso de pequeño espesor para el control de las grietas reflejadas". *Highway Research Record*, núm. 150.
"Firmes de hormigón asfáltico. Técnica Francesa". *Revue Général de Routes*, enero 1967.
"Apisonado de firmes asfálticos". *Revue Général de Routes*, noviembre 1967.
"Utilización del polvo de los separadores como filler". *Boletín del Laboratorio del Transporte*, núm. 66.
"Refuerzo de firmes flexibles". *Revista de Obras Públicas*, enero 1966 y febrero 1967. *Revue Général de Routes*, septiembre 1966.
"Pavimentos delgados bituminosos sobre puentes metálicos. Resinas epoxi". *Highway Research Record*, núm. 155, 1967.
"Refuerzo de firmes". Número especial del boletín de enlace de los Laboratorios de Carreteras. París, marzo 1967.
"Control de ejecución". *Revue Général de Routes*, abril 1967.
"Asfalto fundido". *Revue Général de Routes*, abril 1967.
"Abacos para refuerzo de firmes flexibles". *Revue Général de Routes*, julio-agosto 1967.
LLAMAZARES: "Compactación de mezclas bituminosas". *R. O. P.*, septiembre 1967.
"Dosificación de firmes negros". Duriez. *Revue Général de Routes*, enero 1969.

(*) También puede agregarse el betún Trinidad en forma de "filler" en la planta.

CAPITULO XXIV

CALCULO DE ESPESORES DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

24.1. El problema. — Se denominan pavimentos flexibles aquellos que presentan una resistencia a flexión muy reducida: firmes de macadam y análogos con cualquier tipo de capa de rodadura bituminosa. Hace años, cuando las cargas máximas de los camiones eran 5 toneladas, no existía el problema de cálculo racional de sus espesores; el de 20 ó 25 cm. que imponían las razones constructivas, era más que suficiente. Pero hoy, ante la acción de cargas por eje de 10 a 12 toneladas, los viejos firmes se han desecho por falta de resistencia, de espesor; precisan valores de éste que oscilan entre límites muy amplios: desde los 0,20 hasta 0,80 a 1 metro entre las diferentes capas y más en casos excepcionales, calcular el espesor total del firme necesario es una exigencia de orden económico. Pero el problema es muy difícil; no hay más que pensar en sus características técnicas para medir los obstáculos teóricos que presenta su resolución; el firme va asentado sobre un suelo de propiedades determinadas variables normalmente con excesiva frecuencia a lo largo del trazado; pero, por razones de orden técnico y económico, está constituido, en general, por varias capas de naturaleza y, por tanto, de coeficiente de elasticidad diferente; todo él forma un conjunto donde los fenómenos de plasticidad tienen una importancia muy acusada; hay que estudiar el comportamiento reológico bajo las cargas del conjunto heterogéneo que constituye; en él influye no sólo la magnitud de las solicitaciones máximas, sino el número de éstas, es decir, la intensidad del tráfico y su distribución en el tiempo: la complicación crece si tenemos en cuenta que las condiciones de sustentación del suelo pueden cambiar apreciablemente en un mismo punto, por la influencia de los agentes atmosféricos, aparte de los cambios de naturaleza del terreno, que obligará a repetir los cálculos con suelos, en algunos casos, muy diferentes.

Por último, no debemos olvidar que el problema estructural, ya por sí muy complicado, hemos de resolverlo, por razones económicas, con un coeficiente de seguridad muy reducido, prácticamente la unidad; es imposible trabajar con los coeficientes 2 y 3 normales en las estructuras. Por todo lo expuesto no es de extrañar que en los últimos treinta años hayan aparecido más de 50 métodos de cálculo diferentes. Algunos de ellos se fundan en consideraciones puramente teóricas, estudiando las distribuciones de tensiones, asientos originados, cargas de hundimiento, etc. Otros son en parte teóricos, en parte empíricos. Por fin, hay otra serie de métodos absolutamente empíricos.

De todos ellos, el más extensamente usado hoy en el mundo es el método C.B.R. (California Bearing Ratio), fundado en la obtención de un índice de sus-

tentación del suelo, a partir del cual se determinan, fundándose en la experiencia de obras realizadas, los espesores precisos. Se puede utilizar indistintamente para carreteras y aeropuertos.

El método de HVEEM pertenece también a la categoría de los empíricos, determinándose el espesor del pavimento por intermedio de un índice del terreno. Este método se aplica hoy solamente a carreteras y es relativamente moderno.

Son también empíricos los métodos del H.R.B. (Highway Research Boad), índice de grupo, y de la Federal Aeronautics Administration, para carreteras el primero y aeropuertos el segundo. En ellos, el comportamiento del terreno se valora solamente a partir del límite líquido, índice de plasticidad y características granulométricas del suelo, teniendo en cuenta las condiciones de drenaje y susceptibilidad a la helada.

Al grupo de los mitad empíricos mitad teóricos, pertenecen los de placa de carga: U.S. Navy y McLeod, aunque este último, en realidad, es casi totalmente empírico.

Métodos teóricos son los de BURMISTER, fundado en la teoría de BOUSSINESQ y recientemente los de JENFROY y BACHELEZ, que combinan el esquema de HOGG y el de BURMISTER; asimismo es predominantemente teórico el del Prof. ruso IVANOF.

Recientemente, a fines de 1969, el Asphalt Institute ha publicado un método que caracteriza el suelo por el C.B.R., pero, para la determinación de las cargas hace una valoración original de las mismas.

24.2. Condiciones de sustentación y tipos de solicitaciones. — Las condiciones de sustentación de un firme son difíciles de determinar, pues el terreno sobre el cual se apoya presenta características muy variables con la densidad y grado de humedad en que se encuentre.

Al efectuar, por tanto, el ensayo que determine las características del terreno, habrá que hacerlo en las mismas condiciones de densidad y humedad en que se va a encontrar la realidad, en la época en que sean más desfavorables.

Las cargas de las ruedas tienen un efecto distinto sobre el terreno de apoyo del firme, según la manera en que actúen.

Cuando el vehículo o avión circulan lentamente, sus efectos son más perjudiciales que si pasan con rapidez. Ello se debe a que las deformaciones son mayores al permanecer más tiempo sobre un punto determinado, debido al carácter viscoelástico del firme.

Las vibraciones también aumentan el daño originado y sus efectos son más sensibles cuanto más lentamente circula el móvil, alcanzando su máximo poder destructivo al encontrarse éste parado y con los motores en marcha.

Otro efecto a considerar es el de impacto. Este factor puede parecer especialmente decisivo para aviones en pistas de aterrizaje. Sin embargo, se ha demostrado que el impacto es muy reducido y puede despreciarse para tomas de tierra normales, ya que los perfeccionados sistemas de suspensión de los avio-

nes modernos lo absorben en gran proporción; además, el efecto sustentador de las alas hace que las cargas reales transmitidas por las ruedas durante el aterrizaje, sean menores que las estáticas correspondientes. La única masa que puede chocar contra el firme, es la correspondiente al tren de aterrizaje, y su efecto se ve también amortiguado por la deformabilidad de los neumáticos y la sensibilidad reducida de los firmes flexibles a las solicitaciones instantáneas. Todas estas consideraciones hacen que, contrariamente a lo que a primera vista pudiera parecer, los espesores necesarios en las zonas de aparcamiento, acceso a las pistas de aterrizaje y extremos de éstas, donde los aparatos calientan los motores, deban ser mayores que las precisas en las pistas de despegue y aterrizaje. En carreteras el impacto no tiene influencia que podría parecer a causa de la acción de los amortiguadores y los neumáticos, todo ello, claro está, en una carretera en estado normal de conservación.

Cuanto mayor es el número de solicitaciones en un punto determinado del firme, más se acentúa el peligro de rotura. Por ello, es un factor muy importante el tener en cuenta la intensidad del tráfico, además de la magnitud de las cargas. Cada método tiene su manera de estimar el efecto de este factor, que es difícil de evaluar de una manera exacta y que tiene una gran importancia.

Las diferentes capas que componen el firme no tienen por qué ser de la misma resistencia. Cuanto más profunda se encuentre una capa, podrá ser menos resistente, pues las cargas que a ella llegan son más reducidas.

Por ello, el firme se suele dividir en tres zonas:

a) *Capa de rodadura.* — Que en los firmes flexibles de que tratamos es bituminosa; además de muy resistente a la flexión plástica, debe serlo también al desgaste producido por las ruedas; normalmente estas capas son las que hemos denominado de alta calidad (cap. XXIII).

b) *La base* formada por una o varias capas, tipo macadam bituminoso normal, o con riego profundo.

c) *La subbase situada* directamente sobre el terreno natural y constituida por una o varias capas de materiales seleccionados, pero generalmente más baratos; por ejemplo, mezclas bien graduadas de gravas y arenas, arenas ligeramente arcillosas o limosas, etc.

Como se verá en el capítulo correspondiente, un factor decisivo en el espesor preciso de un pavimento, puede ser la acción de la helada. En los métodos que se estudian no se tiene en cuenta este factor, salvo cuando se especifica expresamente lo contrario. Si existiera, se obtendría separadamente el espesor preciso por razón de la helada y de resistencia y se adoptaría el mayor de los dos obtenidos.

24.3. Método del C.B.R. — Este método fue desarrollado por la California Division of Highways, bajo la dirección de T. E. STANTON y O. J. PORTER, para el cálculo de espesores de pavimentos en carreteras.

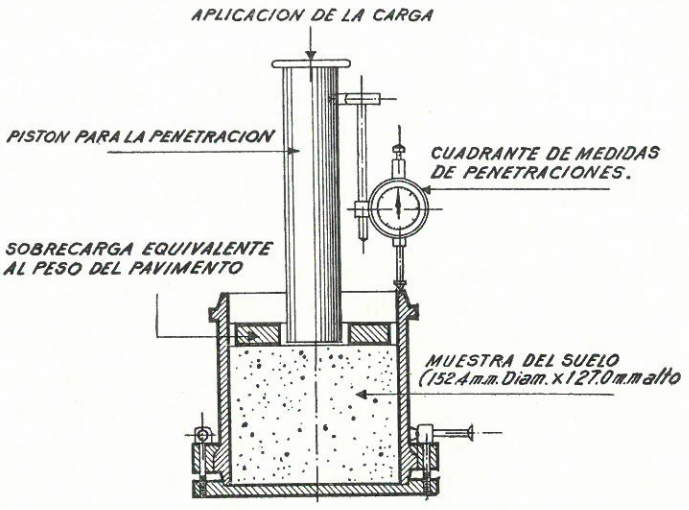


Figura 24-1.

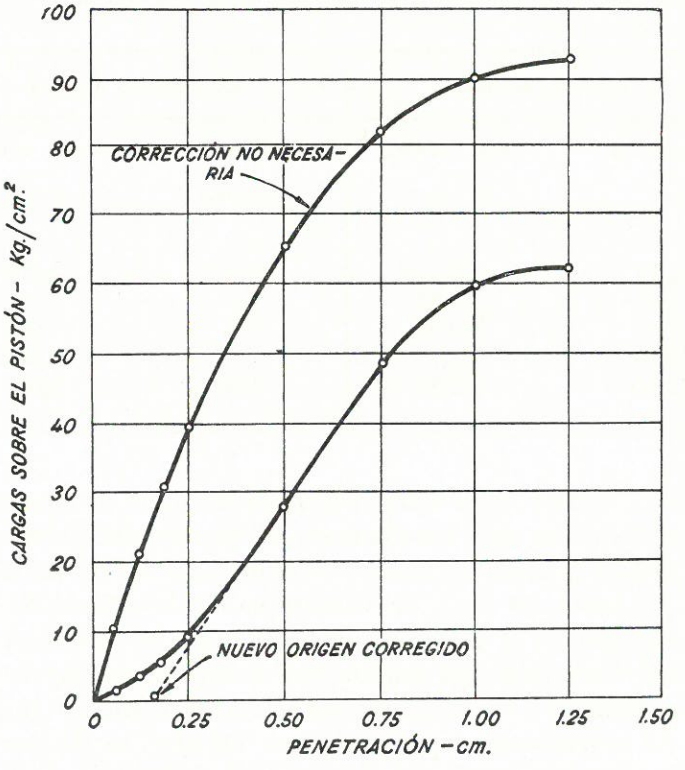


Figura 24-2.

Durante la segunda guerra mundial, los Corps of Engineers de la U.S. Army lo adoptaron y modificaron para aplicarlo al cálculo de firmes para pistas de aeropuertos.

El método C.B.R. (California Bearing Ratio) es hoy día el más extensamente utilizado en el mundo para el cálculo de espesores de firmes.

Es un índice de la resistencia a esfuerzo cortante del terreno. Conocido dicho índice, se determina, utilizando unas curvas obtenidas experimentalmente, el espesor de pavimento preciso.

El índice C.B.R. se obtiene determinando la carga que es necesario aplicar a un pistón circular de 19,35 cm.^{2} (3 pulgadas cuadradas), para introducirlo a una velocidad de 1,27 mm. (0,05 pulgadas) por minuto, aproximadamente, en una muestra de terreno, hasta obtener una penetración de 2,54 milímetros (0,1 pulgada). La relación (expresada en tanto por ciento) de dicha carga, a la precisa para alcanzar la misma penetración en una muestra *tipo* de piedra machacada, se define como índice C.B.R. Si el C.B.R. para una penetración de 5,08 mm. (0,2 pulgadas) fuera mayor que el correspondiente para 2,54 mm. (0,1 pulgadas), se deberá repetir el ensayo, y si se volvieran a obtener los mismos resultados se adoptará como índice C.B.R. el correspondiente a la penetración de 0,2 pulgadas.

Los valores correspondientes a la muestra tipo son los siguientes:

En unidades métricas		En unidades inglesas	
Penetración — *mm.*	Carga unitaria — *Kg./cm.^{2}*	Penetración — *Pulgadas*	Carga unitaria — *Lib./pulg.^{2}*
2,54	70,31	0,1	1.000
5,08	105,46	0,2	1.500
7,62	133,58	0,3	1.900
10,16	161,71	0,4	2.300
12,70	182,80	0,5	2.600

Para hacer el ensayo de penetración se coloca sobre la muestra una sobrecarga anular equivalente aproximadamente al espesor del firme que se espera obtener (fig. 24-1). Como no se conoce *a priori* cuál ha de ser el espesor del pavimento y, por tanto, su peso, su valor se habrá de estimar. Si los resultados obtenidos discreparan en ± 2,25 Kg. del valor supuesto, habrá de repetirse el ensayo de nuevo. La sobrecarga mínima que se deberá utilizar en el molde será de 4,5 Kg., equivalente a unos 12 cm. de pavimento. En la figura 24-2 se dan dos ejemplos de curvas cargas penetraciones. De ellas se deduce la carga correspondiente a una penetración determinada. Si alguna de dichas curvas presenta un punto de inflexión, se corregirá el origen en la forma indicada en dicha figura.

El ensayo se puede efectuar sobre muestras sin perturbar o *in situ* sobre el mismo terreno, o bien sobre muestras remoldeadas. Para el proyecto de firmes sobre terraplenes se opera sobre muestras remoldeadas, y para proyectar un firme sobre el suelo natural o una antigua carretera, se determina el C.B.R. *in situ* o con muestras sin perturbar.

Para que el cálculo sea correcto habrá que operar con la muestra en condiciones análogas a las más desfavorables del suelo en la realidad. La resistencia de éste depende de dos factores: densidad y humedad. La densidad deberá ser la que se espere obtener con el medio de construcción empleado; si se trata de un terraplén en el cual vamos a exigir el 95 por 100 de la máxima densidad Proctor, la muestra se habrá de compactar con la humedad óptima correspondiente. Para pistas de aeropuertos, y a veces para carreteras, se exige la máxima densidad Proctor modificada, que es más elevada (epígrafe 10.22). Si por circunstancias especiales no fuese posible lograr las densidades máximas aconsejables, el ensayo habrá de realizarse con densidades análogas a las que en realidad se alcancen.

Ahora bien, la densidad del suelo se alterará al cambiar la proporción de humedad. Hay que prever las peores condiciones de resistencia en el suelo, realizando el ensayo con la máxima humedad posible.

El U.S. Corps of Engineers (*) resuelve el problema sumergiendo totalmente en agua, durante cuatro días, la muestras de tierra, después de compactadas en la forma anteriormente indicada y colocando sobre ellas, mientras se están saturando, una sobrecarga aproximadamente equivalente al peso del pavimento.

En esta forma situamos el ensayo en las peores condiciones previsibles, salvo para el caso de arcillas muy plásticas, en que la absorción de agua es muy lenta y grande, y por ello el período de cuatro días pudiera aún ser insuficiente; pero en la mayoría de los casos estas condiciones serán mucho más pesimistas que la realidad. Por ello, el citado organismo recomienda que en climas con una precipitación anual inferior a 380 mm. y con la capa freática a profundidad mayor de 4,50 m., los espesores obtenidos, en esta forma, se deben reducir en un 20 por 100.

Para determinar en la práctica el C.B.R. se empieza por obtener la humedad óptima de apisonado que se vaya a exigir para la consolidación del terraplén. Después se preparan tres muestras con dicha humedad y se compactan con tres esfuerzos de compactación diferentes: uno, el empleado como tipo, y otros dos menos enérgicos. Cada una de estas muestras se deja saturar completamente sumergida en agua durantecuatro días, con una sobrecarga aproximadamente igual al peso del pavimento. A continuación se someten al ensayo de penetración.

(*) "Airfield Pavement Design", Engineering Manual for Military Construction, part. XII, chap. 2.

Se obtiene así una curva análoga a la de la figura 24-3, que da el valor del C.B.R. en función de la densidad. Interpolando en ella se determina el C.B.R. correspondiente a la densidad que se va a exigir en obra.

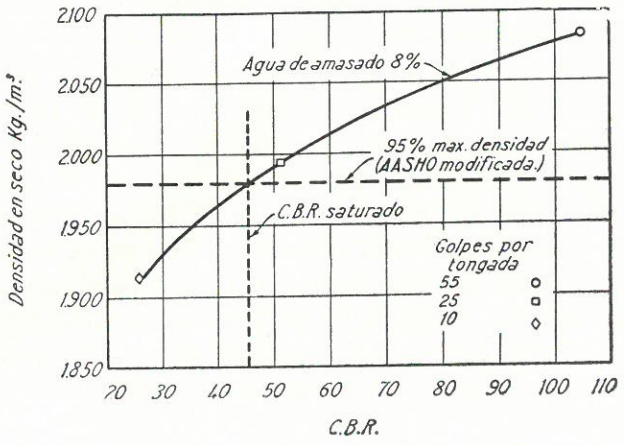


Figura 24-3.

Al sumergir las muestras en agua durante cuatro días, se determina el entumecimiento que sufren. Cuando se trata de suelos, tales como arcillas muy plásticas, el entumecimiento puede alcanzar valores apreciables que causen la rotura del pavimento. En este caso, las condiciones de compactación que se exigirán en obra no serán las anteriormente descritas, sino que, de acuerdo con los ensayos efectuados, se escogerá una humedad de apisonado y se compactará hasta obtener una densidad tal, que el suelo no sufra entumecimiento posterior.

El sistema de sumergir las muestras en agua, recomendado por la U.S. Corps of Engineers, ha sido muy discutido y criticado. En la realidad, el suelo, aunque saturado, está comprimido por las fuerzas capilares, mientras que la forma de realizar el ensayo equivale a suponer que el nivel libre del agua está a la altura de la superficie del terreno. Y esto no sucederá normalmente, porque en la construcción de carreteras o aeropuertos se exige que la capa freática esté, como mínimo, a una cierta profundidad bajo el cimiento. Solamente podrá producirse una situación análoga a la del ensayo cuando el agua superficial pueda filtrarse a través del pavimento en cantidades considerables. También pudiera darse un caso parecido si se construyera el pavimento después de haberse empapado el terreno de agua y aquél fuese de naturaleza tal, que el drenaje se produjera de manera muy lenta. Pero los casos citados son, en la práctica, excepcionales, y, por ello, el método de saturar las muestras es, normalmente, excesivamente pesimista.

Para llegar a una solución más de acuerdo con la realidad, en Inglaterra (*) han introducido el concepto de humedad de equilibrio. El terreno se

(*) "Soil Mechanics for Road Engineers", Road Research Laboratory, 1952. "The California Bearing Ratio Method for the Design of Flexible Roads and Runways". "The Aplication of soil Mechanics to Road Engineering Foundations", por Dr. J. MacLean (*Journal Inst. Municipal Eng.*, 1955, 8t, 7).

compacta en unas ciertas condiciones de humedad y densidad. Pero a lo largo de la vida del pavimento estas condiciones van variando hasta llegar a un estado de equilibrio, si las condiciones de permeabilidad del pavimento y los arcenes son las normales.

Para obtener la humedad de equilibrio se puede determinar la existente bajo pavimentos con varios años de vida, constituidos en la misma zona, con un terreno y condiciones de drenaje análogas. Se puede también fijarla por la siguiente consideración: antes de cubrir el terreno natural con el pavimento impermeable habrá una zona superficial, sometida a variaciones estacionales, que estará más seca en verano y más húmeda en invierno. Pero a partir de una cierta profundidad, la humedad se mantendrá prácticamente constante a lo largo de todo el año. Si el terreno es homogéneo hasta dicha profundidad, se puede suponer que la humedad de equilibrio bajo el pavimento será igual a la del terreno a la profundidad citada, ya que el pavimento la protege de dichos ciclos de humedad y sequedad. Los técnicos ingleses sugieren que para suelos arcillosos, en los cuales la capa freática está situada a una profundidad por lo menos de 1,50 m., que el grado de humedad, si el suelo es uniforme, se puede considerar estable a una profundidad de 0,90 a 1,20 m. Para suelos arenosos la misma regla es válida, siempre que la densidad en seco a dicha profundidad sea la misma que en la superficie.

Según D. J. MACLEAN, del Road Research Laboratory, la humedad con que se debe preparar la muestra depende a la vez de los métodos de construcción y de la época en que dicha construcción se lleva a cabo. Cuando la carretera se construye en épocas no lluviosas, en que la superficie del terreno está relativamente seca, el contenido de humedad tenderá a aumentar después de construir el pavimento. En estos casos la muestra se deberá compactar con una humedad igual a la de equilibrio. Cuando la carretera se construye en otras épocas del año, el contenido de humedad del suelo será, generalmente, mayor que el que tendrá después de la construcción del pavimento. La humedad con que se deberá preparar la muestra será la que contenga el terreno durante la construcción.

En los dos casos descritos anteriormente se ha supuesto que la explanada se va a proteger de las acciones atmosféricas inmediatamente después de construida. En caso contrario, las muestras, después de compactadas, deberán sumergirse durante cuatro días en agua antes de realizar el ensayo de penetración para simular la reducción de resistencia producida por el tiempo lluvioso.

El grado de consolidación preconizado por MACLEAN es aquel para el cual, compactando el suelo con la humedad escogida, y el criterio anteriormente expuesto, el contenido de aire residual de la muestra es un 5 por 100.

El sistema descrito es probablemente aplicable sólo a climas húmedos análogos al de Inglaterra. En climas extremos es preciso, en primer lugar, comprobar que existe una humedad de equilibrio, pues probablemente, aunque el suelo se proteja por medio del pavimento, el contenido de humedad quedará sometido a variaciones estacionales periódicas. El criterio general descrito podrá ser de gran utilidad aplicándolo con sentido en casos similares.

Cuando se trata de construir un firme en una zona en desmonte hay que determinar la densidad del terreno natural. Si es menor que la obtenida en laboratorio, se deberá escarificar y compactarlo hasta conseguir la densidad requerida.

Sin embargo, cuando se trate de arcillas, puede ocurrir que la resistencia del terreno, en su estado natural, sea superior a la obtenida después de escarificar y compactar de nuevo, aunque se alcance una densidad superior. Ello se debe a que la resistencia a esfuerzo cortante de un suelo no es necesariamente función de su densidad, y las arcillas en su estado natural suelen presentar una resistencia mayor (y a veces mucho mayor) que después de remoldeadas y compactadas con la misma humedad y densidad. En este caso convendrá asentar el firme sobre el terreno natural sin someterlo a tratamiento previo ninguno, siempre que se espere que el tráfico, durante la construcción, no vaya a alterar sensiblemente las condiciones naturales de la arcilla.

El índice de California en este caso habrá que obtenerlo, o bien sobre muestras no perturbadas o directamente *in situ*. Como con muestras remoldeadas habrá que tener en cuenta la posible variación en el contenido de humedad del terreno al proteger su superficie con el pavimento o por efecto de los

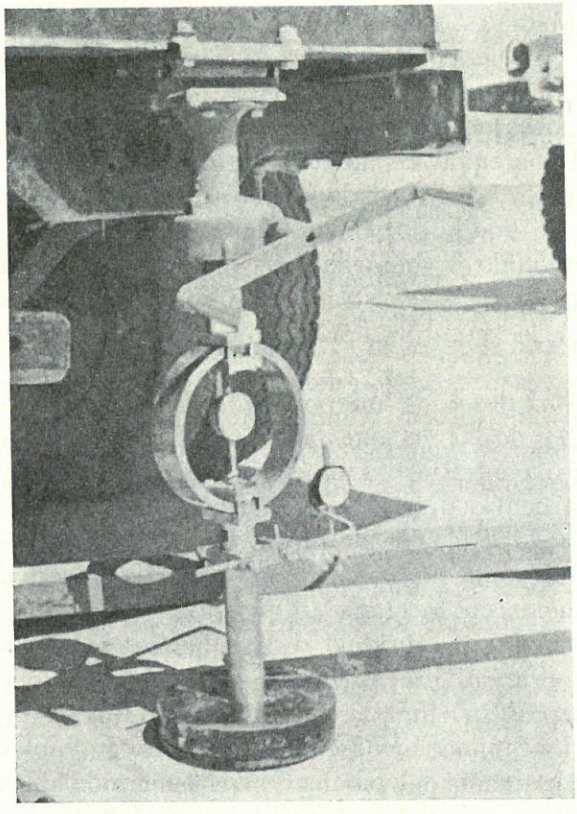


Fig. 24-4. — Aparato C.B.R., *in situ*, del Laboratorio del Transporte.

cambios climatológicos. Si el ensayo se va a hacer sobre muestras no perturbadas y se sigue el criterio de los U.S. Corps of Engineers, bastará sumergir las muestras en agua durante cuatro días antes de efectuar la penetración. Si se pretende ensayar la muestra con la humedad de equilibrio, habrá que tomarla a la profundidad de equilibrio, si el terreno es uniforme hasta ella.

También puede efectuarse el ensayo C.B.R. *in situ*. Para ello, con un aparato análogo al del laboratorio (fig. 24-4) se realiza la penetración sobre el terreno mismo. El sistema tiene el inconveniente de que las condiciones de humedad no se pueden variar fácilmente.

Con la técnica de la humedad de equilibrio bastará efectuar el ensayo directamente sobre el terreno o a la profundidad de equilibrio, según los casos, de acuerdo con lo expuesto para muestras remoldeadas.

Si se decide seguir el criterio de los Corps of Engineers se efectúa el ensayo directamente sobre la superficie y al valor obtenido se le aplica un coeficiente de corrección que se obtiene de la manera siguiente: Se determina el C.B.R. sobre una muestra sin perturbar en su estado natural, y sobre esta muestra, después de sumergida durante cuatro días. De estos dos valores se obtiene un coeficiente de corrección que se puede aplicar a todos los ensayos *in situ* efectuados sobre el mismo tipo de terreno.

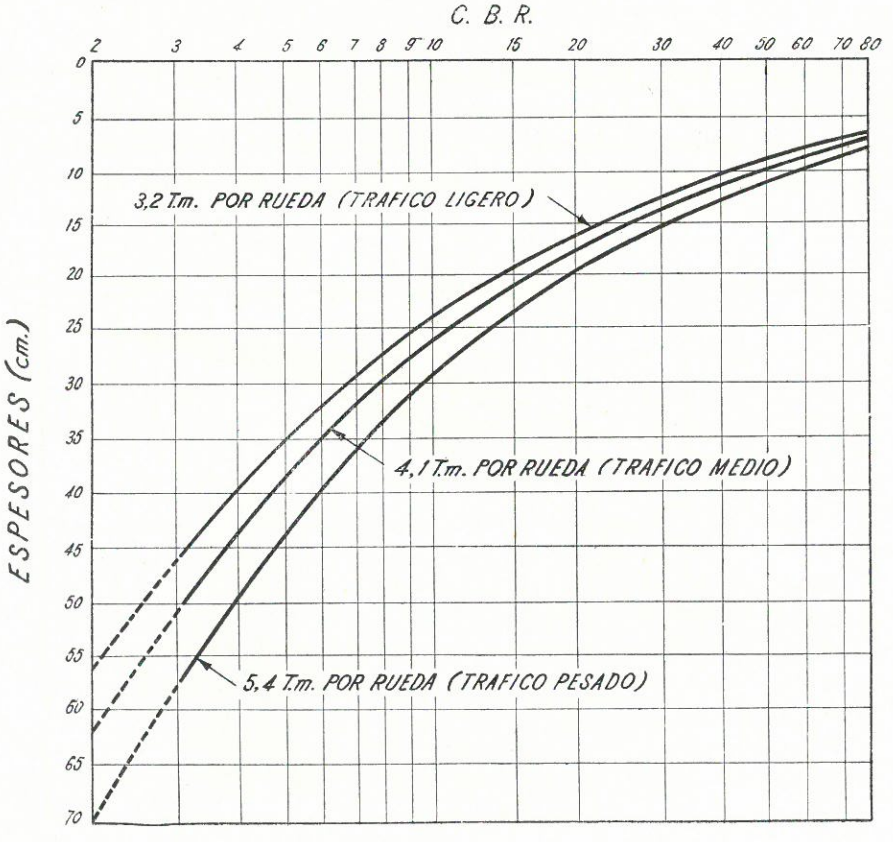


Figura 24-5.

El C.B.R. *in situ*, y en muestras sin perturbar, sirve también para comprobar u obtener las curvas de cálculo de espesores. Para ello, en pavimentos existentes y sometidos al tráfico durante un cierto número de años, basta determinar el valor del C.B.R. y en un sistema de coordenadas llevar dicho valor y el espesor del firme. Según que el comportamiento haya sido satisfactorio o no, los puntos correspondientes se dibujan de una manera distinta. La curva que limita las dos zonas en que queda dividido el plano será una curva de cálculo, correspondiente a las condiciones de que se trate.

En lugar de efectuar las observaciones sobre pavimentos existentes, se pueden llevar a cabo en pistas especialmente construidas con este fin, que se someten a un tráfico artificial intenso. En ambos casos lo que interesa es el C.B.R. del suelo en el estado de humedad y densidad en que se encuentre cuando las observaciones se están llevando a cabo. Se deberá, por tanto, utilizar bien el C.B.R. *in situ* o sobre muestras sin perturbar, sin efectuar ninguna corrección de humedad.

El la figura 24-5 se dan las primitivas curvas utilizadas por la California Division of Highway, según el tipo de tráfico de que se trate; en ellas se tiene en cuenta el valor de la carga, pero no el número de vehículos, o sea, la intensidad de tráfico.

24.4. Método del Road Research Laboratory. — En el año 1955 el Road Research Laboratory publicó unas curvas (fig. 24-6) en las cuales se tenía en cuenta el número de vehículos de más de 3 toneladas de carga; representaba un importante progreso, pero no suficiente para tener en cuenta los efectos del trá-

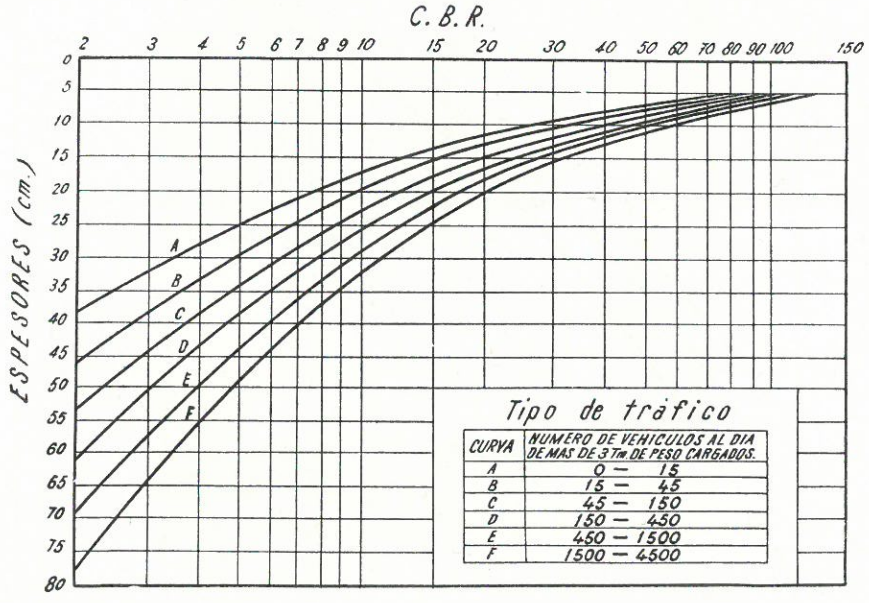


Figura 24-6.

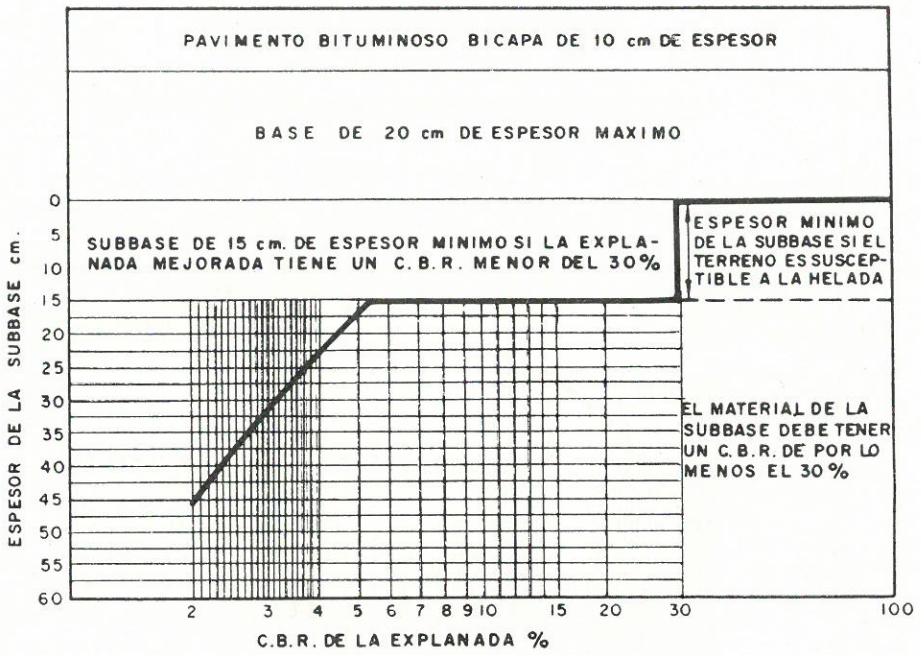


Fig. 24-7, *a*. — Gráfico de proyecto 1 (más de 4.500 vehículos comerciales por día veinte años después de la construcción).

PAVIMENTOS FLEXIBLES

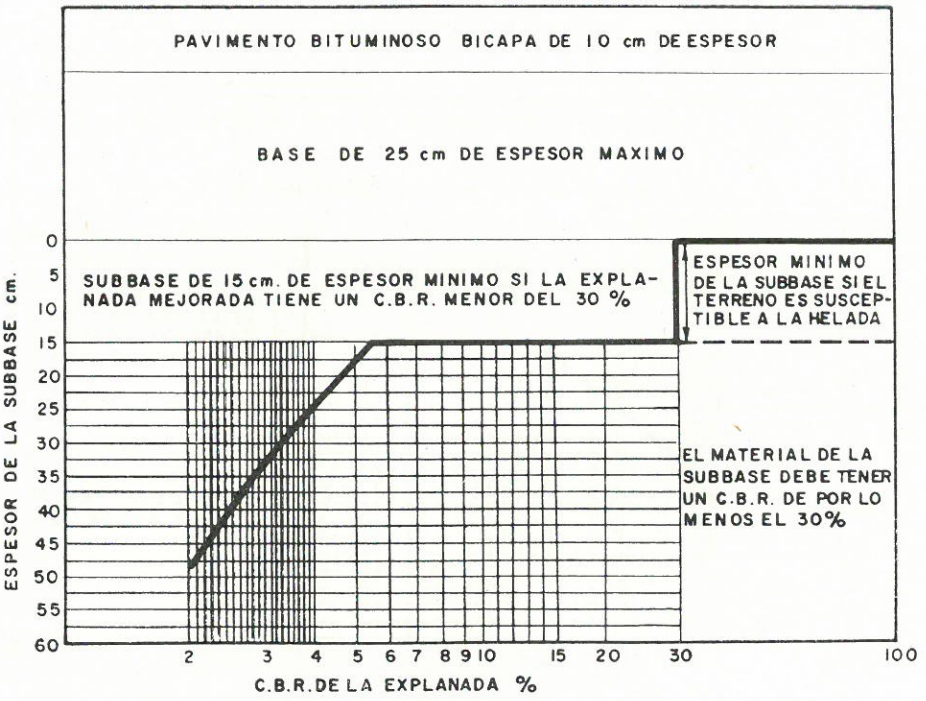


Fig. 24-7, *b*. — Gráfico de proyecto 2 (1.500-4.500 vehículos comerciales por día veinte años después de la construcción).

PAVIMENTOS FLEXIBLES

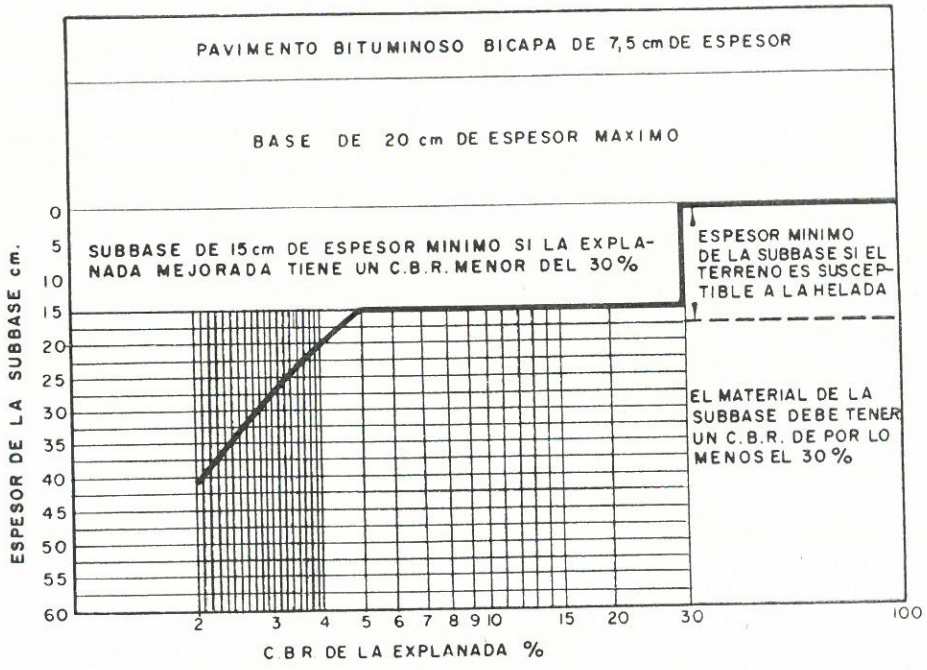


Fig. 24-7, *c*. — Gráfico de proyecto 3 (450-1.500 vehículos comerciales por día veinte años después construcción).

PAVIMENTOS FLEXIBLES

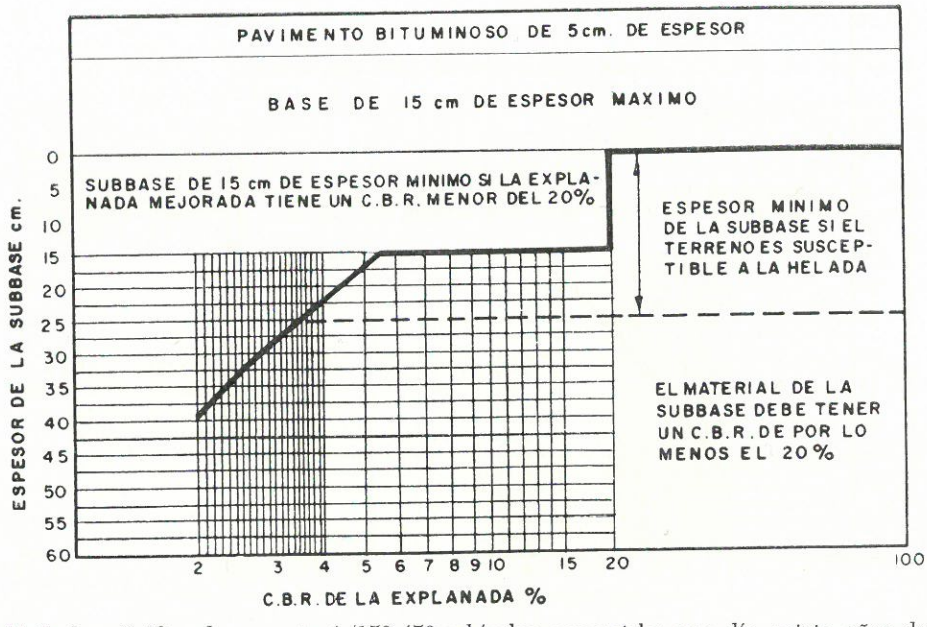


Fig. 24-7, *d*. — Gráfico de proyecto 4 (150-450 vehículos comerciales por día veinte años después de la construcción).

PAVIMENTOS FLEXIBLES

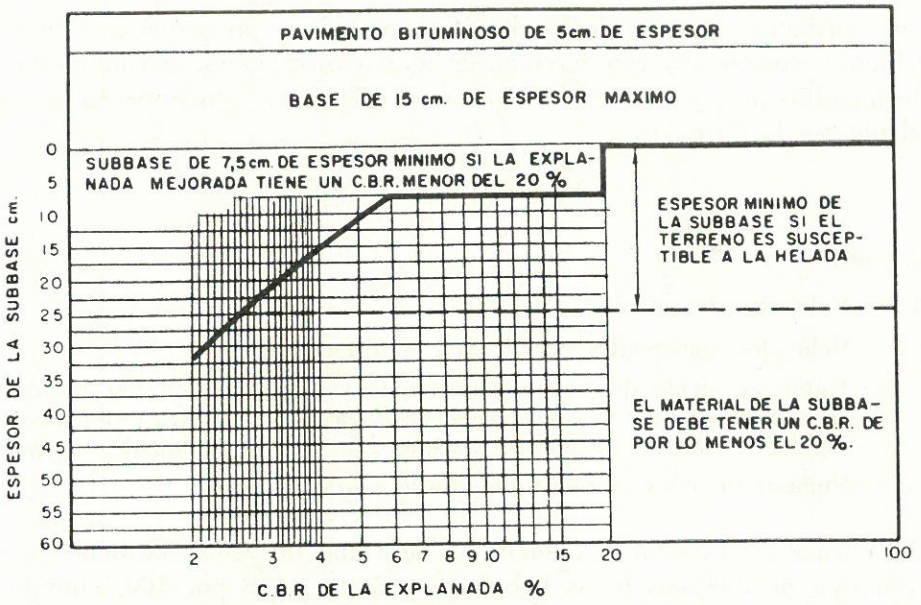


Fig. 24-7, *e.* — Gráfico de proyecto 5 (45-150 vehículos comerciales por día veinte años después de la construcción).

PAVIMENTOS FLEXIBLES

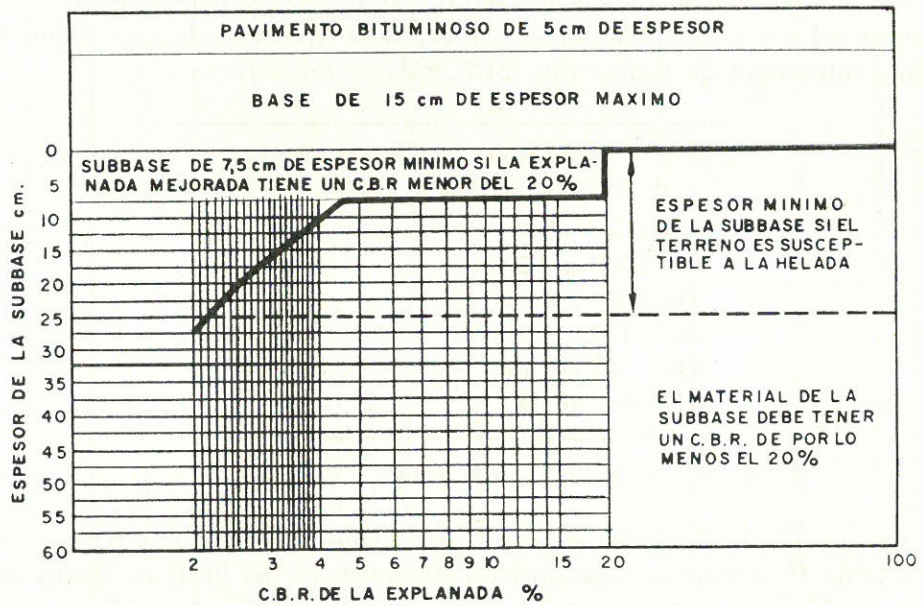


Fig. 24-7, *f.* — Gráfico de proyecto 6 (0-45 vehículos comerciales por día veinte años después de la construcción).

fico moderno; en 1965 publicó un nuevo método partiendo de los siguientes principios:

Se considera para el cálculo el tráfico existente y previsible en veinte años de vehículos comerciales que circulan en ambas direcciones, considerando solamente aquellos de peso en vacío superior a 1.500 Kg. El incremento de tráfico se calcula por la fórmula:

$$V_c = P\,(1 + r)^{x + 20}$$

en la cual:

V_c = Vehículos de cálculo.

P = Vehículos comerciales por día, en el último inventario.

r = Tanto por ciento de crecimiento anual de vehículos en el tramo considerado; en el Reino Unido toman el 0,04; en España es una cifra reducida; por el rápido incremento de nuestro parque debe ser, normalmente, mayor.

x = Número de años transcurridos desde el último censo.

La cifra P es la media de conteos en siete días de veinticuatro horas; si se hicieran sólo de dieciséis horas habrá que añadir un 6 por 100; cuando por circunstancias locales exista un tráfico nocturno superior al normal, deberá hacerse el conteo de tráfico de veinticuatro horas.

El terreno se caracteriza por el C.B.R. en muestras remoldeadas. Se impone exista un drenaje eficaz para lograr que la capa freática esté como mínimo a 0,60 metros de la superficie de la explanada.

Se dan seis ábacos para el cálculo de las sub-bases, dependiendo de la resistencia del terreno medida por su C.B.R.; debe usarse cada uno según la siguiente intensidad de tráfico (fig. 24-7, *a*, *b*, *c*, *d*, *e* y *f*).

Núm. de vehículos día	Abaco a emplear
Más de 4.500	1
De 1.500 a 4.500	2
De 450 a 1.500	3
De 150 a 450	4
De 45 a 150	5 (*)
Menos de 45	6 (*)

(*) Los ábacos 5 y 6 se refieren a zonas urbanas.

En la tabla I se dan los espesores y calidades recomendados para las bases. En la tabla II se dan los espesores y características del firme en su sus distintas capas. El espesor de la capa del firme puede quedar repartido en dos, la intermedia o base y la de rodadura propiamente dicha.

TABLA 24.I. — *Espesores y materiales recomendados para bases*

ABACO 1	ABACO 2	ABACO 3	ABACO 4 A 6
25 cm. de base, compuesto por: 7,5 cm. de macadam cerrado de betún o alquitrán (*). Base de aglomerado asfáltico sobre: 17,5 cm. de hormigón pobre o macadam al agua (en carreteras secundarias).	20 cm. Hormigón pobre. o Macadam al agua. o Piedra seca y recebo.	20 cm. Hormigón pobre. o Macadam mezclado en húmedo. Piedra seca y recebo. o Terreno estabilizado con cemento. u Otros materiales.	15 cm. Hormigón pobre. o Macadam mezclado en húmedo. o Piedra seca y recebo. o Terreno estabilizado con cemento. u Otros materiales.
o	o	o	o
20 cm. de macadam cerrado de betún o alquitrán (*).	12,5 cm. de macadam de alquitrán (*).	12,5 cm. de macadam de alquitrán.	10 cm. de macadam de alquitrán.
o	o	o	o
17,5 cm. de aglomerado asfáltico.	12,5 cm. de aglomerado asfáltico.	12,5 cm. de aglomerado asfáltico.	10 cm. de aglomerado asfáltico.

(*) El macadam de alquitrán no es recomendable para bases de los ábacos 1 y 2.

TABLA 24.II. — *Características de los pavimentos recomendados para firmes xibles de nueva construcción.*

Tipo de carretera	ABACO 1 (más de 4.500 vehículos comerciales por día)	ABACO 2 (1.500-4.500 vehículos comerciales por día)	ABACO 3 (450-1.500 vehículos comerciales por día)	ABACOS 4, 5 y 6 (menos de 450 vehículos comerciales por día)
Espesor del pavimento.				
Capa de rodadura. Capa intermedia.	3,80 cm. 6,20 cm.	3,80 cm. 6,20 cm.	20 -3,2 cm. 4,4-5,7 cm.	
Total	10 cm.	10 cm.	7,5 cm.	Mínimo 5 cm. (notas 3.ª y 5.ª).
Tipo constructivo.	*Capa de rodadura.* (Piedra partida o áridos gruesos de escorias solamente.) Aglomerado asfáltico B.S. 594. (Se puede usar brea-betún como ligante.)	*Capa de rodadura.* (Piedra partida o áridos gruesos de escorias solamente.) Aglomerado asfáltico B.S. 594. (Se puede usar brea-betún como ligante.)	*Capa de rodadura.* Aglomerado asfáltico B.S. 594. (Se puede usar brea-betún como ligante.) Aglomerado cerrado B.R.T.A. de alquitrán. Aglomerado en frío B.S. 1.690. Macadam de alquitrán B.S. 802. Macadam bituminoso B.S. 1.621.	*Una sola capa.* Aglomerado asfáltico B.S. 594. (Se puede usar brea-betún como ligante.) Aglomerado cerrado B.R.T.A. de alquitrán. Macadam de alquitrán B.S. 802, tabla I (2 cm. de capa de rodadura extendida lo más pronto posible) (ver nota 1.ª). Macadam bituminoso B.S. 1.621. Tabla I (2 cm. de capa de rodadura extendida lo más pronto posible) (v. nota 1.ª). 6,20 cm. de macadam de alquitrán B.S. 8.020 o B.S. 1.241 (3,80 cm. de material de base recubiertos lo antes posible) (ver nota 1.ª). 6,20 cm. de macadam de alquitrán B.S. 1.621 o B.S. 2.040 (3,80 cm. de material de base recubiertos lo antes posible) (ver nota 1.ª).
	Capa intermedia. Aglomerado asfáltico B.S. 594 (piedra partida o áridos gruesos de escorias solamente). Macadam cerrado de betún o alquitrán (piedra partida o escoria solamente).	*Capa intermedia.* Aglomerado asfáltico B.S. 594. Macadam cerrado de betún o alquitrán (ver nota 4.ª).	*Capa intermedia.* Aglomerado asfáltico B.S. 594 macadam cerrado de betún o alquitrán. Macadam de alquitrán B.S. 802 o B.S. 1.421 (ver nota 2.ª). Macadam bituminoso B.S. 1.621 o B.S. 2.040 (ver nota 2.ª).	*Dos capas.* *a)* Capa de rodadura 2,0-2,5 cm. de aglomerado en frío o macadam bituminoso B.S. 1.690; B.S. 8.002; B.S. 1.621; B.S. 1.241. *b)* Capa intermedia 5,0-5,7 cm. de macadam bituminoso B.S. 802; B.S. 1.621; B.S. 1.241 ó B.S. 2.040.

NOTAS: 1.ª Cuando la capa de rodadura no es de aglomerado asfáltico ni un pavimento cerrado de alquitrán y cuando no se tiene la intención de aplicar inmediatamente un pavimento, es muy importante aplicar una capa de sellado, ya sea sobre la base o sobre la capa intermedia.

2.ª La capa intermedia colocada debajo de una capa de rodadura de aglomerado asfáltico o de alquitrán cerrado debe ser de aglomerado asfáltico o macadam cerrado.

3.ª Los ábacos 4 a 6 exigen un espesor de pavimento de 5 cm. Esto sólo se puede aplicar con un perfecto acabado de la base. En algunos casos puede requerirse un pavimento con un espesor mayor.

4.ª Para los firmes del ábaco 2 no se recomienda emplear macadam de alquitrán para la capa intermedia.

5.ª En ciertos tipos de firmes, como, por ejemplo, calles urbanas, se retrasa la colocación de la capa intermedia hasta que cesen las cargas de construcción. En estos casos, y con una base bituminosa, es preferible que el espesor de esta base sea de 12,5 cm. en vez de 10. De esta forma, la capa intermedia que se coloque posteriormente puede tener un espesor de 2,5 cm., en vez de 5 cm., en cuyo caso se debe revestir la base del mismo modo que en (1) con el fin de protegerla. El pavimento final debe ser entonces de aglomerado asfáltico.

El método, más propiamente diríamos las recomendaciones, como se puede apreciar, están fundadas en la larga experiencia ingresa con su clima y su suelo muy difíciles; por ello, ofrece una gran seguridad cuando se aplica en países de condiciones más favorables. Las variables que hace intervenir son lógicas; para las condiciones españolas tienen un gran margen de seguridad.

24.5. Método del Asphalt Institute. — El Asphalt Institute, en su método de cálculo recientemente publicado (8.ª edición, diciembre 1969), evalúa el tráfico básico para el cálculo de espesor de manera bastante racional; en vez de considerar solamente los vehículos de peso superior a 1.500 Kg. en vacío, obtiene lo que denomina "tráfico equivalente", determinando a partir de esta cifra el cálculo D.T.N. (Design Traffic Number) (tráfico de proyecto); para llegar a esta cifra se empieza por fijar los siguientes conceptos:

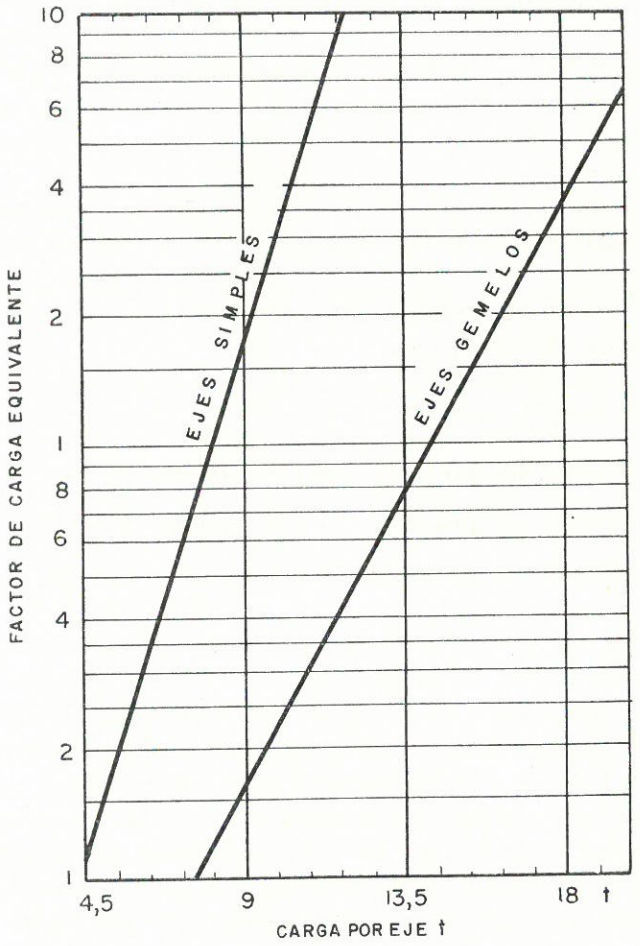


Fig. 24-8. — Factores de carga equivalente para cargas iguales o mayores 4.500 Kg.

1. *Carril de proyecto.* — El carril que sirve el mayor número de ejes equivalentes a 18.000 libras (8 toneladas en números redondos). Normalmente será uno de los carriles en las carreteras de doble dirección o el carril exterior en las de varios carriles; el concepto es lógico, pues no todos los carriles de una carretera tienen el mismo tráfico, y si el espesor se calcula para el tráfico uniformemente repartido es muy posible que el carril más cargado se destroce por espesor insuficiente.

2. *Plazo del proyecto.* — Número de años previstos desde la construcción del pavimento que se proyecta hasta el primer refuerzo; ello no debe confundirse con la "vida prevista del firme"; con refuerzos sucesivos ésta puede ser prácticamente ilimitada hasta que lo impidan las consideraciones geométricas u otras razones.

3. *Tráfico de proyecto* (Design Traffic Number, D.T.N.).—La media diaria equivalente a un número de ejes de 8 Tn. durante el plazo del proyecto.

4. *Ejes de 8 Tn. equivalentes , por su efecto, al tráfico previsto.* — Se hace este cálculo por un estudio experimental cuyo resultado se reproduce en el gráfico de la figura 24-8.

5. *Tráfico diario inicial (I.D.T.).* — Media diaria del número de vehículos que usarán la carretera en ambas direcciones en el primer año.

6. *Tráfico inicial equivalente.* — Media diaria de ejes simples de 18 Tn. que se esperan durante el primer año.

7. Clasificación del tráfico:

Ligero. — Tráfico de proyecto (D.T.N.), menor de 10.

Medio. — Tráfico de proyecto (D.T.N.) entre 10 y 100.

Pesado. — Tráfico de proyecto (D.T.N.) mayor de 100.

La determinación del tráfico de proyecto debe hacerse partiendo del que se considera como inicial diario probable (I.D.T.). De este tráfico inicial hay que hacer una hipótesis lógica entre las tres categorías señaladas: ligero, medio y pesado. El Asphalt Institute da unos repartos obtenidos para los diferentes tipos de vías en Estados Unidos, números que, dice, sólo serán relativamente válidos en aquel país; aplicarlos a condiciones distintas estará expuesto a error; un estudio racional en cada caso llevará a resultados posiblemente más correctos que la simple aplicación de los cuadros. La determinación del carril más cargado debe también hacerse según las condiciones del tramo; es normalmente sencillo; por ejemplo, en el acceso a una gran capital el tramo cargado suele ser el que va a ella; siempre y cuando existan varias vías de acceso, la exterior

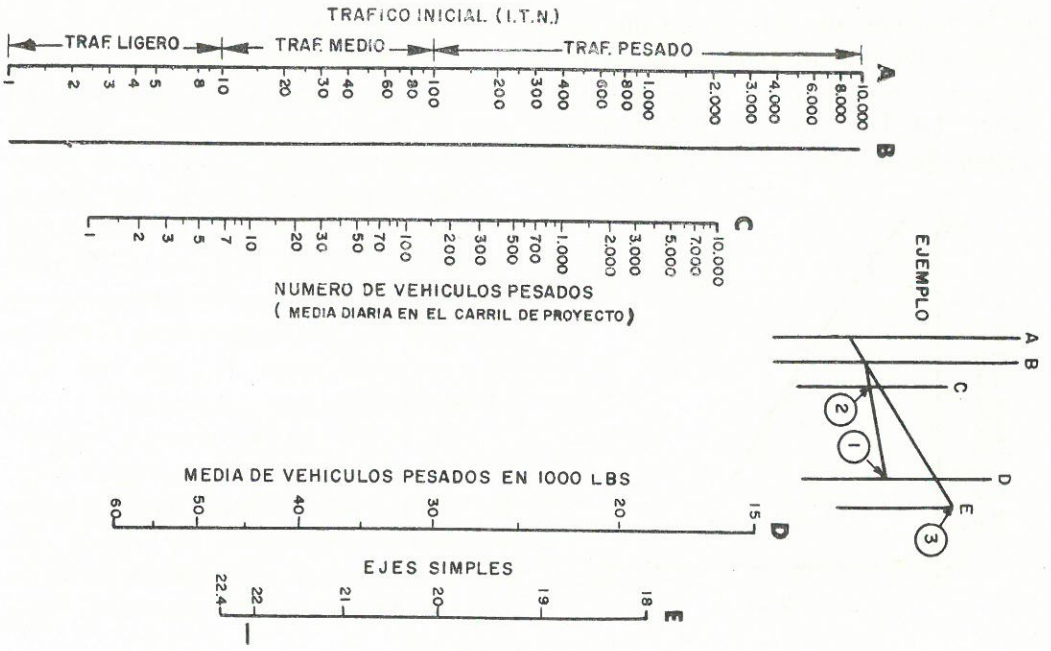


Figura 24-9.

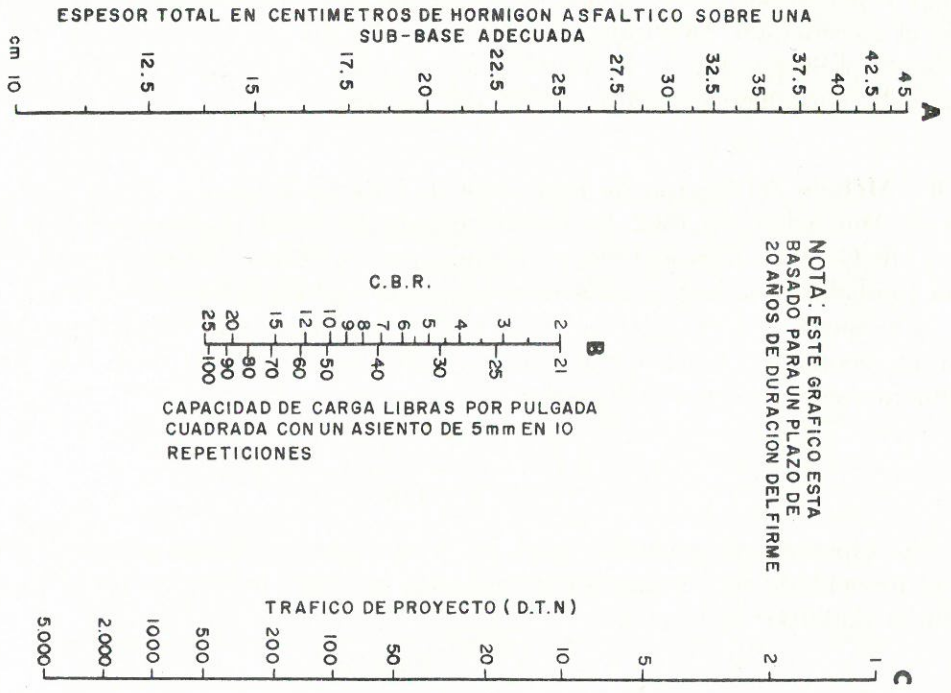


Figura 24-10.

es la más cargada, pues es la que se reserva para el tráfico lento. Fijado el tráfico inicial y la proporción de vehículos pesados y la de éstos que se sirven por el carril más cargado, se está en condiciones de calcular el espesor preciso del firme. La determinación del número de ejes de 8 Tn. equivalentes al tráfico *a* calculado se hace por medio del gráfico de la figura 24-9.

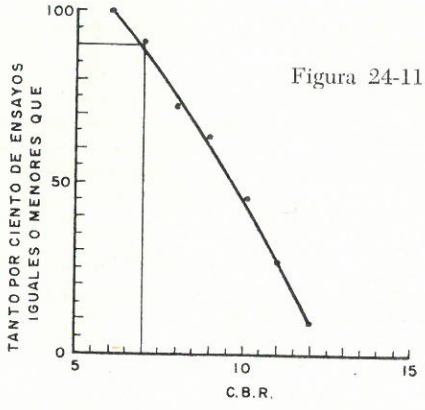


Figura 24-11.

Determinado el tráfico de cálculo, el espesor total del firme se obtiene por medio del ábaco de la figura 24-10; para valorar la resistencia del terreno la columna B del ábaco parte del C.B.R. o del ensayo de placa de carga que más adelante exponemos.

El terreno puede variar, y normalmente varía, dentro del tramo en estudio, y como no es posible en la práctica cambiar los espesores del firme con mucha frecuencia, el Asphalt Institute recomienda el método siguiente (figura 24-11).

Tomar el número de muestras necesario para tener suficientemente definido el suelo y determinar en las escogidas el C.B.R. Ordenar de menor a mayor el número de muestras que corresponden a los distintos C.B.R. y dibujar un gráfico que tenga por abscisas el valor de la resistencia, C.B.R. o placa de carga y por ordenadas el tanto por ciento de estos valores iguales o menores que el considerado. Determinar en la curva el valor de la resistencia que representa el 90 por 100 de los valores considerados; éste será el de la resistencia que debe considerarse para el cálculo del espesor.

24.6. Método del Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos. — En la conferencia de Ann Arbor, en 1962, los ingenieros americanos W. J. Turnbull, C.R. Foster y R. G. Ahloin presentaron el método que a continuación exponemos y que está fundado en la larga experiencia del Cuerpo de Ingenieros americanos.

El espesor preciso e de un firme para que soporte una carga P producida por un neumático hinchado a una presión q en un suelo de un C.B.R. determinado viene dado por la fórmula:

$$e_0^2 = P\left(\frac{1}{8{,}1 \times \text{C.B.R.}} - \frac{1}{q\,\pi}\right) \qquad (1)$$

El espesor está calculado para un número de recubrimientos de 5×10^3. Si el número de recubrimientos de la carga es diferente de $5 \cdot 10^3$ el espesor vendrá dado por la fórmula:

$$e = e_0\,(0{,}177 + 0{,}223 \log N) \qquad (2)$$

siendo N el número de recubrimientos.

El Cuerpo de Ingenieros ha deducido de la fórmula anterior el ábaco que permite obtener en función del C.B.R. el espesor del firme preciso para resistir el paso de ejes de 18.000 libras, 8 Tn. en números redondos.

La realización de un recubrimiento precisa un número de pasadas de una rueda, número que depende de las características de éstas. El método que examinamos establece como resultado de la experiencia americana:

Tipos de ejes	Carga por eje (kip)*	Número de operaciones precisas para un recubrimiento
Ejes simples	0 - 5	9,59
Ruedas únicas	5 - 10	6,25
Ejes simples	0 - 10	2,95
Ruedas gemelas	10 - 20	2,64
	20 - 30	2,37
Ejes tándem	0 - 10	4,05
Ruedas únicas	10 - 15	2,73
Ejes tándem	10 - 15	1,93
Ruedas gemelas	15 - 20	1,13
	20 - 50	1,03

* 1 kip = 1.000 lb. = 450 Kg.

Para determinar correctamente la rueda simple equivalente a las ruedas gemelas, habría que hacer intervenir el espesor del firme. Pero, aunque no exactamente, se puede determinar esta equivalencia considerando la presión sobre el suelo para un espesor medio de firme.

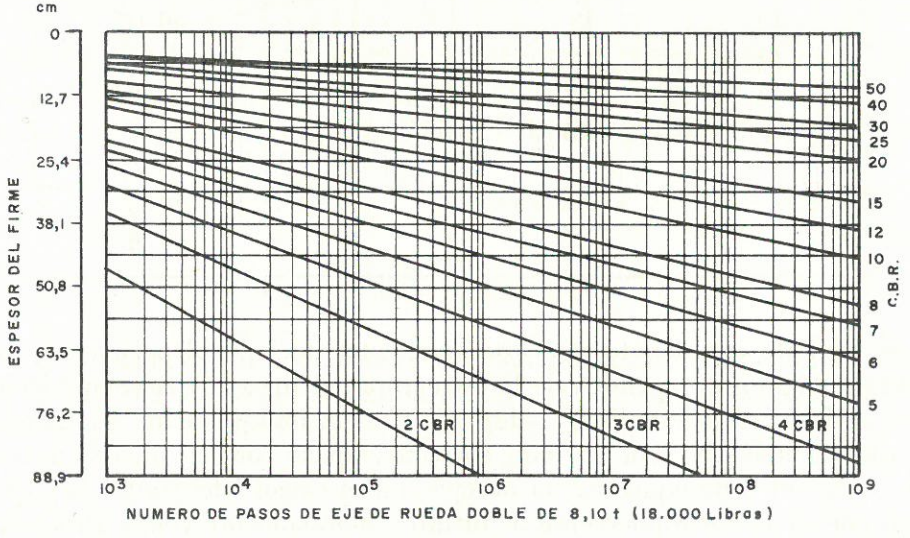


Figura 24-12.

Transformando el tráfico actual y previsto en un número de ruedas de 18.000 lbs. por el gráfico que se reproduce en la figura 24-12, se calcula el espesor total preciso del firme; el correspondiente de cada una de las capas se puede obtener por los C.B.R. de cada una de ellas.

24.7. Método del Laboratorio de Ponts et Chaussées. — Parte de principios análogos a los métodos antes expuestos. La determinación de la calidad del suelo se hace por los ensayos del C.B.R. o el de placa de carga. El tráfico equivalente se obtiene de la tabla 24-III; se toma como unidad el eje simple de 13 toneladas:

Eje simple carga en Tm.	Factor de equivalencia	Eje tándem carga en Tm.	Factor de equivalencia
1	0,0007	1	0,0007
2	0,0015	2	0,0011
3	0,0025	3	0,0015
4	0,0045	4	0,0022
5	0,0080	5	0,0030
6	0,0135	6	0,0032
7	0,0250	7	0,004
8	0,050	8	0,0085
9	0,090	9	0,012
10	0,160	10	0,017
11	0,180	11	0,023
12	0,55	12	0,033
13	1	13	0,047
14	1,85	14	0,066
15	3,3	15	0,092
16	6,5	16	0,13
		17	0,18
		18	0,25
		19	0,36

Se advierte con acierto que los coeficientes de equivalencia no tienen un significado riguroso; dependen de la estructura del firme, de la composición del tráfico y del modelo estadístico adoptado para la interpretación de los resultados experimentales; no será, por ello, correcto emplear con este método de cálculo otros coeficientes de equivalencia de ejes. En el cálculo del tráfico hay que tener en cuenta el correspondiente al futuro — normalmente veinte años — y hay que considerar el tráfico de la vía más cargada.

Entrando con el tráfico equivalente en el ábaco de la figura 24-13, se obtiene para un C.B.R. determinado el espesor correspondiente de la totalidad del firme. El ábaco va dividido en una serie de zonas, I a VII; para cada una de

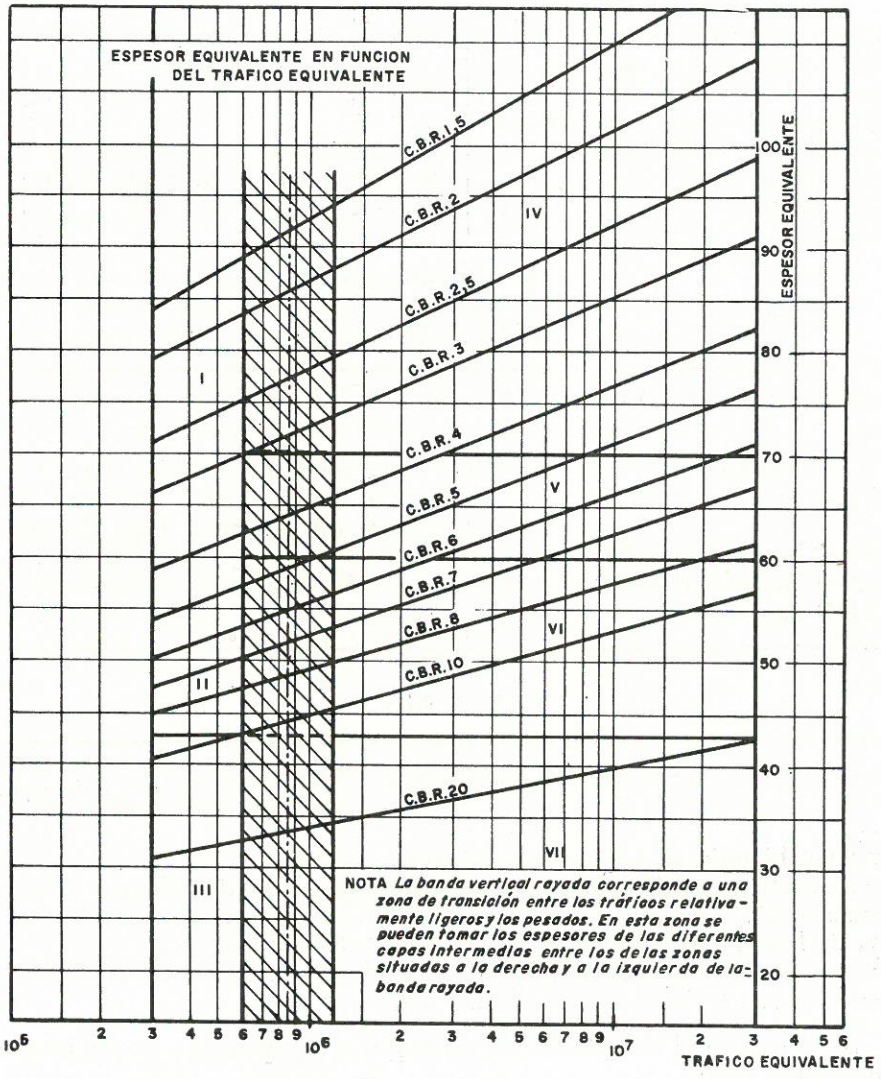


Figura 24-13.

ellas y dependiendo del módulo de elasticidad del cimiento obtenido con la placa de carga (epígrafe 24.10) se dan la naturaleza de la capa y espesores recomendados que se resumen en las tablas 24-III, 24-IV y 24-V (fig. 24-13).

TABLA 24-III

CAPA	ZONA						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
Aglomerado sobre grava-cemento ...	10	10	—	15	15	15	—
Aglomerado sobre capa de base tipo I (E > 3.500 bars)	20	17,5	α	25	22,5	20	β
Aglomerado sobre capa de base tipo II (E > 5.000 bars)	15	12,5	—	20	17,5	15	—
Grava-cemento	20	20	—	20	20	20	—
Capa de base I o II	20	15	0	20	20	15	0

1 bar = 1,024 kg./cm.^{2}

TABLA 24-IV

MODULO DEL SUELO DE CIMIENTO	CASO α	CASO β
E < 1.500 bars.	Ver zona II.	Ver zona VI.
1.500 bars < E < 2.500 bars.	Ver zona II sin capa de cimiento.	Ver zona VI sin capa de cimiento.
2.500 bars < E < 3.500 bars.	20 cm.	25 cm.
3.500 bars < E < 5.000 bars.	15 cm.	20 cm.
5.000 bars < E.	12,5 cm.	15 cm.

TABLA 24-V

MATERIALES	Coeficiente de equivalencia
Hormigón bituminoso, aglomerado denso	2
Grava-cemento, escorias de alto horno 0,60 de fraguado hidráulico ..	1,5
Arena-cemento	1 a 1,2
Capa de base granular (módulo con la placa > 3.500 bars)	1 (*)
Canto rodado, grava y arena (módulo con la placa > 1.500 bars)	0,75
Arena, escorias (módulo con la placa > 700 bars)	0,50

Si se conoce el módulo de deformación con la placa E, el coeficiente de equivalencia será:

$$a = \sqrt[3]{\frac{E}{5.000 \text{ bars}}}$$

(*) El coeficiente de equivalencia 1 corresponde con un 10 por 100 de aproximación a las capas de módulo comprendido entre 3.500 y 7.000 bars de acuerdo con la fórmula.

NOTA: Una capa de base granular con un módulo en la placa de más de 3.500 bars debe tener una gran proporción de material machacado, duro e insensible a la helada, presentando un rozamiento interno y una cohesión por encaje elevado, una buena curva granulométrica y una fuerte compacidad.

24.8. Juicio sobre el valor del método C.B.R. — El método del C.B.R. ha sido criticado por diferentes motivos, entre los cuales podemos destacar:

1. La eliminación del material $>$ 20 mm. altera las propiedades del suelo. En el Laboratorio del Transporte solamente se emplea cuando el suelo tiene un contenido máximo de un 25 por 100 de material retenido en el tamiz de 3/4" (1.905 mm.). Con suelos en los cuales haya que eliminar mayor proporción de gruesos se emplean otros métodos.

2. La deformación a velocidad constante no corresponde a las condiciones de trabajo debajo del pavimento; la objeción es cierta, pero a pesar de ella, parece demostrado que la deformación a velocidad constante es una medida de la resistencia al esfuerzo cortante.

3. El ensayo tiene una gran dispersión; aunque el ensayo parece sencillo, lo que sucede es que hay que realizarlo con una técnica precisa y muy cuidada; si se hace así, la dispersión obtenida es aceptable.

4. Para las arenas es generalmente pesimista, ya que en estos tipos de suelos la resistencia depende del área cargada, creciendo con ésta considerablemente, y el área del pistón es sólo de 20 cm.^{2}.

5. El período de imbibición, según ya hemos dicho, ha sido muy discutido. Para terrenos de imbibición lenta, la duración de la inmersión tiene el peligro de ser insuficiente. En otros terrenos se llega a la saturación, que en la práctica no se produce; el ensayo en este caso puede conducir a espesores excesivos.

6. En suelos muy deformables no es recomendable permanecer en el C.B.R. correspondiente a 0,1 de pulgada. Es preferible adoptar el C.B.R. correspondiente a penetración más elevada.

7. Uno de los inconvenientes más importantes es el de no tener en cuenta la naturaleza de las distintas capas del revestimiento; pero el defecto es común a la mayoría de los métodos en uso.

8. Es poco representativo si es menor de 20; evidente, pero a este índice y para tráfico pesado y de gran volumen corresponde un espesor de 20 cm., mínimo exigible por razones constructivas.

9. En España, por su sequedad, los suelos están, a menudo, lejos de su estado de saturación. El Laboratorio del Transporte ha intentado encontrar una especificación que permitiera evitar la contradicción aparente de determinar el índice C.B.R. en condiciones de saturación; pero se ha llegado a la conclusión de que el índice C.B.R. sufre una caída brusca alrededor de un contenido de humedad alcanzado por nuestros suelos en épocas de lluvia; por esta razón, la adopción del C.B.R. de saturación parece justificada. En todo caso es recomendable tener en cuenta las condiciones pluviométricas locales; la técnica inglesa de la humedad de equilibrio parece razonable.

10. El C.B.R. *in situ* es más sencillo que el de laboratorio, pero no puede aplicarse más que en ciertos períodos del año, y en carreteras ya construidas.

A pesar de las críticas expuestas, el método del C.B.R. es hoy el más extensamente usado; el ensayo es sencillo y repite con la suficiente aproximación, siempre que se realice con el cuidado suficiente de acuerdo con la norma, pero esta condición es imprescindible siempre; representa unas condiciones reales, pues si las curvas empleadas se obtienen como hemos visto, separando las zonas de C.B.R. en las cuales los distintos espesores de pavimento han dado resultados buenos y malos, como método empírico experimental reúne las garantías suficientes.

24.9. Método de Hveem. — En el cálculo de las dimensiones de un firme hay que considerar no sólo el tráfico, sino, asimismo, las condiciones resistentes del pavimento y sus características reológicas. Para acercarse a la realidad teórica, aunque con una consideración empírica de ambos factores, los ingenieros de la División de Carreteras de California, F. N. HVEEM y R. M. CARMANY, han desarrollado un método que se ha extendido bastante en Estados Unidos y en otros países.

Mediante estudios teórico-experimentales llegan a la siguiente expresión para determinar el espesor del firme h:

$$h = \frac{(K P \sqrt{a} \log r) \left(\frac{P_h}{P_v} - 0{,}10 \right)}{\sqrt[5]{c}}$$

Siendo:

- h, el espesor del firme.
- K, una constante.
- P_h, presión horizontal transmitida en el ensayo del estabilómetro que más adelante se describe.
- P_v, presión vertical aplicada al estabilómetro (generalmente, 11,25 Kg./cm.^{2}).
- P, presión efectiva de los neumáticos (Kg./cm.^{2}).
- a, área de contacto efectiva del neumático.
- c, resistencia a tracción del material de que se compone el firme, según se determina por medio del cohesiómetro.
- r, número de repeticiones de la carga.

En la práctica, la resolución de esta expresión es muy sencilla mediante la utilización del ábaco de la figura 24-13, en el que todas las variables se han reducido a solamente tres:

Escala E): Representativa de la resistencia del terreno subyacente.

$$R = \left(\frac{P_h}{P_v} \right) - 0{,}10.$$

Escala H): Representativa de la resistencia a tracción del firme. Es el denominador $\sqrt[5]{c}$ de la fórmula.

Escala F): Representativa de la intensidad de tráfico. Engloba todas las variables que intervienen en el factor $(K P \sqrt{a} \log r)$ de la fórmula.

Los valores correspondientes a cada una de estas escalas se determinan de la manera siguiente:

Intensidad de tráfico. — La resistencia de un pavimento depende no solamente de la magnitud de las cargas que se le apliquen, sino también del número de veces que actúen.

Como el tráfico que circula por una carretera es muy diverso en magnitud y número, conviene reducirlo a una unidad común; HVEEM y CARMANY proponen reducirlo al número equivalente de pasadas de una rueda cargada con 5.000 libras (2.268 Kg.).

Para ello, las cifras de la estadística del tráfico medio diario en vehículos comerciales (turismos y análogos excluidos) en una dirección habrá que multiplicarlas por unas constantes que conviertan el tráfico medio diario en tráfico anual, y que son las siguientes, según el tipo del vehículo:

Número de ejes del vehículo	Constante
2	330
3	1070
4	2460
5	4620
6	3040

Una vez obtenido el número de repeticiones anuales de la carga equivalente se determina el correspondiente a un período de diez años, a partir de la construcción. Para ello, habrá que hacer una hipótesis de crecimiento del tráfico durante este período. La cifra obtenida HVEEM la denomina *E W L* (*equivalente wheel load*).

En el ábaco de la figura 24-13 se puede entrar en la escala F directamente con el valor del *E W L*. Es posible partir del índice de tráfico, cifra más manejable, cuya equivalencia con el *E W L* se establece en la misma escala.

Resistencia a tracción del firme.—La resistencia a tracción del firme *C* tiene influencia en la resistencia a la acción de las cargas. Efectivamente, al ac-

tuar la rueda sobre el pavimento, tanto el terreno situado debajo, como el mismo firme, tienden a desplazarse lateralmente y levantar el pavimento circundante. Cuanto mayor sea la resistencia a tracción de la parte superior del firme, que es la que tiende a dilatarse, mayor será la capacidad de carga.

Para determinar la influencia de este factor se puede utilizar el cohesiómetro de HVEEM (epígrafe 23.9). Como valores medios pueden tomarse:

Base tratada con cemento clase A	1.500
Base tratada con cemento clase B	750
Hormigón asfáltico (85 a 300 penetración)	400
Hormigón asfáltico abierto	160
Tratamientos superficiales y toda clase de bases y subbases sin tratar	100

Si el firme consta de dos capas, el valor del cohesiómetro a utilizar se determina por medio de la fórmula:

$$C_m = C_1 + \frac{h^2_2}{h_1 + h_2}(C_2 - C_1);$$

siendo:

h_1, espesor de la capa superior.
h_2, espesor de la capa inferior.
C_1, valor del cohesiómetro de la capa superior
C_2, valor del cohesiómetro de la capa inferior.
C_m, valor del cohesiómetro a utilizar para el conjunto de las dos capas.

Si el firme consta de tres capas se determina primero, aplicando la fórmula anterior, el valor de C_m para la dos capas superiores. Después se repite el cálculo considerando las dos primeras capas como si fueran una sola.

Resistencia del terreno subyacente. — La determinación de la resistencia del terreno subyacente se obtiene por medio de dos ensayos: el del estabilómetro y el de la presión de entumecimiento.

Dado un suelo en condiciones determinadas de humedad y densidad es posible, por medio del estabilómetro, determinar un coeficiente (el R del ábaco) representativo de su resistencia. Con este valor y los correspondientes del tráfico y cohesiómetro, se puede determinar el espesor del pavimento, h, por medio del ábaco (fig. 24-13).

No sería preciso ningún ensayo más si la muestra ensayada representara las condiciones de equilibrio más desfavorables del terreno, situado bajo el pavimento.

Pero según hemos visto en epígrafes anteriores, un terreno compactado de una manera determinada, ya en obra, ya en el laboratorio, al entrar en contacto con el agua puede tender a entumecerse aumentando de volumen. El aumento

de volumen a base de un incremento del contenido de agua produce una reducción de resistencia.

Si se ha determinado el valor de R antes de que el suelo se entumezca, al aumentar posteriormente su contenido de agua resultará el valor de R erróneo y el espesor de firme adoptado será menor del debido. La única fuerza que se opone a que el terreno se entumezca es el peso del firme que está situado sobre él.

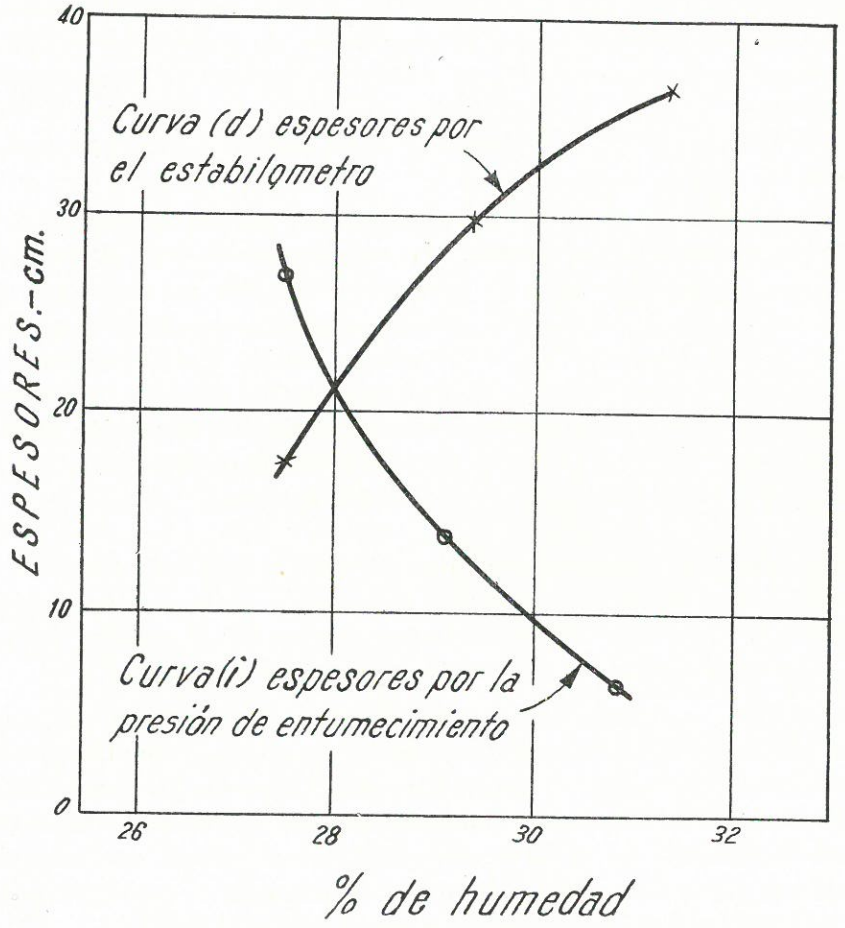


Figura 24-14.

Para tener en cuenta esta circunstancia, HVEEM prepara varias muestras de tierra (generalmente tres) con diferentes contenidos de agua y determina, por un lado, el espesor de pavimento preciso para que su peso resista la presión de entumecimiento, con lo cual obtendremos una curva análoga a la i de la figura 24-14. Por otro lado, se determina el valor R con el estabilómetro en cada una de dichas muestras, y entrando en el ábaco se obtienen los espesores de pavimentos necesarios correspondientes por este concepto; con ellos se dibuja una segunda curva (la d de la figura 24-14). El punto de intersección de am-

bas curvas nos dará el espesor de pavimento que se debe adoptar. Si la presión de entumecimiento fuera despreciable, el espesor del pavimento vendría determinado por el valor de *R* correspondiente al grado de compactación que se espere alcanzar en obra.

Las muestras se preparan en la forma siguiente:

Se empieza por separar el material grueso; se supone que la resistencia a la flexión plástica y la presión de entumecimiento dependerán solamente de las porciones utilizadas, por encontrarse las piedras mayores flotando separadamente en ellas. En caso de que la proporción de gruesos fuera elevada, el procedimiento no sería aceptable; se añade la cantidad de agua precisa y se mezcla bien con el suelo hasta que sea completamente uniforme la masa. Las muestras segunda y tercera se preparan en la misma forma, pero con tantos por ciento de agua mayores.

Para ver si las proporciones de agua son las adecuadas para que las dos curvas de la figura 24-14 se corten, HVEEM propone efectuar después del apisonado el ensayo que denomina de exudación. Consiste en someter la probeta dentro de su molde a compresión, por intermedio de un pistón que cubre toda su superficie. Se determina de este modo la presión que es necesario aplicar para que la muestra comience a exudar agua. Si las muestras fueron moldeadas con la cantidad de agua conveniente, la presión de exudación debe oscilar entre 7 y 56 Kg./cm.^{2}, salvo en el caso de suelos muy expansivos que pueden requerir presiones de exudación inferiores a 7 Kg./cm.^{2}.

Apisonado. — El apisonado del tipo Proctor y similares tienen el inconveniente de que la estructura del suelo conseguida en la muestra de laboratorio es diferente de la obtenida en el campo por medio de rodillos. La resistencia de la muestra podrá ser, por tanto, diferente a la realidad.

Los rodillos, al mismo tiempo que presionan las partículas del suelo, las permiten desplazarse lateralmente, es decir, producen simultáneamente un "efecto de amasado" sobre el suelo. Con ello, las partículas pueden más fácilmente encajarse unas en otras y, además, tienden a situarse con su máxima dimensión horizontal. La eficacia conseguida en el campo con un apisonado de energía determinada es por ello mayor que la que se consigue en el laboratorio aplicando la misma energía en un ensayo tipo Proctor.

Para reproducir más fácilmente en el laboratorio la compactación realizada en el campo, HVEEM propone utilizar con los mismos fines la máquina de la figura 24-15, en la cual se consigue este tipo de apisonado de una manera automática. El elemento compactador, que tiene una forma especial, aplica una presión de 25 Kg./cm.^{2}.

La muestra compactada en el aparato antes indicado se introduce en el estabilómetro de HVEEM, cuyo esquema se reproduce en la figura 23-8.

El ensayo, en esencia, consiste en aplicar a la muestra una presión vertical. Con ello, tiende a dilatarse lateralmente, con lo cual, a través del dia-

fragma que la rodea, transmite una presión al líquido contenido en la cámara adyacente; su valor se mide por medio de un manómetro.

El valor de R viene expresado por la fórmula:

$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v}\right) 100;$$

siendo:

P_v, presión vertical aplicada.
P_h, presión horizontal originada.

Teóricamente, este valor es proporcional a la tensión cortante máxima, dividida por la tensión principal mayor.

La rugosidad de textura de la superficie periférica de la muestra es causa de una reducción en los valores de las presiones horizontales registrados por el estabilómetro. Por esto es preciso aplicar un cierto coeficiente de corrección, D, en la fórmula que da R, que queda convertida en:

$$R = 100 - \frac{100}{\frac{2{,}5}{D}\left(\frac{P_v}{P_h} - 1\right) + 1}.$$

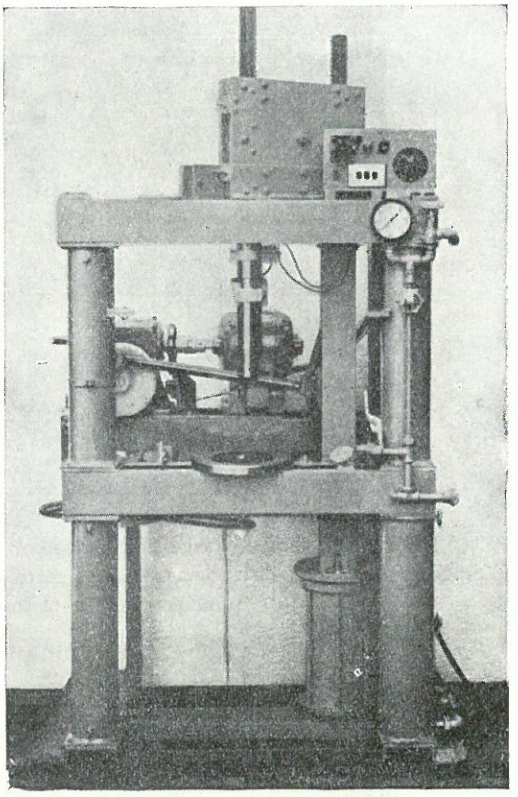


Figura 24-15.

24.10. Método de la placa de carga. — En gran número de los métodos anteriormente expuestos se utilizan, para medir la resistencia del terreno, el método de la placa de carga. Se utilizan placas de acero circulares, con espesor de 20 a 25 mm. La carga se realiza por medio de un gato hidráulico que se apoya sobre un pórtico metálico que a su vez se apoya sobre el suelo, lo más lejos posible de la placa. La carga se mide por manómetros de precisión o por anillos dinamométricos. Los asientos se determinan por medio de cuadrantes u otros sistemas de alta precisión.

La carga se aplica (figs. 24-16 y 24-17) por incrementos sucesivos, manteniendo cada uno de ellos el tiempo necesario para lograr un asiento elástico total, pero no el debido a la reducción del volumen de huecos del suelo. Por esta razón, el procedimiento no es utilizable a terrenos sueltos, donde este último efecto es muy importante. Los incrementos de carga corresponden al tipo del suelo y cada uno de ellos se debe mantener un cierto tiempo — es corriente quince minutos — antes de aplicar el siguiente.

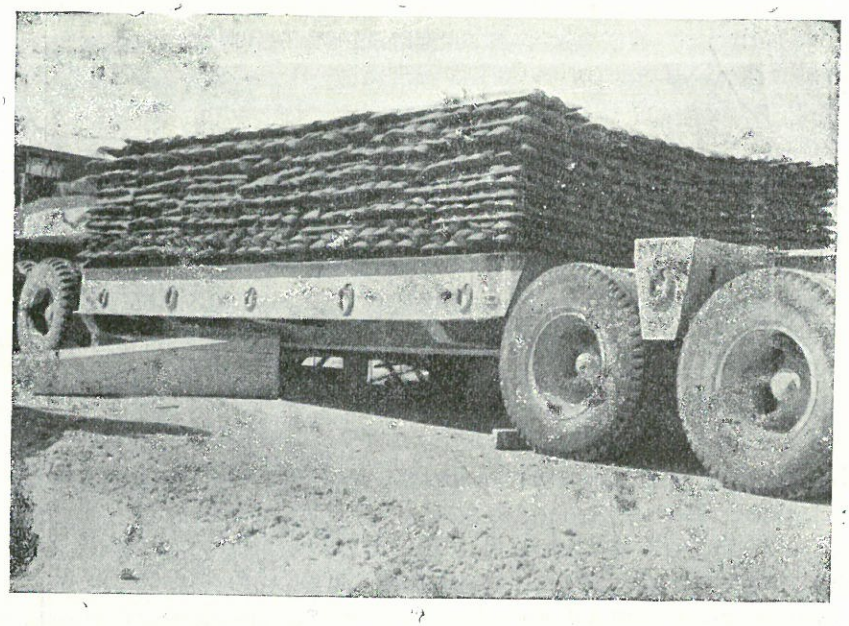


Fig. 24-16. — Ensayos de carga efectuados por el Laboratorio del Transporte en la base aérea de Zaragoza. Debajo de la cuñera se ve la placa de carga y el puente de sujeción de los cuadrantes protegido contra el sol con una caja de madera.

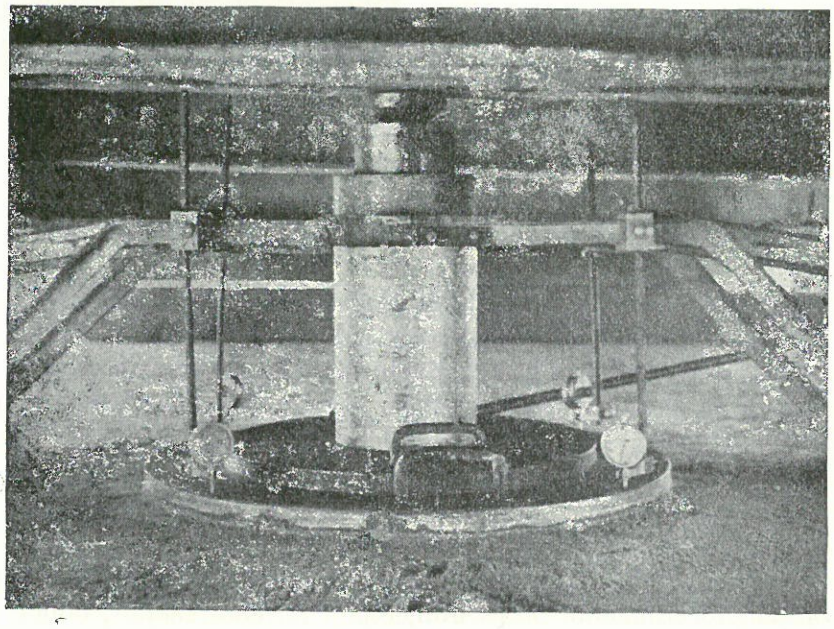


Fig. 24-17. — Ensayos de carga efectuados por el Laboratorio del Transporte. En la figura se ve el gato accionado desde el exterior por una bomba, la rótula para centrar esfuerzos y los cuadrantes sujetos al puente.

24.11. Highway Research Board o Método del índice de grupo. — Este método se debe a D. J. STEELE, que lo propuso al Comité de Clasificación de suelos para Carreteras del Highway Research Board (*) de los Estados Unidos.

Consiste simplemente en determinar mediante el gráfico de la figura 24-18 el espesor del pavimento a través del denominado índice de grupo.

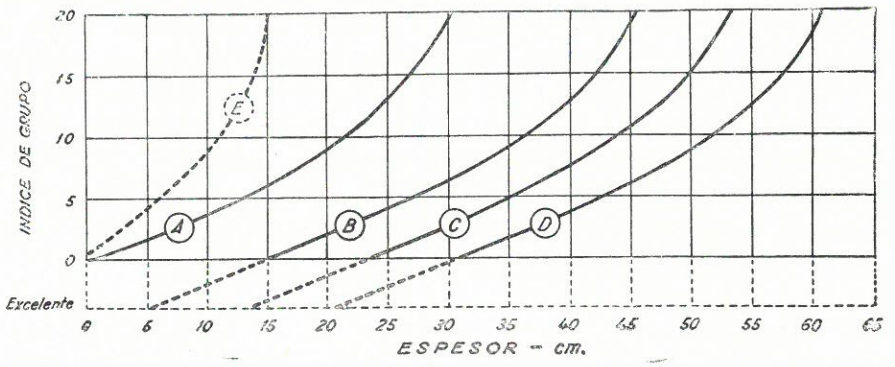


Figura 24-18.

El índice de grupo (**) de un suelo se obtiene conociendo su límite líquido, índice de plasticidad y cantidad de material que pasa por el tamiz número 200.

Se determina por medio de la fórmula:

$$\text{Indice de grupo} = 0{,}2\,a + 0{,}005\,a\,c + 0{,}01\,b\,d;$$

siendo:

a = exceso sobre 35 de la cantidad que pasa por el tamiz número 200, sin pasar de 75, expresada como número entero y positivo (de 0 a 40);

b = exceso sobre 15 de la cantidad que pasa por el tamiz número 200, sin pasar de 55, expresada como número entero y positivo (de 0 a 40);

c = exceso del límite líquido sobre 40, sin pasar de 60, expresado como número entero y positivo (de 0 a 20);

d = exceso del índice de plasticidad sobre 10, no pasando de 30, expresado como número entero y positivo (de 0 a 20).

Por ejemplo: suelo A-6, en el que el 65 por 100 pasa por el tamiz número 200; límite líquido, 32; índice de plasticidad, 13. El índice del grupo se calcula como sigue:

$a = 65 - 35 = 30$;
$b = 65 - 15 = 50$; debe tomarse 40;
$c = 0$, puesto que el límite líquido es menor que 40;
$d = 13 - 10 = 3$;
Indice de grupo $= 0{,}2 \times 30 + 0{,}01 \times 40 \times 3 = 7{,}2$; debe tomarse 7.

(*) *Proceedings of the Highway Research Board*, vol. 25, 1945.
(**) *Caminos*, tomo I (5.ª edición), epígrafe 10.33.

Las curvas *B*, *C* y *D* dan los espesores precisos para el firme, incluyendo el pavimento, base y subbase.

La curva *A* da solamente el espesor de la subbase, compuesta por material seleccionado. Si en lugar de utilizar para subbase un material seleccionado se utilizase un firme granular de alta calidad en todo el espesor (por ejemplo, macadam), la curva *E* dará el espesor de dicho firme equivalente a la subbase de material seleccionado; es decir, que los valores de espesores totales dados por las curvas *B*, *C* y *D* se pueden reducir en una cantidad igual a la diferencia existente entre las curvas *A* y *E*. De esta manera se tiene en cuenta, aunque sólo sea de una manera empírica, el mayor poder de repartición de las cargas que tienen los materiales granulares de buena calidad.

La curva *B* es para tráfico ligero; la *C*, para tráfico medio, y la *D*, para tráfico pesado, definidos en función del volumen diario de tráfico comercial (camiones y autobuses, con exclusión de vehículos de turismo):

Tráfico ligero	Menos de 50
Tráfico medio	50 a 300
Tráfico pesado	Más de 300

Las cifras anteriores suponen una distribución relativamente uniforme de los pesos de los vehículos comerciales; cuando la proporción de los que se aproximan a las 4 Tm. por rueda exceda de un 10 a un 15 por 100 habrá que hacer una estimación arbitraria de su equivalencia a buen juicio del proyectista.

Las curvas de la figura 24-18 están establecidas sobre la base de que el espesor de la subbase varía solamente con el tipo de suelo y es independiente del tráfico.

Denomina M. STEEL "excelentes" a los suelos de grava, equivalentes a una base de alta calidad. Como se ve en la figura, estos suelos necesitan espesores aún menores que el tipo normal de suelo con índice de grupo 0.

Se califican como "buenos" a las arenas finas, arenas limosas y gravas limosas o arcillosas, que suelen tener índices de grupo entre 0 y 1. Estos materiales suelen entrar generalmente en los grupos A-1-*b*, A-3 y A-2 de la clasificación del Highway Research Board (epígrafe 10-34), aunque la tolerancia de 1 en el índice de grupo permite la inclusión de materiales granulares pertenecientes a la zona límite con los otros grupos.

Se denominan "aceptables" las gravas y arenas limosas y arcillas situadas en los límites entre los grupos A-2 y A-4, A-5, A-6 y A-7, que suelen tener índices del grupo entre 2 y 4. Estos terrenos se deben cubrir con unos 10 cm. de subbase, compuesta por materiales de los denominados "buenos".

Se denominan "muy malos" a los limos elásticos, arcillas limosas y arcillas de los grupos A-5, A-6 y A-7, que suelen tener índices de grupo que oscilan entre 10 y 20. Estos terrenos necesitan unos 30 cm. de subbase, de los cuales los 20 inferiores habrán de estar compuestos por materiales "aceptables"; el resto deberá estar constituido por los denominados "buenos". La capa inferior

de la subbase para estos terrenos deberá contener suficiente cantidad de arena, para evitar que se infiltre el suelo en ella.

Este método supone se cumplen las siguientes circunstancias:

a) Que el terreno se ha compactado convenientemente antes de colocar la subbase hasta obtener un 95 por 100 de la máxima densidad Proctor y un 100 por 100 para los materiales que forman el cimiento base y subbase.

b) Que las condiciones de drenaje son adecuadas para que la capa freática esté, por lo menos, a una distancia de 1 a 1,20 m. de la superficie.

El método del índice de grupo es un método solamente aproximado, útil para una determinación rápida y sencilla, del orden de magnitud del espesor preciso; aunque se cumplan las condiciones antes citadas *a*) y *b*), tiene dos graves fuentes de error; no considera los cambios de humedad en el suelo y, por tanto, las "peores condiciones", como se hace en otros métodos, y especialmente hace una clasificación muy elemental del tráfico que ha de soportar el firme; esta última es probablemente la causa más fuerte de error. Se ha intentado, sin éxito, hallar una correlación entre los espesores por él obtenidos y los que da el método del C.B.R.; las diferencias que se obtienen no guardan relación alguna. No obstante, es un método útil como primera aproximación para un anteproyecto.

24.12. Métodos teóricos. — Los métodos anteriormente citados son empíricos, fundados en la experiencia. Era lógico que los ingenieros trataran de resolver el problema de manera matemática, fundándose en las teorías de la Mecánica del Suelo; en este sentido los intentos han sido muchos y meritorios. Se intentó primeramente acometer el problema fundándose para obtener las tensiones en las fórmulas de BOUSSINESQ para un macizo homogéneo elástico semiinfinito e isótropo sometido a una carga vertical uniformemente repartida en su criterio según un área circular.

ONDEMAG, en Suecia, realizó experiencias midiendo directamente las tensiones y deformaciones en firmes constituidos por capas de poca o ninguna cohesión y capa de rodadura de muy poco espesor, han dado en la realidad un reparto de tensiones muy parecido al que se obtiene aplicando las fórmulas de BOUSSINESQ.

Pero en los últimos años el aumento constante de las cargas ha obligado a introducir mejoras constantes en la calidad de los firmes, desde el punto de vista mecánico; aparecen las bases de macadam continuo perfectamente compactadas, las estabilizadas y los aglomerados densos de gran espesor. Con este tipo de firmes el error de la aplicación de las fórmulas de BOUSSINESQ se acentúa; las tensiones obtenidas se alejan de las reales. Pero existen otros métodos, fundados también en la teoría de la elasticidad, que nos permiten, dentro de las restricciones que imponen sus hipótesis de partida, si no un cálculo exacto de tensiones y deformaciones, al menos un conocimiento cualitativo de las mismas.

Antes de la última guerra mundial BURMISTER estudió las tensiones y deformaciones del sistema bi-capa, constituido por una losa elástica de espesor h y módulo de elasticidad E, sobre un macizo semiinfinito con módulo de elasticidad E_2; este esquema elástico es más aproximado a la realidad que la fórmula de BOUSSINESQ, pudiéndose asimilar el firme a la primera capa y el suelo

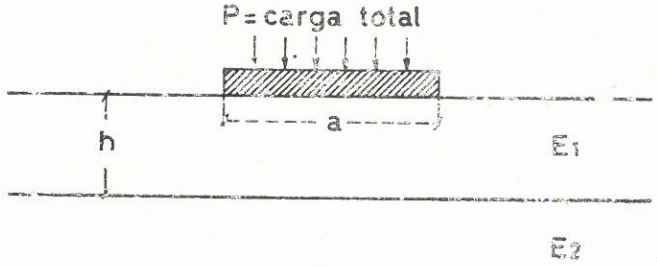


Figura 24-19.

al macizo. El esquema supuesto es el representado en la figura 24-19. BURMISTER ha calculado las flechas bajo la carga P que, distribuida en un círculo de radio a, da una presión unitaria p para diferentes valores de los parámetros h_1 y $\frac{E_1}{E_2}$.

Las flechas obtenidas por BURMISTER, son:

$$\left.\begin{array}{l} \text{A través de capa flexible } S = 1{,}5\,\dfrac{p\,.\,a}{E_2}\,F \\ \text{A través de capa rígida } \quad S = 1{,}18\,\dfrac{p\,.\,a}{E_2}\,F \end{array}\right\} \text{Módulo de Poisson en ambas} = \tfrac{1}{2}.$$

F es un factor sin dimensiones que depende de las relaciones de módulos de elasticidad de ambas capas y del espesor h_1 al radio de la carga. Los valores de F se obtienen de la figura 24-20. Para determinar los parámetros de las fórmulas de BURMISTER puede procederse como se indica a continuación:

Se empieza por determinar E_2 haciendo un ensayo sobre el suelo con la placa de carga de 30 pulgadas y para un asiento de 5 mm. Según la teoría de la elasticidad, el asiento en un semiespacio uniforme viene dado por la fórmula:

$$S = \frac{p\,\pi\,a}{2}\left(\frac{1-m^2}{E_2}\right)$$

Si se supone que el suelo se deforma sin compactarse o variar de volumen de una manera apreciable, se puede tomar $m = 1/2$, y con ello, de la [1], se deduce:

$$E_2 = \frac{1{,}18\,p\,.\,a}{S}.$$

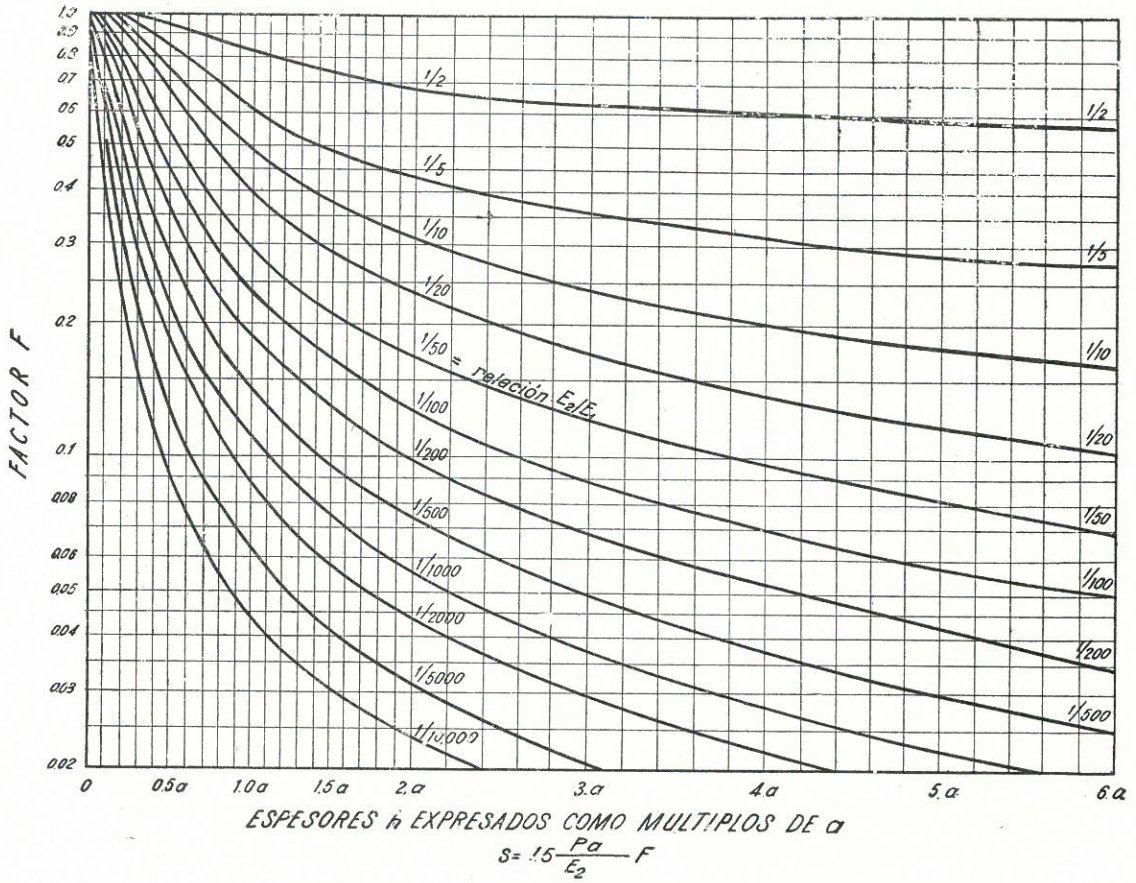


Figura 24-20.

Se construye, con el material de que se trate, un tramo del firme con un espesor cualquiera, y sobre una placa de 30 pulgadas se aplica la carga precisa para producir un asiento de 5 mm. (0,2″), tendremos:

$$S = \frac{1{,}18\, p \,.\, a}{E_2} F;$$

fórmula aplicable al semiespacio de dos capas en el caso de cargas rígidas en lugar de flexibles, que nos permite determinar F; entrando con el valor obtenido y con el espesor, con el que el ensayo se realizó en el gráfico de la figura 24-20, podemos obtener $\frac{E_2}{E_1}$ y E_1 por tanto.

Aunque el factor F fue determinado, por BUSMISTER, para cargas flexibles, no se introduce error sensible al emplear la placa rígida. BURMISTER preparó unos ábacos para el empleo de su método. HOGG estudia el caso de una placa cargada sobre un sólido elástico semiinfinito. Puede parecer el mismo esquema de BURMISTER, pero no es así; en el esquema de BURMISTER la capa su-

perior es un sólido elástico, las tensiones en la cara superior son diferentes de las de la inferior, su curvatura distinta. En la placa de HOGG se presentan tensiones de flexión, las tracciones de la cara inferior son iguales a las compresiones de la superior.

24.13. Sistema tricapa. — La aplicación del método de BURMISTER, tal como hemos indicado, supone que el firme, base y subbase forman una capa única de coeficiente conjunto de elasticidad E_1, ello lleva a un error que se ha pretendido evitar extendiendo el estudio al sistema de tres capas. El problema teórico, en este caso, se complica. BURMISTER estudió la flecha en el centro de la placa, pero no publicó tablas para la aplicación de sus fórmulas, que son muy complicadas. Sus estudios han sido completados por el Road Research Laboratory, que ha determinado las tensiones horizontal y vertical en la superficie de separación de ambas capas para textura de separación lisa y rugosa, tabulando los resultados para $\frac{E_1}{E_2}$ variando de 1 a 1.000 y $\frac{h_1}{a}$ de 0,5 a 2. Para superficie de separación rugosa se ha estudiado la distribución de tensiones en toda la vertical del centro de carga por el método de relajación, cuando $\frac{h}{a} = 1$ y $\frac{E_1}{E_2}$ varía de 1 a 100. Los franceses JEUFFROY y BACHELEZ han combinado el esquema de HOGG y el de BURMISTER, y asimilan:

El pavimento a una placa.
Base y subbase a un sólido elástico de espesor finito.
El suelo a un sólido elástico indefinido.
El esquema es el de la figura 24-21.

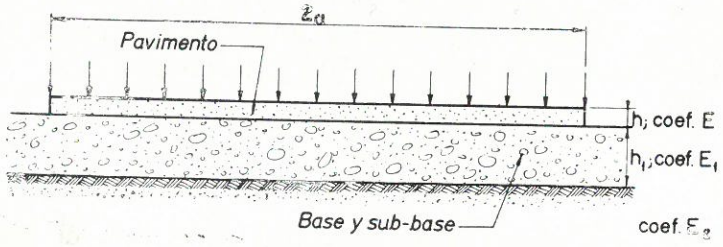


Figura 24-21.

Con este esquema se calculan:

— Tensiones de tracción por flexión en el pavimento.
— Presión sobre el suelo en la vertical de la carga.
— Flecha elástica del revestimiento bajo carga.

Todas ellas bajo carga circular.

— Flecha en el centro de un par de ruedas gemelas.

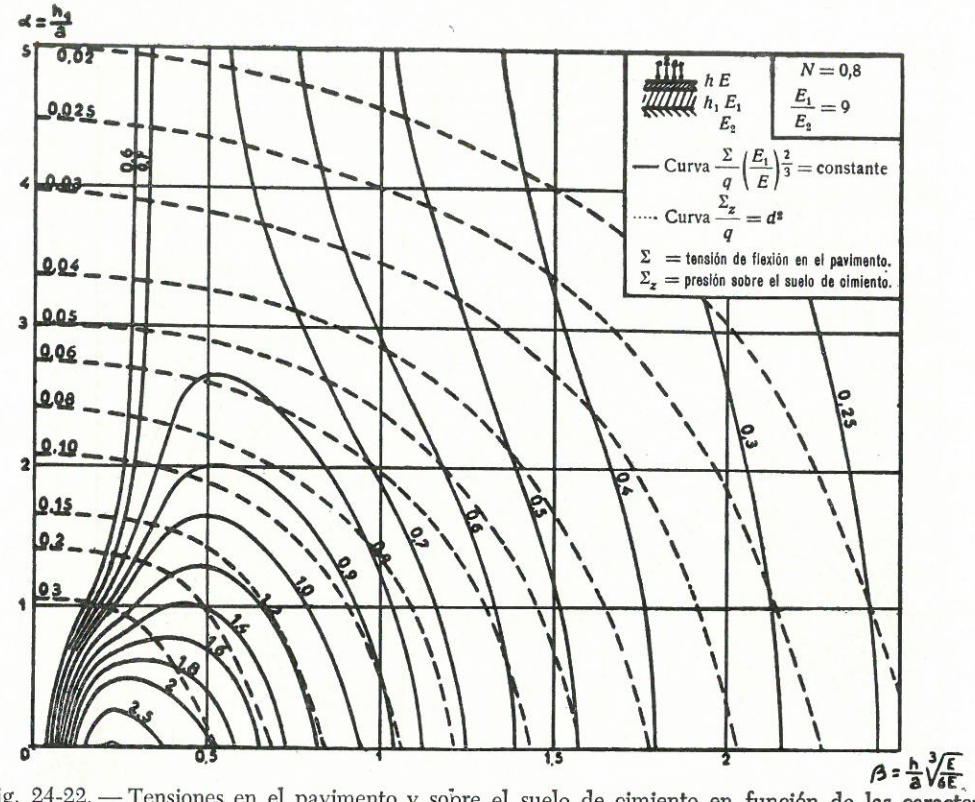


Fig. 24-22. — Tensiones en el pavimento y sobre el suelo de cimiento en función de las características del firme y de la carga.

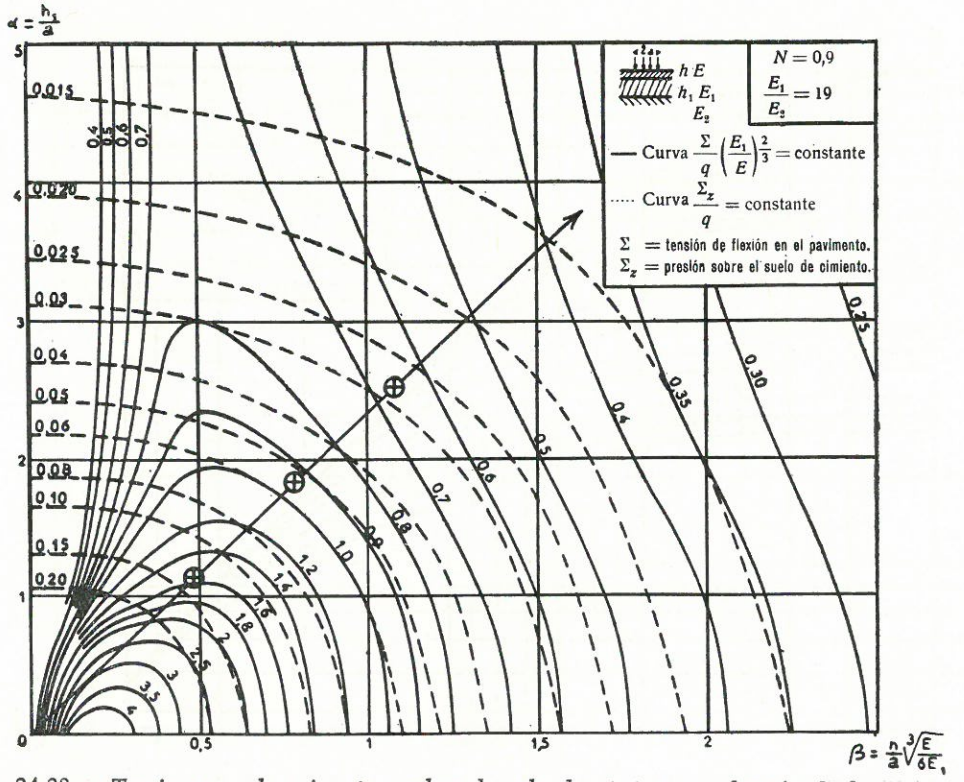


Fig. 24-23. — Tensiones en el pavimento y sobre el suelo de cimiento en función de las características del firme y de la carga.

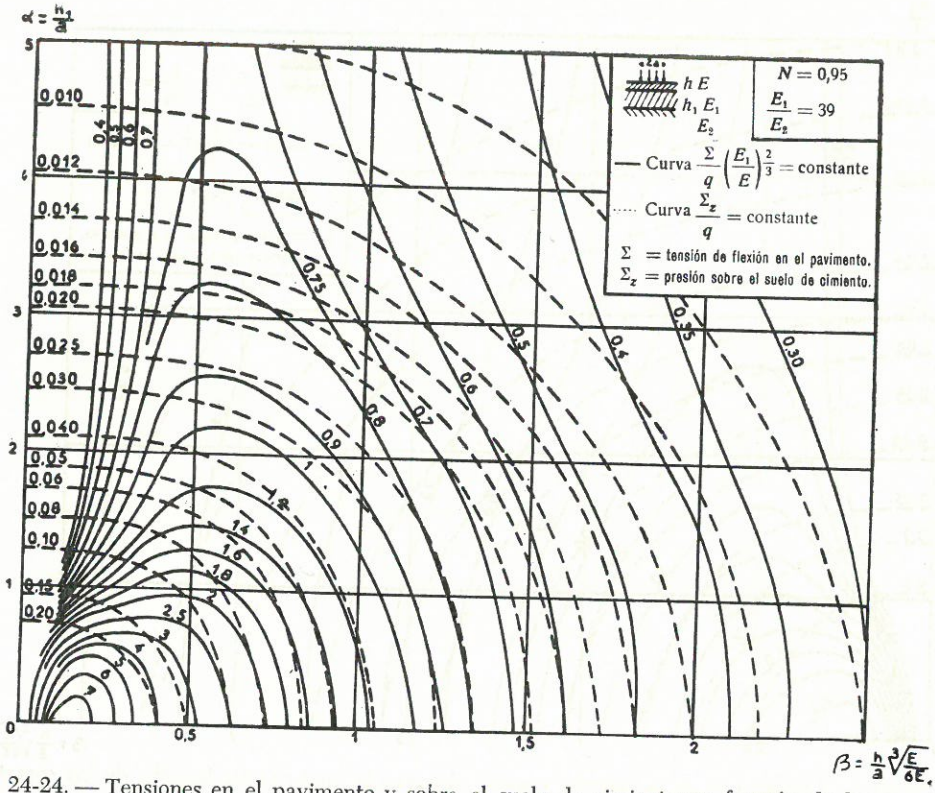


Fig. 24-24. — Tensiones en el pavimento y sobre el suelo de cimiento en función de las características del firme y de la carga.

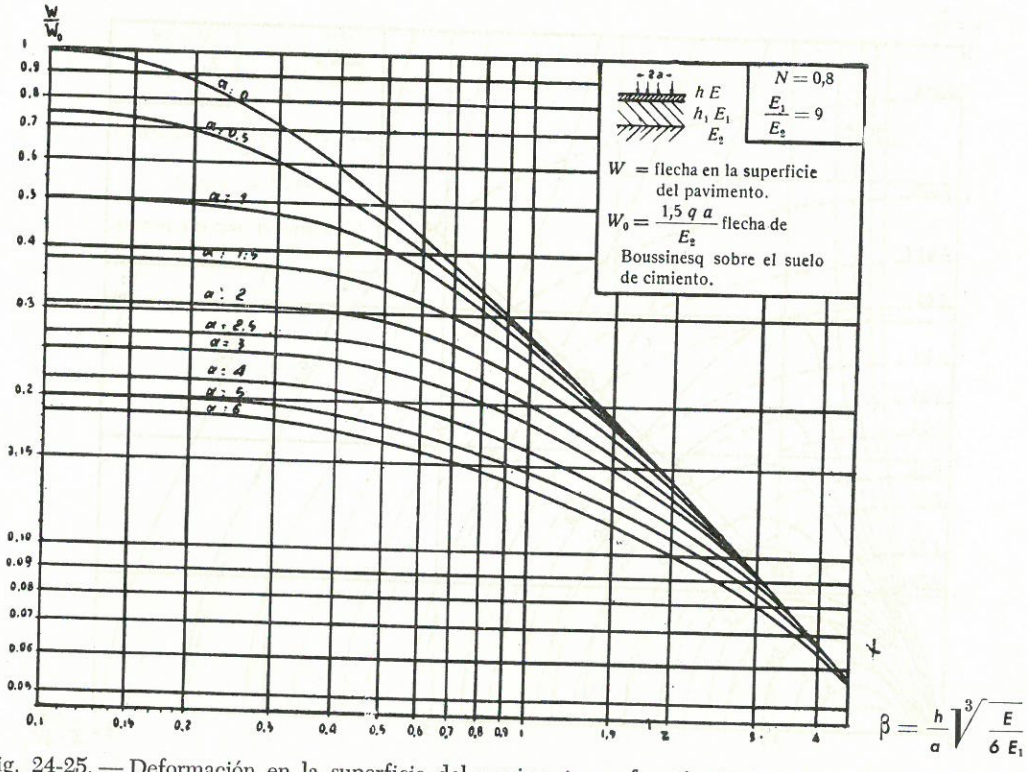


Fig. 24-25. — Deformación en la superficie del pavimento en función de las características del firme y de la carga.

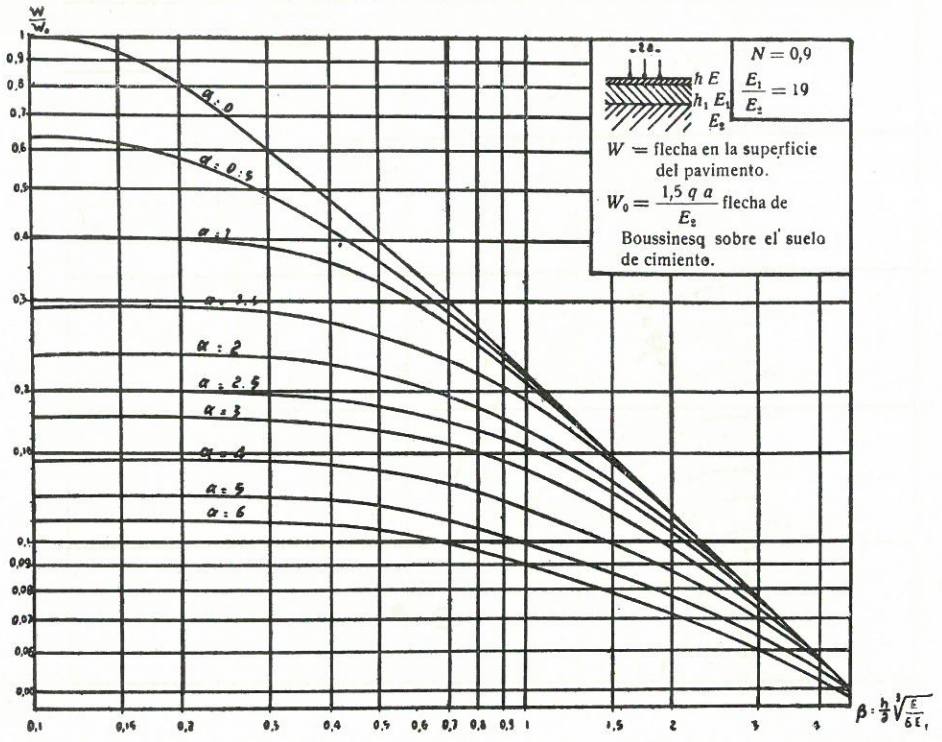


Fig. 24-26. — Deformación en la superficie del pavimento en función de las características del firme y de la carga.

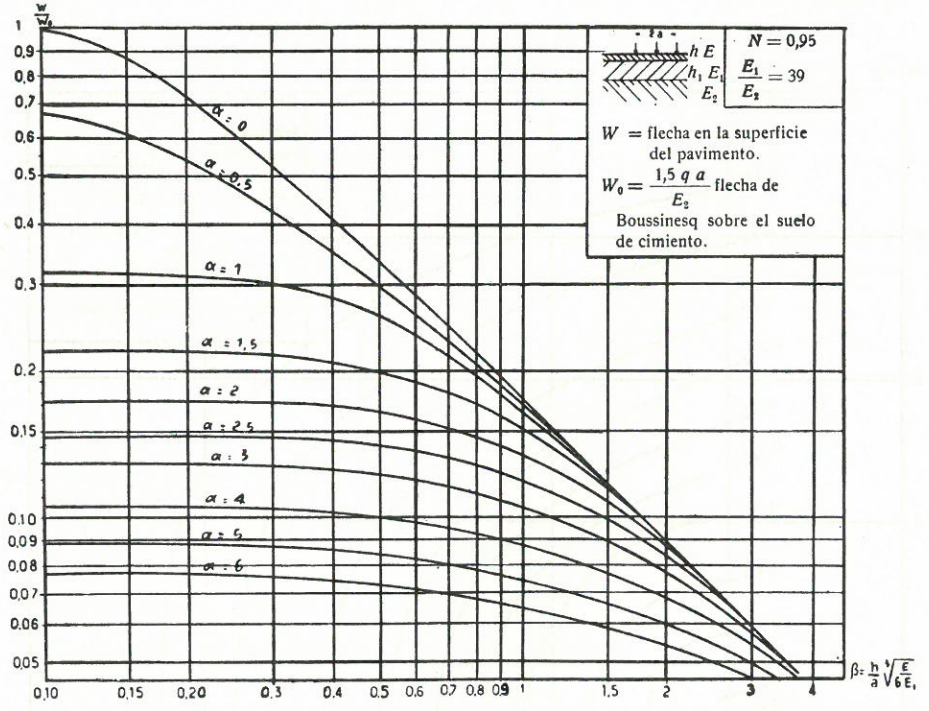


Fig. 24-27. — Deformación en la superficie del pavimento en función de las características del firme y de la carga.

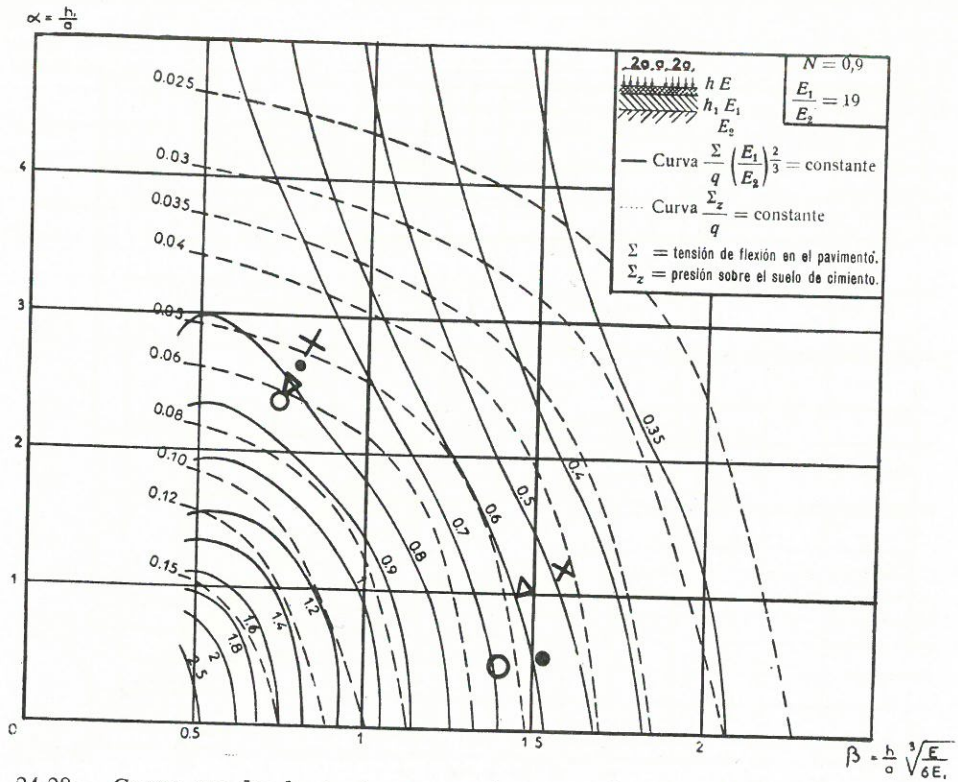


Fig. 24-28. — Curvas que dan las tensiones en pavimento y sobre el suelo de cimiento en función de las características del firme y de la carga en el caso de ruedas gemelas (D = 30). Comprobación con el ensayo WASHO: Puntos representativos de los ejes:

● 8,15T ○ 10,15T } eje simple (ruedas gemelas). × 14,15T Δ 18,15T } eje doble (ruedas gemelas).

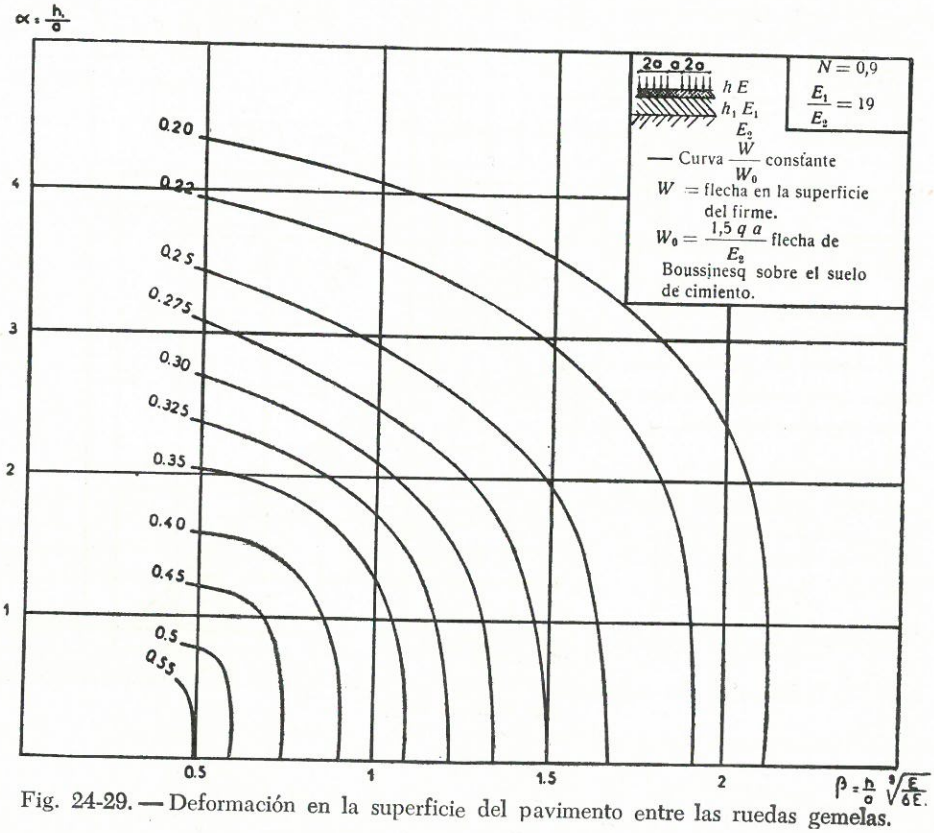


Fig. 24-29. — Deformación en la superficie del pavimento entre las ruedas gemelas.

Estas variables se obtienen en función de los parámetros:

$$\alpha = \frac{h_1}{a}; \qquad \beta = \frac{h}{a}\sqrt[3]{\frac{E}{E_1}}; \qquad N = \frac{E_1 - E_2}{E_1 + E_2}:$$

Las distintas variables pueden determinarse por los ábacos de las figuras 24-22, 23, 24, 25, 26, 27, 28 y 29.

Como dato de interés indicaremos que con el uso de estas fórmulas, admitiendo para la capa de aglomerado un módulo de elasticidad de 150.000 kilogramos/m.^{2} y capa de base de 2.000, se obtienen por el cálculo deformaciones análogas a las obtenidas en el ensayo de la W.A.S.H.O. A. JONES, de la Shell Research Ltd., y K. R. PEATTIE, de la Thomton Research Center, han publicado también tabulaciones y gráficos para el cálculo de revestimiento tricapa.

En la U.R.S.S., el profesor IVANOF ha puesto a punto un método en el Instituto de Investigación de Carreteras, de Moscú; en él se fija una deformación crítica máxima para cada tipo de firme. El cálculo de deformaciones se hace admitiendo leyes de repartición de tensiones análogas a las que dan las fórmulas de BOUSSINESQ.

24.14. Pistas de aeropuertos. — Para el cálculo de los espesores de las pistas de aeropuertos se emplea hoy el método del C.B.R., con curvas especialmente obtenidas para los diferentes tipos de aviones. El problema de las cargas y su forma de actuación es diferente que en carretera; el tráfico es menos intenso, pero la importancia de las cargas es mayor. La repetición de las cargas no se define por su número, sino por el de "coberturas", que es la repetición de pasadas contiguas para cubrir una vez la totalidad de la zona. Pero el tráfico real no actúa de esta forma; tiene una cierta distribución estadística normal alrededor del eje de la pista. El conocimiento del ancho de esta curva, unido a las características de los grupos de ruedas, permite determinar el número de aviones que constituye una cobertura.

Las cargas de los aviones normales y los que se prevén se resumen en la tabla 24-VI. Los gráficos 1 a 11 dan los espesores de firmes precisos para los diferentes tipos de aviones, de acuerdo con el Army Corps of Engineers.

En la tabla 24-VII se dan los espesores necesarios de la explanada consolidada según su grado de compactación. El cálculo está basado en un tráfico que produzca 5.000 coberturas de la pista; si su número fuera mayor, habrá que aumentar los espesores en la proporción siguiente:

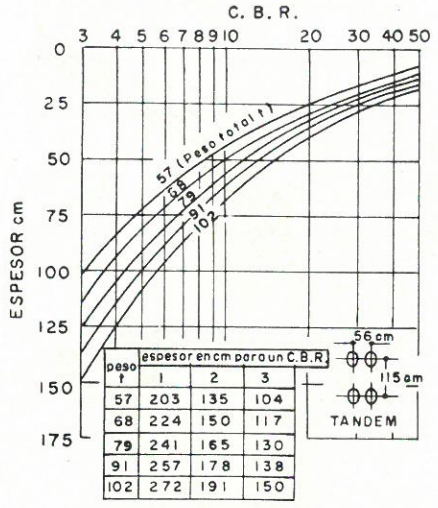
Coberturas	% necesario de aumento de espesor
10.000	7
15.000	11
20.000	14
30.000	18
50.000	23

TABLA 24-VI. — *Resumen de características de carga de aviones*

Avión (1)	Peso total *t* (2)	TREN PRINCIPAL		Separación entre ruedas cm. (5)	Superficie de contacto cm.² (6)
		Núm. de ruedas (3)	Tipo de ruedas (4)		
Convair 880	85	4	Tándem	56-115	1.000
Boeing 707	135	4	Tándem	86-142	1.510
Douglas DC-8	140	4	Tándem	76-138	1.460
A	159	4	Tándem	76-138	1.340
B	165	4	Tándem	67-166	1.460
C	183	4	Tándem	132-178	1.690
D	186	4	Tándem	137-162	1.680
E	310	8	Ver gráfico 8	117-162	1.290
F	340	8	Ver gráfico 9	89-132	1.250
G	370	8	Ver gráfico 10	125-167	1.690

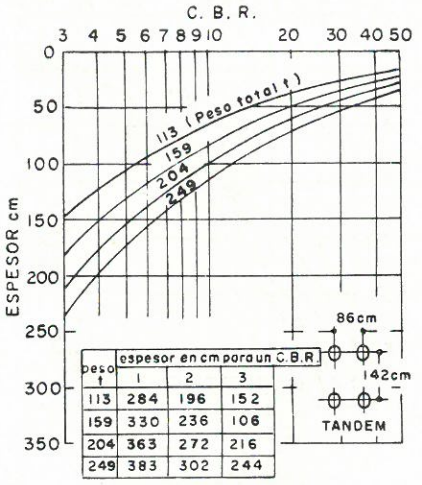
El tráfico se concentra, generalmente, en las pistas de estacionamiento, rodaje y extremos de las pistas de vuelo y produce menores efectos en las zonas centrales de estas pistas, debido a menor permanencia de la carga, lo cual disminuye la importancia de las deformaciones debidas a las características reológicas del betún. Se consideran partes extremas de la pista, los trescientos primeros y últimos metros y parte central, el resto. En la parte central de las mismas se puede disminuir el espesor en un 25 por 100.

Existen varios factores que pueden aumentar las cargas en las zonas centrales, como, por ejemplo, sustentación negativa, fuertes frenados, aumento de carga por una mayor canalización del tráfico, etc.; cuando sean de prever estos casos no se efectuará reducción alguna.



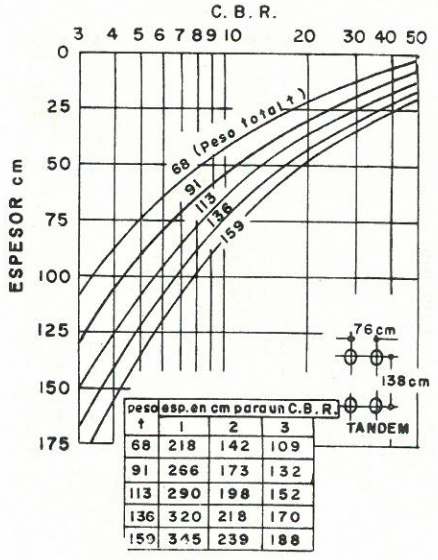
peso t	espesor en cm para un C.B.R. 1	2	3
57	203	135	104
68	224	150	117
79	241	165	130
91	257	178	138
102	272	191	150

Gráfico 1. — Curvas de dimensionamiento. Convair 880.



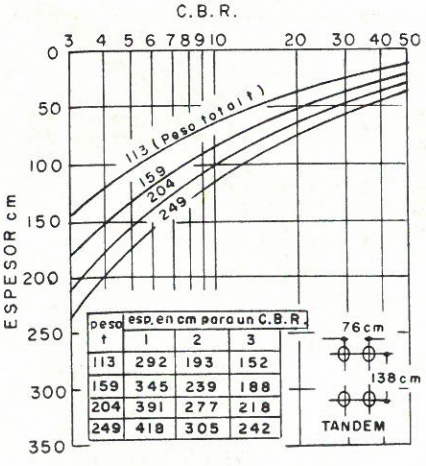
peso t	espesor en cm para un C.B.R 1	2	3
113	284	196	152
159	330	236	106
204	363	272	216
249	383	302	244

Gráfico 2. — Curvas de dimensionamiento. Boeing 707.



peso t	esp. en cm para un C.B.R. 1	2	3
68	218	142	109
91	266	173	132
113	290	198	152
136	320	218	170
159	345	239	188

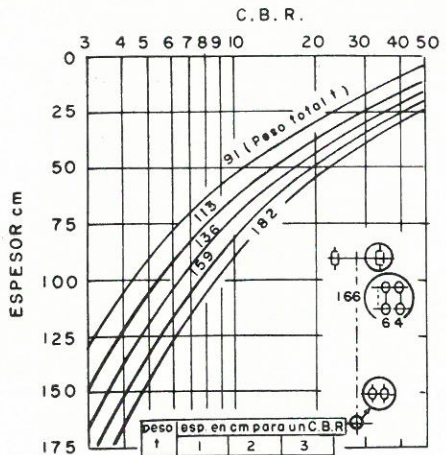
Gráfico 3. — Curvas de dimensionamiento. DC-8.



peso t	esp. en cm para un C.B.R. 1	2	3
113	292	193	152
159	345	239	188
204	391	277	218
249	418	305	242

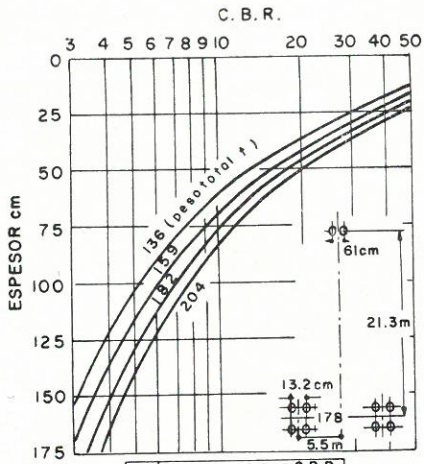
Gráfico 4. — Curvas de dimensionamiento. Avión A.

Figura 24-30.



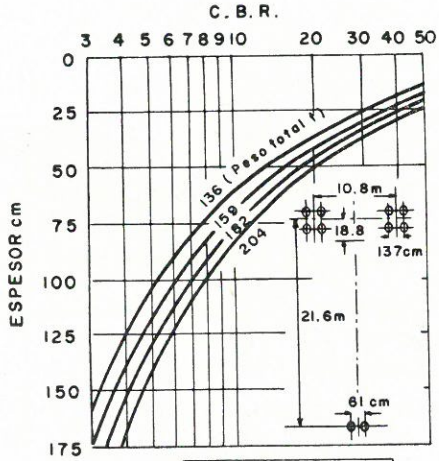
peso t	esp. en cm para un C.B.R. 1	2	3
91	239	173	135
113	262	196	155
136	284	213	173
159	299	228	188
182	320	247	203

Gráfico 5. — Curvas de dimensionamiento. Avión B.



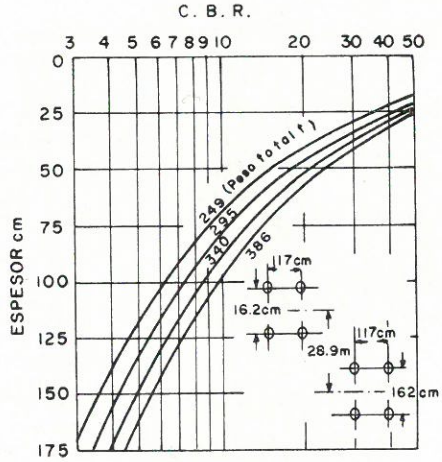
peso t	esp. en cm para un C.B.R. 1	2	3
136	279	201	155
159	296	218	173
182	314	236	191
204	327	249	203

Gráfico 6. — Curvas de dimensionamiento. Avión C.



peso t	esp. en cm para un C.B.R. 1	2	3
136	286	206	157
159	302	244	175
182	314	236	191
204	329	252	206

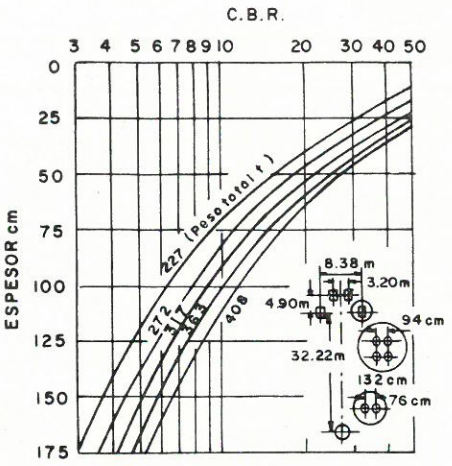
Gráfico 7. — Curvas de dimensionamiento. Avión D.



peso t	esp. en cm para un C.B.R. 1	2	3
249	327	227	173
295	352	249	193
340	372	269	214
386	391	287	229

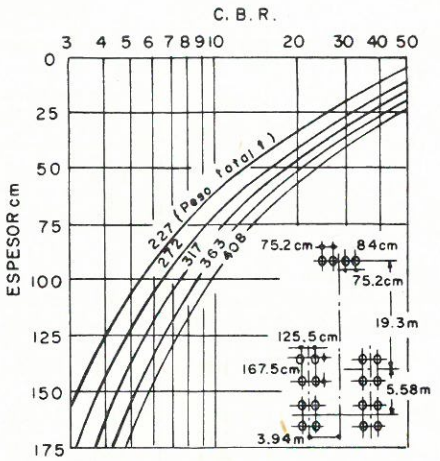
Gráfico 8. — Curvas de dimensionamiento. Avión E.

Figura 24-30.



peso t	esp. en cm. para C.B.R. 1	2	3
227	294	221	178
272	314	242	196
317	333	256	213
363	352	277	231
408	365	289	243

Gráfico 9. — Curvas de dimensionamiento. Avión F.



peso t	esp. en cm. para C.B.R. 1	2	3
227	289	208	160
272	315	231	183
317	337	252	203
363	345	264	218
408	357	277	231

Gráfico 10. — Curvas de dimensionamiento. Avión G.

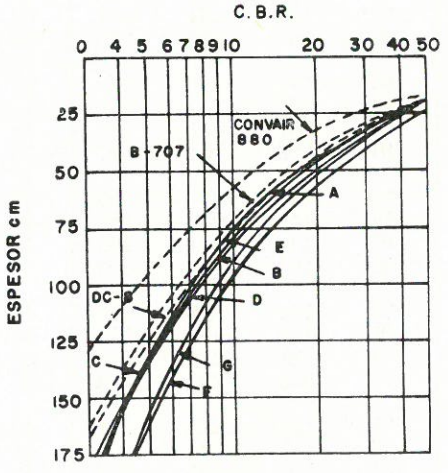


Gráfico 11. — Espesores de firmes flexibles necesarios para el peso total de algunos aviones.

Figura 24-30.

TABLA 24-VII. — *Espesor necesario de explanada compactada bajo un firme flexible de aeropuerto*

Avión	Peso total (*t*)	% de la densidad Proctor modificado							
		Suelos granulares				Suelos cohesivos			
		100	95	90	85	100	95	90	85
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Convair 880.	57	46	91	137	183	25	46	71	96
	68	53	104	152	200	30	53	81	109
	79	61	114	168	218	33	61	89	119
	91	66	124	183	234	38	66	99	132
	102	74	134	193	250	41	74	106	142
Boeing 707.	113	69	132	200	267	38	69	104	142
	159	91	165	241	322	51	91	119	178
	204	109	193	279	345	64	109	155	205
	249	127	218	305	362	76	127	178	228
Douglas DC-8.	68	48	96	149	198	25	48	74	102
	91	61	119	178	233	33	61	91	124
	113	71	137	203	267	41	71	106	144
	136	81	155	226	292	46	81	119	162
	159	91	170	246	315	53	91	134	175
A	113	71	137	198	254	41	71	106	144
	159	94	168	246	315	56	94	132	178
	204	112	195	281	355	69	112	157	207
	249	127	218	312	392	81	127	178	228
B	91	61	117	176	221	33	61	89	124
	113	71	134	198	244	41	71	106	144
	136	81	152	218	267	46	81	119	160
	159	89	168	234	281	53	89	132	175
	182	99	183	250	300	58	99	144	191
C	136	66	134	206	259	38	66	102	144
	159	76	152	223	279	43	76	114	160
	182	81	168	241	297	48	81	127	178
	204	91	180	254	307	53	91	140	191
D	136	66	137	208	265	38	66	102	146
	159	76	152	226	281	43	76	117	162
	182	83	170	241	295	48	84	130	178
	204	91	183	256	309	53	91	142	193
E	249	79	152	228	300	43	76	119	162
	295	86	172	252	325	48	89	132	180
	340	99	188	272	345	58	99	147	198
	386	106	203	290	364	61	106	160	216
F	227	79	154	225	274	43	79	119	164
	272	91	175	244	295	51	91	137	185
	317	102	193	261	312	56	102	152	203
	363	114	208	279	332	63	114	168	218
	408	124	220	292	345	69	124	180	230
G	227	69	140	213	270	38	69	104	150
	272	79	160	234	292	43	79	121	170
	317	89	178	254	307	51	89	137	188
	363	99	195	270	325	56	99	152	203
	408	109	208	281	335	61	109	164	218

Bibliografía

"Flexible Pavements Design". Cinco trabajos de AHLBERG, SUBBARAJU, NICHOLDS, MC LEOD, HVEEM. *Highway Research Record*, núm. 13, año 1963.

"Fatigue characteristics of flexible pavements by Hyoungkey Hong". *Journal of the Highway Division of ASCE*. Vol, 93, núm. HW1, abril 1967.

BROWN, F., and PELL, S.: "Subgrade stress and deformation under dynamic load". *Journal of the Soil Mechanics and Fondations Division of the ASCE*. Enero 1967.

"Design and performance of pavements systems". 12 trabajos. *H. R. Record*, núme-239, 1968.

"Asphalt Pavement Cracking". Special Report 101, 1969. *H. R. Record*, núm. 101.

"Pavement Design in Frost Areas. II. Design Considerations". *Highway Research Record*, núm. 33.

"Discussion of possible designs of Composite Pavements". *Highway Research Record*, núm. 37, pág. 5.

"Past Performance of Composite Pavements". *Highway Research Record*, núm. 37, página 14.

"Design Procedures for flexible and bituminous overlays". *Highway Research Record*, número 37, pág. 31.

"California División of highways procedure for designs composite Pavements". *Highway Research Record*, núm. 37, pág. 39.

"Analysis of dinamic Behavior of roads subject to longitudinally moving loads". *Highway Research Record*, núm. 39, pág. 1.

"Effects of repeated loading on gravel and crushed stone base course materials used in the AASHO Road Test". *Highway Research Record*, núm. 39, pág. 82.

"Dynamic phenomena in layered structures". *Highway Research Record*, núm. 39, página 154.

"Bearing capacity of flexible pavements subject to frost action". *Highway Research Record*, núm. 39, pág. 166.

"Analysis and use of condition data in the design of pavement". *Highway Research Record*, núm. 40, pág. 10.

"Use of loadometer data in designing pavements for mixed traffic". *Highway Research Record*, núm. 42, pág. 41.

"Implications of using layered theory in pavement design, by John P. Nielsen. Volumen 96, núm. TE4, pág. 495, noviembre 1970. *Proceedings of the American Society of Civil Engineers.*

"Medidas de deflexiones y su interpretación. Método Colas de refuerzo". *Boletín del Laboratorio del Transporte,* núm. 51.

"Cálculo de espesores después de la conferencia de ANN-ARBOR". *Revue Général de Routes,* enero 1963.

"Espesor de firmes. Comparación C.B.R. y datos AASHO". *Highway Research Board,* número 1.110, págs. 142-167, 1963.

"Estudio de la fatiga de aglomerados bituminosos". *Revue Général de Routes,* noviembre 1965.

"Detalle del cálculo de pavimentos flexibles". *Le Strade,* marzo 1968.

"Nuevo método de cálculo de firmes flexibles". *Revue Général de Routes,* abril 1968.

JEUFFROY-BACHELEZ: "Refuerzo de firmes". *Revue Général de Routes,* junio 1968.

"Cálculo de firmes flexibles". *Revue Général de Routes,* noviembre 1968.

CAPITULO XXV

FIRMES DE PIEDRA PARTIDA Y LIGADA CON CEMENTO

25.1. Generalidades. — Se empezaron a construir los firmes de hormigón hidráulico en Inglaterra en 1865, y en los Estados Unidos, en 1894, en Bellefontaine (Ohío); un año antes, McClintok había ejecutado un firme de macadam recebado con cemento. A principios del siglo actual en ambos países, Inglaterra y Estados Unidos, se construyeron gran número de kilómetros con firme de hormigón; los resultados fueron, en los primeros años, desconcertantes; realizados, al parecer, con la misma técnica, se obtenían, en unos casos, firmes excelentes y se producían, en otros, fracasos rotundos, tramos que se agrietaban y deshacían rápidamente; se desconocía a fondo la técnica del comportamiento del hormigón en obra y, por ello, era difícil proyectar y construir estos firmes con seguridad de éxito. El progreso realizado en los últimos veinte años ha sido trascendental; al aclararse muchos conceptos se han adoptado disposiciones de proyecto y construcción que permiten marchar con plena seguridad. En las autoestradas alemanas, primero, y en las modernas vías-parque de los Estados Unidos, posteriormente, se ha llegado a una técnica muy perfecta, gracias a la cual puede decirse que se han vencido los principales obstáculos.

Son las principales ventajas de los firmes de hormigón hidráulico:

1.ª Bien construidos, cuando no queda exceso de lechada en la superficie, son excelentes desde el punto de vista del deslizamiento: el coeficiente de rozamiento longitudinal tiene un valor normal de 0,70 y transversal de 0,65; cuando está húmedo, ambos coeficientes disminuyen poco.

2.ª Para el tráfico automóvil es un firme agradable: junto a la sensación de seguridad que produce el valor alto del coeficiente de rozamiento, es un pavimento de rasante uniforme.

3.ª Es un firme sin las ondulaciones que, a veces, se producen en los pavimentos bituminosos.

4.ª Absorbe menos luz que el firme bituminoso y la difunde mejor; por ello, es más luminoso de noche, y cuando está húmedo no produce los peligrosos efectos de espejo.

Frente a las ventajas enumeradas los firmes de hormigón tienen inconvenientes, como son:

1.º Un pequeño defecto de proyecto, y especialmente de construcción, produce la aparición de grietas, origen de la destrucción prematura del firme; este defecto es, en cierta medida, independiente del tráfico; la retracción del fraguado y efectos térmicos son causas fundamentales de las fisuras y, una vez producidas, la acción repetida de las heladas puede originar la destrucción del firme, sin tener en cuenta el efecto de los vehículos que, por su parte, vienen a agravar el mal.

2.º Es preciso tener cerrado el firme al tráfico durante la construcción y también durante el tiempo de fraguado; en definitiva, cerca de un mes; no es necesario insistir sobre la importancia de este inconveniente, especialmente cuando se trata de pavimentar una carretera de dos circulaciones y con un tráfico intenso. Lo mismo ocurre con la reparación de averías y calas.

El primero de los inconvenientes enunciados, las grietas, es el más grave; son las que inician la destrucción del firme, que progresa luego independientemente del tráfico. El estudio de las causas que las originan, indicará el camino a seguir para evitarlas; pueden clasificarse en:

- Independientes del tráfico .....
  - Retracción del fraguado.
  - Efectos de la temperatura .....
    - Dilataciones y contracciones.
    - Combado de las placas.
  - Capacidad de duración, permeabilidad de la masa.
- Dependientes más o menos del tráfico .....
  - Cargas excesivas.
  - Cimiento de resistencia insuficiente.
  - Cimiento de resistencia desigual debido a filtraciones locales en las proximidades de las juntas.

La calidad del cemento, de los áridos, así como la dosificación y fabricación correcta del hormigón, tienen una influencia trascendental en calidad y, por tanto, en su duración, frente a los agentes de destrucción enumerados.

25.2. Elementos que forman el hormigón. — El hormigón, como es sabido, está constituido por los áridos, el cemento y el agua.

El cemento debe cumplir las condiciones que se establecen en los pliegos de condiciones de los distintos países. El pliego español, hasta ahora vigente, era el aprobado por R. O. de 25 de febrero de 1930. Este pliego se ha modificado por el aparecido en el *B. O.* de 26 de enero de 1960. En él se fijan los siguientes tipos de cemento que pueden ser de interés para la construcción de firmes:

Cemento	Pórtland 150	P-150
»	» 250	P-250
»	» 350	P-350
»	resistente aguas selenitosas	PAS-150
»	Pórtland siderúrgico	PS-150
»	» »	PS-250
»	» Altos Hornos	P.A.H.-150
»	» » »	P.A.H.-250
»	» clínker	S.C.-150
»	» puzolánicos	PUZ-150
»	» »	PUZ-250
»	» »	PUZ-350
»	aluminoso	C.A.-350

Los números que figuran después de las iniciales son la resistencia mínima a compresión, en kilogramos por centímetro cuadrado, que debe alcanzar a los veintiocho días el mortero preparado con arreglo a las condiciones que el pliego especifica. Para los cementos aluminosos, por ser de fraguado rápido, la cifra de resistencia es a las veinticuatro horas. El nuevo pliego español establece la prueba de expansión en autoclave de la pasta de consistencia normal, prueba importante por cuanto se refiere al comportamiento del hormigón en firmes.

Hay una tendencia acusada a la utilización de cemento especialmente fabricados para lograr una buena terminación y la mayor seguridad para evitar la fisuración; a este fin, es conveniente que el cemento tenga una retracción moderada, para lo cual el hormigón debe, durante el fraguado, ir eliminando lentamente el agua, con lo cual se alarga el tiempo del mismo; la composición química y la finura del molido tienen en este aspecto una importancia acusada; a estos efectos, esta última se considera debe ser moderada; Dutron (I Simposio sobre firmes de hormigón, París, julio 1969), opina que la finura no debe exceder de una superficie Blaine de 4.000 $cm.^2/g$.

Los áridos habrán de estar limpios de cieno y material que pase por el tamiz núm. 200; el máximo admisible no debe exceder del 3 por 100. La arena no debe tener más materia orgánica que la que colorimétricamente se determina, siguiendo la norma que en España se fija en el artículo 4.° del pliego general de condiciones para obras de hormigón armado (*). El método es análogo al empleado en la mayoría de los países. La determinación no es cuantitativa, sino simplemente indicativa de la existencia de una cantidad de materia orgánica que puede resultar peligrosa. La A.A.S.H.O. dispone que si la ma-

(*) Artículo 4.° Determinación aproximada de la materia orgánica. — De la muestra de árido mezclado se separa medio litro de arena, aproximadamente. En una probeta de vidrio, graduada, de 250 $cm.^3$, se vierten 100 $cm.^3$ de arena; se le añade una solución de sosa al 3 por 100, hasta completar 150 $cm.^3$; se agita la probeta, tapada, y se deja en reposo durante veinticuatro horas.

En probeta igual se vierte una solución-tipo, mezclando 97,5 $cm.^3$ de solución de sosa al 3 por 100, con 2,5 $cm.^3$ de solución de ácido tánico al 2 por 100 en 10 por 100 de alcohol, dejándola reposar durante veinticuatro horas después de agitarla.

La determinación del límite admisible de materia orgánica se hace por comparación de color entre ambas, debiendo ser la coloración resultante del ensayo más baja que la de la solución-tipo. (Instrucción española para el proyecto de obras de hormigón, 1944.)

teria orgánica excede de la permitida en el ensayo colorimétrico, deberá hacerse la determinación de la pérdida de resistencia a compresión comparando el mortero realizado con la arena a ensayar, con otro formado con arena tipo (Otawa), fabricando las dos probetas con idénticas proporciones de cemento y agua.

La A.S.T.M. estipula, asimismo, como límites máximos de otras materias extrañas en los áridos, los siguientes:

	Límite recomendable % en peso	Límite máximo admisible % en peso
Fragmentos blandos	2	5
Carbón y lignito	0,25	1
Grumos de arcilla	0,25	0,25
Material que pasa por el tamiz núm. 200	0,5	1,00

Cuando el material que pasa por el tamiz núm. 200 sea polvo producido en el machaqueo de la piedra, los límites, anteriormente señalados, pueden elevarse a 0,75 y 1,5, respectivamente.

La importancia de la limpieza del árido en la resistencia del hormigón, es muy grande; fácilmente puede haber un 20 por 100 de diferencia de resistencia entre hormigones fabricados con unos áridos sucios o limpios.

Los áridos se habrán de exigir cumplan las características de desgaste de Los Angeles (epígrafe 16.10): friabilidad (epígrafe 16.11), resistencia a la acción de los sulfatos (epígrafe 16.15) y coeficiente de forma.

La calidad y granulometría de la arena tiene acusada influencia en la manejabilidad del hormigón y el coeficiente de rozamiento del firme. Es recomendable el empleo de arenas naturales. La granulometría del árido fino, especialmente la parte que pasa por el tamiz número 100 tiene influencia grande en la cantidad de agua precisa para el amasado, que puede llegar a ser excesiva si la suma del árido fino que pasa por el tamiz número 100 y del cemento que exceda de 400 Kg./m.^{3} es superior a ciertos límites; entonces el hormigón resulta plástico y difícil de compactar. Es recomendable el empleo de áridos de forma poliédrica, limpios de polvo, procedentes de machaqueo, pero no hay que perder de vista el aspecto económico, pues el importe del árido grueso pesa apreciablemente en el precio del firme; habrá que estudiar cuidadosamente la posibilidad del empleo de los áridos locales. Con áridos silíceos no hay que olvidar los casos, que afortunadamente no son corrientes, de materiales agresivos (epígrafe 25.10). Las calizas, cuando son duras y no heladizas, dan áridos excelentes; tiene un menor coeficiente de dilatación, una mayor afinidad con el cemento y los firmes no son deslizantes; las juntas se sierran con mayor facilidad.

El agua que se emplee en la fabricación del hormigón deberá ser limpia y a ser posible químicamente potable; se rechazarán las aguas selenitosas y salinas. Son límites máximos un 2 por 100 del sulfato de magnesio o yeso y un 4 por 100 de sal marina.

25.3. La relación agua-cemento. — La resistencia de un hormigón, propiedad fundamental depende de su composición granulométrica, cantidad de cemento y proporción agua-cemento. La proporción agua-cemento influye en sentido contrario a la trabajabilidad, facilidad para colocar en obra el hormigón y su resistencia; la primera exige altas proporciones de agua, y la segunda impone hormigones secos. Hay que considerar, por tanto, aislada y conjuntamente, las circunstancias citadas para proyectar correctamente un hormigón.

Relación A/C. — Siendo iguales las demás características, la resistencia de un hormigón depende de la proporción:

$$\frac{A}{C} = \frac{\text{Volumen de agua} + \alpha \text{ huecos}}{\text{Volumen aparente de cemento}};$$

siendo α un coeficiente que, según el profesor BECERRIL, oscila entre 1/2 y 2/3. La relación A/C se denomina también "concentración".

En una mezcla determinada de cemento, árido y agua debe existir la cantidad de ésta necesaria para hidratar el cemento y, además, la precisa para que, actuando como lubricante, haga trabajable y dócil el hormigón. Según ABRAMS, la relación entre la resistencia del hormigón y la proporción $\frac{A}{C} = x$ es:

$$R = \frac{K_1}{K_2^x};$$

donde K_1 y K_2 son dos constantes que dependen de la granulometría y carácter del árido y características del cemento; para determinarlas se realizan dos ensayos con valores distintos de x, midiéndose los valores de R; se tendrán así dos ecuaciones de las que se pueden obtener dichas constantes.

ABRAMS obtuvo la fórmula:

$$R = \frac{985}{7^x} \text{ resistencia del hormigón, Kg./cm.}^2,$$

y para los cementos americanos se ha llegado a:

$$R = \frac{985}{4^x}.$$

FÉRET empleó la fórmula:

$$R = K\left(\frac{C}{A} - 0{,}3\right),$$

y BOLOMEY:

$$R = K\left(\frac{C}{A} - 0{,}5\right).$$

La cantidad de agua necesaria para el amasado fue también fijada por BOLOMEY por la fórmula:

$$A = \frac{KP}{\sqrt[3]{d_1 d_2}}, \qquad [1]$$

en la cual K es una constante que depende de la fluidez; cuando el ensayo del cono, que más adelante definimos, da un asiento de 17 mm. y los materiales son redondeados, vale 0,09; con materiales de machaqueo debe aumentarse del 20 al 35 por 100; para áridos de pequeña dimensión debe reducirse en un 20 por 100; P es el peso del árido, cuyos tamaños oscilan entre d_1 y d_2.

En la práctica la relación A/C varía entre límites muy amplios, de 0,40 a 1,10; depende del tipo de trabajo a realizar; dosis más elevadas de cemento, precisan valores más reducidos de A/C; en firmes donde el espesor de la capa es pequeño y se emplea normalmente el vibrado para la consolidación, se puede llegar a valores bajos de la proporción A/C, pues si el hormigón fuese plástico, se produciría una capa de lechada en la superficie, que se desprende por la acción del tráfico y de los agentes atmosféricos; cifras del 0,40 a 0,45 son corrientes en España para hormigones de 300 a 350 Kg./m.^{3}; en Francia oscila de 0,48 para hormigones de 250 Kg. a 0,318 para los de 400 Kg. de cemento. La Cement Portland Ass. fija de 0,53 en climas duros del Norte y 0,59 en climas menos severos; estas proporciones se recomiendan para un período de curado de siete días a 21° C.; en circunstancias de curado menos favorables la proporción A/C debe ser más baja. Las condiciones estipuladas están impuestas por la consideración de que mezclas con proporción más reducida de A/C resisten mejor, como es lógico, a la acción de las heladas. La A.A.S.H.O. limita la proporción de agua-cemento al 0,52. Para mantener la trabajabilidad del hormigón con proporciones A/C de 0,42 a 0,45 se recurre hoy a la adición de productos plastificantes.

El concepto de trabajabilidad o docilidad de la mezcla, por otra parte, exige un mínimo de la proporción A/C independientemente de la resistencia.

La trabajabilidad se determina por la prueba del asentamiento *slump test*; con el hormigón a ensayar se llena, sin apisonar, un molde troncocónico, cuyas

bases tienen 10 y 20 cm. de diámetro y una altura de 30 cm. (fig. 25-1); la disminución de altura al desmoldar mide la consistencia; ésta será:

CONSISTENCIA	ASIENTO — mm.
Seca	0 a 15
Plástica	15 a 75
Blanda	75 a 110
Fluida	110 a 120

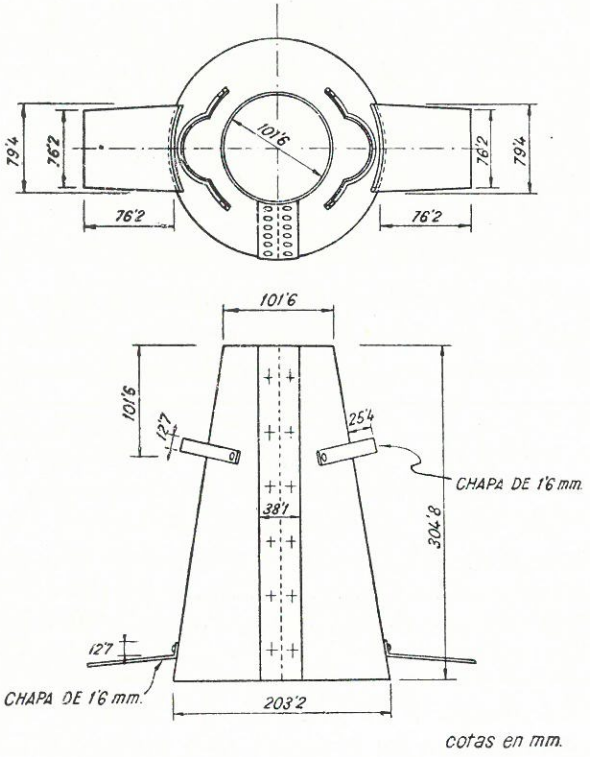


Figura 25-1.

Los americanos recomiendan, para hormigones de firmes, asientos de 50 a 76 mm., cuando el apisonado es sin vibración; cuando se vibre, el asiento deberá ser de 25 mm. Hormigones más secos pueden producir coqueras en la masa. En España, además de la prueba del cono para la medida del asiento (*slump tests*), se utiliza el docilímetro IRIBARREN; existen dos tipos diferentes, cuyo empleo se recomienda según el tamaño del árido; cuando éste es mayor de 4 cm., el docilímetro empleado consiste en una masa de fundición con un

peso que oscila entre los 21 y 22 Kg. y de las dimensiones de la figura 25-2, que se introduce en el hormigón fresco, determinando, por su inmersión, el grado de resistencia o trabazón de la masa; el hormigón se vierte suavemente en una caja rígida e impermeable, procurando que la masa sea bien homogénea; si después de extendido y alisado el hormigón con una paleta, no refluye la lechada a la superficie, se apisona lo preciso para que esto ocurra, hecho lo cual,

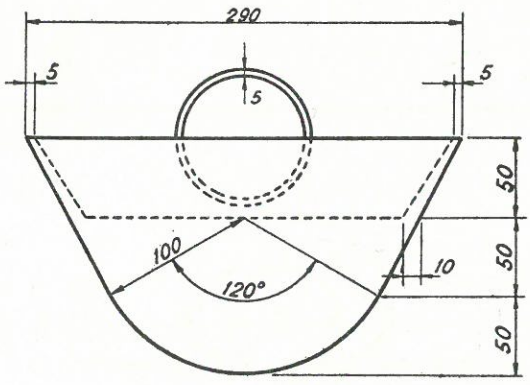


Figura 25-2.

se deja suavemente el docilímetro sobre la superficie hasta que penetre en la masa lo que permita su plasticidad; cuando esto ha sucedido, se saca el docilímetro y se mide el diámetro del círculo manchado; la consistencia será:

CONSISTENCIA	Lecturas límites del docilímetro — *mm.*
Seca	80 a 130
Plástica	130 a 180
Blanda	180 a 230
Fluida	230 a 280

Se admitirá una tolerancia de ± 5 mm. Si el árido no excede de 4 cm., se puede emplear el docilímetro de la figura 25-3, cuyo peso estará comprendido entre 8,75 y 9,25 Kg.; con este tamaño de docilímetro las consistencias del hormigón serán las siguientes:

CONSISTENCIA	Lecturas límites del docilímetro — *mm.*
Seca	5 a 90
Plástica	90 a 125
Blanda	125 a 160
Fluida	160 a 205

A nuestro juicio, no se debe reducir exageradamente la relación A/C: los hormigones excesivamente secos son difíciles de apisonar; el aumento de resistencia que teóricamente se obtiene, no compensa a la falta de compacidad que en la práctica se produce, lo cual origina una disminución real de la calidad del hormigón por falta de capacidad de duración, resistencia en definitiva.

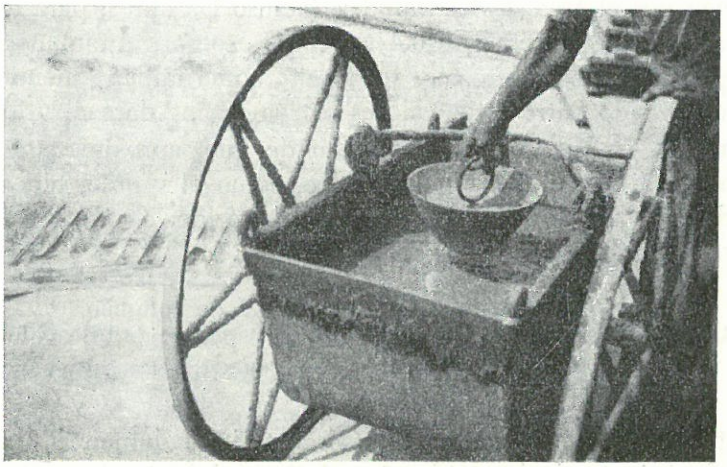


Figura 25-3.

25.4. Composición granulométrica del árido. — La composición granulométrica del árido influye en la resistencia y economía del hormigón; por otra parte, éste ha de tener la máxima capacidad de duración, lo cual impone un mínimo de huecos; ello podrá lograrse, teóricamente, como caso extremo, con un árido de un tamaño único cuyos huecos rellenen de pasta de cemento y agua; el hormigón sería de gran resistencia, pues para una dosificación máxima de cemento, el agua precisa sería mínima, según la [1]; pero resultaría muy caro, por exigir una proporción de cemento elevada; por ello, no es económicamente conveniente rellenar los huecos de un árido, de tamaño sensiblemente uniforme, con pasta de cemento.

Para reducir la dosificación de cemento y lograr un conjunto de máxima densidad, hay que sustituir una cierta proporción de la pasta necesaria para rellenar los huecos del árido, que llamaremos primario, por otro de menor tamaño; ello puede hacerse con dos criterios: empleando diversos tamaños de árido con saltos bruscos desde el tamaño mínimo de cada uno al máximo del siguiente, o bien reducir a un mínimo estas diferencias, llegando a lo que podemos denominar una composición granulométrica continua. La dosificación del primer tipo, denominada discontinua, está preconizada principalmente por la técnica francesa. FÉRET fue el primero que demostró que el mínimo de huecos de una mezcla de tres tamaños, grueso, medio y finos, que forman una composición granulométrica continua, se alcanza cuando la proporción de granos me-

dios es cero; puede ser económicamente conveniente cuando el origen de los áridos gruesos y finos es diferente, por ejemplo, grava y arena; entonces tal vez no resulte remunerador preparar un árido intermedio. En este caso la dosificación discontinua se determina de la manera siguiente: se empieza por fijar el tamaño máximo, D_1, del árido; según VALLETTE (*) debe ser de 0,8 a 1,0 de R, radio medio de la pieza a hormigonar, entendiéndose por tal el cociente de su volumen por el área de las paredes, incluso las libres; para el caso de un firme, ello conduce a adoptar de 0,4 a 0,5 del espesor; el tamaño del árido no puede ser, en la práctica, uniforme; se admite como tamaño menor d_1, de 0,50 a 0,60, D_1; el cribado entre estos valores extremos nos dará el árido utilizable. El árido fino, D_2, se elige con la condición de que, aproximadamente, D_2 sea como máximo 1/7 de d_1; el árido fino debe, como el grueso, tener un tamaño mínimo d_2 de 0,4 a 0,5 de D_2. La proporción del árido D_2 será la necesaria para rellenar el volumen real de huecos del árido D_1:

$$(H_1 - A_1)\,P_1 \begin{cases} H_1, \text{ huecos de sólido por unidad de volumen.} \\ A_1, \text{ volumen de agua requerido por unidad de volumen.} \\ P_1, \text{ volumen aparente del agregado.} \end{cases}$$

La cantidad de cemento a emplear será igual al volumen de los huecos que queden en el conjunto de los áridos 1 y 2. Se podrá, si así conviene económicamente, no llegar a rellenar con el árido fino los huecos del grueso; en este caso quedará entre los áridos 1 y 2 un volumen mayor vacío, que habrá que llenar también con pasta. La determinación exacta de las cantidades más convenientes, para alcanzar la máxima compacidad con un mínimo de cemento y una determinada resistencia, trabajabilidad y economía, es cuestión de tantear diversas proporciones, partiendo de las cifras señaladas. La dosificación, utilizando dos tipos de áridos, se denomina binaria; se puede operar, con razonamiento análogo, utilizando tres tamaños del árido (ternaria) o cuatro (cuaternaria), etc.

La técnica de la dosificación de áridos con granulometría continua tiende a conseguir un mínimo de huecos con una granulometría en la cual no existan saltos bruscos en la dimensión de sus elementos; se pretende que éstos se apoyen unos en otros y formen un esqueleto por sí resistente, con un mínimo de huecos. Para ello, la proporción de los diferentes elementos, separados por los tamices de la serie de TYLER, deben dar puntos que caigan sensiblemente en las leyes parabólicas de FÜLLER o BOLOMEY; se logra así que el volumen de huecos del árido sea mínimo, y mínima, por tanto, la cantidad de pasta de cemento y agua necesaria para rellenarlos con un cierto exceso; la proporción elevada de elementos medios y finos, ayudará a que el hormigón obtenido sea trabajable sin necesidad de forzar la de agua y, por tanto, la de cemento, si se ha de conservar la relación A/C precisa para alcanzar la resistencia necesaria.

La composición granulométrica, teóricamente perfecta para una mezcla

(*) *Génie Civil*, 15-III - 1944. Mallol. *R. O. P.* Marzo 1946.

dada, puede determinarse empleando las fórmulas de FÜLLER, BOLOMEY o el método fundado en la teoría de ABRAMS.

La fórmula de FÜLLER es:

$$P = 100 \sqrt{\frac{d}{D}},$$

en la cual d es el diámetro variable de los elementos del árido; D, su diámetro máximo, y P, el tanto por ciento en relación con el peso de la muestra de los componentes inferiores al diámetro d.

La fórmula de BOLOMEY es:

$$P = A + (100 - A) \sqrt{\frac{d}{D}};$$

en la cual P es el tanto por ciento de los áridos de tamaño inferior a d, *incluido el cemento*; A es un coeficiente que tiene por valor:

$A = 8$ para hormigones secos.
$A = 10$ » » plásticos.
$A = 12$ » » fluidos.

siendo los granos de forma redondeada; cuando se trata de áridos de machaqueo los valores de A se deben aumentar en un 20 por 100.

Los resultados a los cuales se puede llegar por los dos métodos, granulometría continua o discontinua, son sensiblemente análogos; como dice BOLOMEY (*Bulletin Technique de la Suisse Romande*, 22 mayo 1948), la solución conveniente dependerá de las condiciones locales; es un problema económico. Si en cantera se dispone de un árido en el que la granulometría sea continua, su empleo será lo más económico; si, por el contrario, se explotan separadamente la arena y la grava, puede ser recomendable la granulometría discontinua.

25.5. Módulo de finura. — Abrams utiliza para la dosificación lo que denomina el "módulo de finura" del material, que se define como la suma dividida por 100 de los tantos por ciento que quedan retenidos en los diez tamices siguientes de la serie TYLER:

Tamices — *Número*	Abertura — *mm.*	Tamices — *Número*	Abertura — *mm.*
100	0,143	4″	4,76
48	0,297	3/8″	9,52
28	0,590	3/4″	19,1
14	1,19	1 1/2″	38,10
8	2,38	3″	76,2

Modernamente se ha extendido la definición de ABRAMS, denominándose "módulo de finura" a la suma de las cantidades, en tanto por ciento, retenidas en un número determinado de tamices dividida por 100. Así, por ejemplo, la A.A.S.H.O. toma los tamices números 100, 50, 30, 16, 8, 4, 3/8, 3/4, $1\,^1/_2$ y 3 de la serie de la A.S.T.M. (epígrafe 10.17) con malla cuadrada. Cuando el "módulo de finura" se multiplica por 10, la cifra resultante representa la media del tanto por ciento retenido en los diez tamices utilizados.

ABRAMS demostró que, a igualdad de "módulo de finura", se precisa igual cantidad de agua para idéntica proporción de cemento e igual tamaño máximo del árido; la resistencia de los hormigones que cumplan estas condiciones será la misma; fijar el módulo de finura de un árido equivalente, por tanto, a fijar su resistencia.

Determinar el módulo de finura obtenido del conjunto de diversos áridos de módulo de finura conocido, es un problema sencillo de mezclas. Si se mezclan dos áridos con módulo de finura M_a y M_g en las proporciones a y g, el módulo de la mezcla M_m será:

$$M_m = \frac{a\,M_a + g\,M_g}{a+g};$$

puede ser también interesante ver en qué proporción $\frac{g}{a}$ se han de mezclar dos áridos para que la mezcla tenga un módulo de finura determinado; de la expresión anterior se obtiene:

$$\frac{g}{a} = \frac{M_m - M_a}{M_g - M_m}:$$

Los valores recomendables del módulo de finura para un árido con un tamaño máximo y una proporción determinada de $\frac{\text{cemento}}{\text{árido total}}$ son:

Valores recomendables del módulo de finura.

Tamaño máximo del árido — *Milímetros*	Proporción de la mezcla		Volumen cemento / Volumen árido	
	1 : 3	1 : 5	1 : 6	1 : 9
12,7 (1/2″)	5,1	4,6	4,5	4,1
19 (3/4″)	5,5	5,0	4,8	4,6
31,75 (1 1/4″)	6,1	5,6	5,45	5,2
50,80 (2″)	6,70	6,2	6,05	5,80
76,20 (3″)	7,15	6,6	6,50	6,25

Si el valor del módulo de finura excediese de los límites señalados, la mezcla sería áspera y poco trabajable; para que no lo sea, sin un exceso de arena, debe tener un módulo de finura que oscile entre el 80 y el 100 por 100 de los valores señalados; bajar de ellos representa no alcanzar la resistencia máxima con los materiales disponibles.

25.6. Estudios de la dosificación más conveniente. — El problema de proyectar la dosificación más conveniente de un hormigón es problema que por depender de diferentes variables, será necesario resolver por tanteos. Los áridos obtenidos de machaqueo o bien de gravera tendrán un módulo de finura determinado que será necesario corregir o no; a veces, el material fino ha de ser de distinto origen y, por tanto, de precio diferente; habrá que obtener el árido definitivo con el módulo de finura preciso por el precio más reducido, jugando con los factores disponibles. Con los áridos de granulometría conveniente, añadiendo el cemento y agua precisos, hemos de formar un hormigón "trabajable" en el grado necesario según su destino, y con la resistencia conveniente. Los alemanes fijan a los veintiocho días.

Los franceses estipulan una resistencia mínima a compresión con probeta cúbica de 20 cm. de lado, de 408, 306 y 204 Kg./cm.^{2} (1) a los veintiocho días, según la intensidad del tráfico, que no especifican claramente; a los siete días ha de ser, por lo menos, los 8/10 de las anteriores.

TIPO DE CARRETERA	Cemento — *Kg./m.*^{3}	Resistencia a compresión — *Kg./cm.*^{2}	Resistencia a flexión — *Kg./cm.*^{2}
Grupo I.—Carreteras de tráfico intenso de tipo nacional	350	370	45
Grupo II.—Carretera de circulación media	350	300	35
Grupo III.—Plazas, etc.	350	250	30

En los aeropuertos ingleses se exige un mínimo de 400 libras por pulgada cuadrada, o sea, 281 Kg./cm.^{2}. En el aeropuerto de Berlín se exigió una resistencia de 350 Kg/cm.^{2}. Es normal una resistencia a flexión de 45 a 50 Kg./cm.^{2}.

Fijada la resistencia, la fórmula de ABRAMS dará — determinadas previamente las constantes según la naturaleza y composición aproximada de los áridos — la proporción teórica A/C; con ella se deberá obtener un hormigón trabajable y cuyos valores de docilidad o asiento sean adecuados; los así obtenidos no son más que una primera aproximación; experimentalmente será necesario fijar la granulometría del árido y ajustar la proporción necesaria de cemento y agua.

(1) 400, 300 y 200 hectopiece (1 hectopiece = 1,02 Kg./cm.^{2}).

Para determinar la composición granulométrica de los áridos, si ha de ser continua, se buscará el conjunto, en seco, que dé la máxima densidad aparente; para ello se mezclarán distintas proporciones del árido grueso de las que se obtengan en el cribado, procurando aprovechar al máximo el material producido; los huecos del árido grueso se rellenarán con los elementos finos: arena; los valores del módulo de finura habrán de estar sensiblemente dentro de los límites señalados, y las curvas granulométricas obtenidas del material compuesto deberán aproximarse a las de FÜLLER o BOLOMEY. Al árido habrá que añadir la proporción de agua y cemento necesaria para que sea trabajable; la mezcla de cemento y agua deberá rellenar, con un cierto exceso del orden de un 5 por 100, los huecos totales del árido; se tendrá así la mezcla óptima, de máxima densidad y, por tanto, sin huecos. La cantidad de agua y cemento añadida tendrá influencia en la trabajabilidad del hormigón; menor cantidad de cemento y, por tanto, menos agua para conservar constante la proporción *A/C* determinada, dará un hormigón más seco; aumentando la proporción de agua y la de cemento, tendremos un hormigón más trabajable. Podremos construir, para la composición granulométrica del árido, la curva que ligue cantidad de cemento-trabajabilidad y así fijar la dosificación de cemento precisa para tener un hormigón de una trabajabilidad determinada. Si se baja la proporción de cemento y queda un conjunto con huecos, éstos producirán, por lo que se refiere a la resistencia del hormigón, el mismo efecto que si se aumentase la proporción de agua; disminuirá, por tanto, la resistencia, de acuerdo con la ley de ABRAMS. La trabajabilidad del hormigón puede aumentarse, si preciso fuere, sin cambiar la proporción de agua y cemento, forzando algo la dosificación del árido fino: el módulo de finura, en definitiva. Se puede, en este caso, conservando constante la proporción de agua y cemento, construir la curva que ligue la cantidad de arena con la trabajabilidad, para escoger aquella que resulte precisa según cada caso.

TABLA 25-I.

Tamaño máximo del árido, en milímetros	ARIDO GRUESO: GRAVA		ARIDO GRUESO: PIEDRA PARTIDA	
	% de arena del árido total en volumen	Agua por m.³ — *Litros*	% de arena del árido total en volumen	Agua por m.³ — *Litros*
12,7 (1/2″)	51	203	56	218
19,05 (3/4″)	46	183	51	198
25,4 (1″)	41	178	46	193
38,10 (1 1/2″)	37	168	42	183
50,80 (2″)	34	158	39	173
76,20 (3″)	31	149	36	163
152,4 (6″)	26	129	31	144

Correcciones a la tabla anterior por cambio de condiciones.

CAMBIOS	CORRECCION	
	% de arena	Cantidad de agua
Por cada 0,05 de aumento o disminución de *A/C* ...	± 1	0
Por cada 0,1 de aumento o disminución del módulo de finura de la arena	± 1/2	0
Por cada 2,5 cm. de aumento o disminución del asiento	»	± 3 %
Si se emplea arena de machaqueo	+ 3	+ 6,8 Kg.
Cuando por el tipo de obra se precisa menor trabajabilidad	— 3	— 3,60 »

Como primera aproximación, la Cement Portland Ass. recomienda las cantidades de arena y agua de la tabla 25-I, utilizando áridos de tipo medio en granulometría continua y mezclas con proporción *A/C* de 0,57, aproximadamente, y 7,5 cm. de asiento (la arena con módulo de finura 2,75).

Si se emplease una granulometría discontinua deberá procederse de acuerdo con el sistema expuesto en la página 942 para las dosificaciones de tanteo; se pueden preparar diversas probetas haciendo variar la cantidad de cemento, de árido fino y agua, para llegar a ajustar la que, en cada caso, resulte más conveniente.

25.7. Aumento de resistencia con el tiempo. — La resistencia del hormigón de Pórtland crece rápidamente durante los primeros días y luego más lentamente. En el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales, por ejemplo, se fabricaron, con un cemento Pórtland corriente y una cantidad media de cemento, (275 Kg. por metro cúbico), dos hormigones:

Uno plástico (170 litros de agua por m.^{3}).

Otro fluido (200 litros de agua por m.^{3}).

Los dos con áridos de Madrid. (Arena corriente del Manzanares y gravilla del Jarama, de 40 mm. de tamaño máximo).

Con ambos hormigones se hicieron 10 series de 14 probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro y 30 cm. de altura, para conservar en agua a 20° C. la mitad de ellas, y al aire, a unos 20° C. y 50 por 100 de humedad relativa, la otra mitad. Las cifras que aparecen en el cuadro son los valores medios de las diez probetas ensayadas a cada edad:

Consistencia del hormigón	Curado	Cargas medias unitarias en Kg./cm.²						
		7 días	28 días	50 días	90 días	1 año	2 años	5 años
Plástico ...	Agua.	179	280	321	363	410	424	434
	Aire.	187	275	308	330	349	352	355
Fluido	Agua.	140	230	277	306	359	379	384
	Aire.	144	220	255	270	283	287	288

La curva de aumento de resistencia depende no sólo de las características del hormigón, sino también de la forma de curado del mismo y, como es lógico, de la proporción de agua-cemento de la mezcla.

25.8. Retracción del fraguado. — Por el conocido fenómeno de la retracción del fraguado, un hormigón, durante el proceso de endurecimiento, experimenta importantes variaciones de volumen: cuando tiene lugar en el aire, el hormigón se contrae; si ocurre en el agua, aumenta de volumen. La contracción en el primer caso es mucho más importante que la expansión en el segundo; unas cuatro veces mayor. Si el hormigón empieza a fraguar con humedad y continúa luego el proceso de endurecimiento en el aire, se pueden llegar a suprimir las variaciones de volumen. El proceso, común a toda estructura de hormigón, tiene importancia especial en los firmes, pues, como demostró el profesor Ross, la retracción aumenta con la relación:

$$\frac{\text{superficie}}{\text{volumen}}$$

El fenómeno es complejo y en él influyen, entre otros factores:

a) La composición química y finura de molido del cemento; excluyendo el cemento expansivo (exceso de cal o magnesia), las diferencias de retracción debidas a la composición química no son importantes; los cementos de mayor finura tienen coeficientes de retracción mayores.

b) La naturaleza del árido, su tamaño y su forma: los hormigones fabricados con áridos gruesos tienen menor retracción que cuando lo son con áridos finos, porque es mayor la superficie de éstos; lo mismo ocurre con la grava rodada y la piedra partida; la retracción con esta última es menor.

c) Las mezclas ricas producen retracciones mayores que las pobres.

El fenómeno de retracción es importante al principio; luego va disminuyendo en intensidad, pero dura años. Si no se toman las debidas precauciones puede llegarse a acortamientos del orden de 0,1 mm. por metro que, con un

coeficiente de elasticidad del hormigón de $E = 200.000$ Kg./cm.^{2}, en losas coartadas puede dar lugar a cargas de tracción:

$$\sigma_r = 0{,}0001 \times 200.000 = 20 \text{ Kg./cm.}^2$$

superiores a las que puede resistir el hormigón, y éste se agrietará; para evitarlo, en los firmes de hormigón se construyen juntas que permitan, en una cierta medida, el libre movimiento de las placas sobre el cimiento.

El coeficiente de retracción puede reducirse, manteniendo el hormigón con la cantidad de humedad necesaria durante los primeros días de fraguado, a cifras del orden de 0,00003, con lo cual la carga producida sería en losas coartadas:

$$\sigma_r = 0{,}00003 \times 200.000 = 6 \text{ Kg./cm.}^2$$

Los efectos de retracción son más importantes en la superficie que a una cierta profundidad, porque a medida que ésta aumenta se conserva más la humedad; también puede influir en la mayor retracción superficial la concentración de mortero fluido que se acumula en la capa superior cuando la relación A/C es algo elevada, especialmente si se emplea el apisonado por vibración; ello explica la formación superficial de grietas muy finas, cuya dimensión va aumentando por la acción de los agentes atmosféricos — hielo y deshielo —, y que puede terminar por ser causa del descascarillado superficial.

25.9. Capacidad de duración, bajo la acción de los agentes atmosféricos. — El hormigón debe ser capaz de resistir a las acciones exteriores de hielo y deshielo sin que su masa ni su superficie se desagregue; esta condición exige una compacidad e impermeabilidad de la masa que evite que el agua penetre en su interior y, al aumentar de volumen cuando se hiele, produzca una desagregación del firme; los esfuerzos originados por el agua al helarse son muy importantes. La acción del hielo y deshielo tiene lugar lentamente, pero una vez iniciada continúa de un modo progresivo y acelerado; así, por ejemplo, es corriente ver un firme aparentemente en estado excelente durante los dos primeros años, en el cual, sin embargo, es posible encontrar, si se observa atentamente, grietas finísimas por las cuales entra el agua y que van creciendo por la acción de sucesivos ciclos de hielo y deshielo, hasta alcanzar en el tercero y cuarto años dimensiones apreciables que causan la ruina total del firme.

La capacidad de duración de un hormigón puede medirse sometiendo la probeta a ensayar, después de fraguada y bien curada durante veintiocho días, a un número determinado de ciclos de hielo y deshielo. La probeta se tiene sumergida en agua durante veinticuatro horas, se saca y se coloca en un recipiente en el cual se hace circular una mezcla de agua y alcohol incongelable, de tal manera que la diferencia de temperatura entre dos puntos no sea superior a 3° C.; la temperatura de la mezcla de alcohol y agua a la entrada debe ser (-29 ± 1) °C., y a la salida (-26 ± 1) °C.; al cabo de dos horas se sacan

las probetas y se sumergen en una cubeta de deshielo entre + 24 y + 27° C.; el agua de la cubeta de deshielo debe encontrarse en movimiento para que la temperatura se mantenga constante entre los límites indicados; el tiempo de deshielo es de media hora; el ciclo se repite el número de veces que se desee. La capacidad de duración puede estimarse: *a*) por la simple inspección de las probetas; cuando es baja, se saltan las esquinas, se agrieta y desagrega más o menos; *b*) por la pérdida en peso, que dará una medida de los efectos de desagregación; *c*) por la pérdida de resistencia a compresión o por la disminución del coeficiente de elasticidad dinámico; esta última parece ser la más representativa, pues en ella se acusa más que en otras la naturaleza del árido. Para estos ensayos comparativos hay que conservar unas probetas iguales a las sometidas al hielo y deshielo, cuyas características de peso y resistencia se comparan con las obtenidas en el ensayo.

En la capacidad de duración del hormigón tiene importancia no solamente la compacidad de la mezcla, sino también la naturaleza del árido, que debe ser, asimismo, resistente a las acciones de hielo y deshielo (epígrafe 16.19).

En los resultados del ensayo de capacidad de duración tiene influencia muy grande el grado de saturación del hormigón en el momento del ensayo, que viene definido por:

$$\text{Grado de saturación } (S) = \frac{\text{volumen agua libre en el hormigón a los 28 días } (V_a)}{\text{volumen total de huecos } (V_h)}$$

La cantidad de agua libre a los veintiocho días se obtiene por diferencia de peso entre la probeta testigo al terminar el curado y la misma desecada a peso constante; añadiendo al volumen de agua libre en la probeta después del curado el volumen de aire, se tiene el total de huecos, denominador de la fracción. La determinación del volumen de huecos del hormigón se obtiene, habida cuenta del peso de los distintos componentes, del aparente del hormigón y su volumen.

Realmente la prueba de capacidad de duración, tal como se ha descrito, es exageradamente dura; la probeta se somete a la acción de hielo y deshielo por sus seis caras, mientras que en la realidad, en un firme, la acción de la helada solamente actúa en la superficie del pavimento; por ello se ha propuesto, por algún ingeniero, un dispositivo especial para hacer que la helada solamente actúe directamente en una de las caras de la probeta (BOLLEN: *Durability of portland cement concrete determinated by primary directional freezing and uniform thawing*. H. R. B., 1948).

El descascarillado superficial, que se da con frecuencia especialmente en climas donde existen grandes diferencias de temperatura, es debido en parte importante a la formación, durante la ejecución de la obra, de una capa superficial rica en cemento, donde los fenómenos de retracción y temperatura son más intensos que en el interior, más pobre, donde, por tanto, los dos efectos señalados son menores; existe una discontinuidad de calidad que hace que la

capa superior se agriete primero y después se separe de la masa del hormigón. El traslado de la masa a cierta distancia del punto de fabricación puede producir una segregación de sus componentes, y posteriormente el apisonado por vibración, si la relación *A/C* es demasiado alta, contribuye a aumentar el efecto de concentración de mortero en la superficie, y da lugar, por las razones antes indicadas, a efectos de descascarillado importantes.

25.10. Reacciones expansivas en el proceso de fraguado de los hormigones, debidas a ciertos áridos. — En 1940, el ingeniero norteamericano STANTON dio cuenta de sus investigaciones en relación con los fenómenos expansivos que tenían lugar en algunos hormigones, demostrando que eran debidos a la reacción entre ciertos componentes de los áridos y los hidróxidos alcalinos del cemento. El fenómeno estudiado tenía gran interés, pues en él era posible encontrar la explicación, hasta entonces desconocida, del agrietamiento de algunos hormigones; por ello mereció la atención de los especialistas, y aunque no se ha llegado a un total conocimiento del fenómeno, se ha podido seguir el proceso con suficiente exactitud.

En el examen de los hormigones en que se producía la rotura se encontraron pequeños nódulos de una sustancia de aspecto gelatinoso, cuyo análisis demostró se trataba de silicatos alcalinos formados por reacción de la sílice del agregado con los hidróxidos alcalinos del cemento:

$$4\ SiO_2 + 2\ NaOH \rightarrow Si_4O_3Na_2 + H_2O;$$
$$SiO_2 + 2\ NaOH \rightarrow SiO_3Na_2 + H_2O.$$

Pero las investigaciones llevadas a cabo demostraron que no todas las formas de sílice reaccionaban igualmente con los hidróxidos alcalinos; la existencia o no de reacción expansiva depende del tipo de sílice (sílice opalina, tridimita, cuarzo, etc.).

El hidróxido cálcico reacciona también con la sílice según las ecuaciones:

$$SiO_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow SiO_3Ca + H_2O;$$
$$SiO_2 + 2\ Ca(OH)_2 \rightarrow SiO_4Ca_2 + 2\ H_2O.$$

Sin embargo, se ha comprobado que estas reacciones no producen expansión, probablemente debido a que los silicatos cálcicos son insolubles y, por tanto, protegen a la sílice de un ataque posterior.

De las formas de la sílice es la opalina la que produce las reaciones expansivas, pero además hay otros áridos también capaces de reaccionar en forma semejante; ciertas formas de alúmina se comportan de modo análogo porque los aluminatos alcalinos relativamente son solubles y pueden formar iones que no difunden a través de la pasta de cemento. Esto ocurre también con los feldespatos y minerales similares que llevan metales alcalinos en su molécula y tienden a cambiarlos por el calcio:

$$Na_2O \cdot Al_2O_3 \cdot 6\ SiO_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6\ SiO_2 + 2\ Na(OH).$$

Esta reacción por sí sola no producirá expansión, porque el aluminosilicato cálcico es insoluble y el Na(OH) puede difundir a través de la masa de cemento; pero si el árido contiene además sílice opalina, el Na(OH) liberado reaccionará con ella y se producirá la expansión; el álcali puede, pues, proceder de algún componente del árido y no del cemento.

El fenómeno se ha producido con especial intensidad en Estados Unidos, donde la A. S. T. M. estableció el ensayo normalizado C 298-54T; el método consiste, en esencia, en someter 25 gramos de una muestra del agregado machacado entre los tamices 50-100 a la acción de una solución 1-N NaOH, determinando, al cabo de veinticuatro horas la sílice disuelta y a disminución de la alcalinidad. Se ha establecido el criterio de reactividad del árido, definida por $\frac{S_c}{R_c} > 1$, siendo S_c la cantidad de sílice soluble y R_c la reducción de alcalinidad, expresadas ambas en milimoles por litro.

Aun cuando, de un modo general, puede decirse que los áridos normalmente empleados en España para la fabricación del hormigón, no son reactivos, no es menos cierto que en este estudio sistemático a que antes se ha aludido se han encontrado áridos que sí lo son en potencia. Así, por ejemplo, el Laboratorio Central de Ensayo de Materiales, en ciertas formas de pedernal recogidas en las proximidades de Vallecas (Madrid), ha encontrado los siguientes valores: $S_c = 783$ mM/1, $R_c = 251$ mM/1.

Con más frecuencia se han encontrado estos tipos de áridos en los procedentes de Canarias y del Africa Occidental Española. Los valores encontrados para áridos, de esas procedencias, son los siguientes:

Canarias:

S_c mM./l.	569	477
R_c mM./l.	212	140

Africa Occidental Española:

S_c mM./l.	700	735	165	432
R_c mM./l.	371	223	81	192

La necesidad de utilizar áridos de las características indicadas exige, por lo menos, utilizar cementos cuyo contenido en álcalis sea inferior al 0,60 por 100, expresado el contenido de ambos en óxido sódico (Na_2O), o bien la utilización de cementos puzolánicos, no sensibles en cierto modo a este tipo de reacción.

De un modo general puede decirse que el problema del árido reactivo no se ha presentado en Europa con las características que se conocen en los Estados Unidos. Solamente en Dinamarca parece que se han encontrado zonas extensas de áridos potencialmente reactivos, y ello ha originado el que en aquel país se haya estudiado más este problema.

25.11. Módulo de elasticidad dinámico. — La medida del módulo de elasticidad es de alto interés como índice indicativo de la naturaleza y propiedades de un material; tiene especial valor en el hormigón hidráulico que ha de emplearse en un firme estudiar las variaciones de su valor bajo la acción de cargas repetidas o de tratamientos especiales (por ejemplo, en el ensayo de capacidad de duración a la acción del hielo y deshielo), pues refleja el cambio de las propiedades resistentes del material. La medida del módulo se puede determinar bajo la acción de cargas instantáneas, denominándose "módulo de elasticidad dinámico". Una probeta del material a ensayar se somete, en condiciones dadas de sustentación, a la acción de una carga dinámica, que produce una vibración; si se mide la frecuencia de ella, se puede determinar el módulo de elasticidad, que viene dado por la fórmula de GRIME:

$$E = 4\,l^2\,n^2\,p \left\{ \begin{array}{l} l, \text{ longitud de la probeta.} \\ p, \text{ densidad.} \\ n, \text{ frecuencia.} \end{array} \right.$$

Los dos primeros valores se determinan fácilmente y el valor de n se mide con un oscilógrafo; para esta última medida se han adoptado diversos dispositivos para sustentar la muestra y transmitir la vibración al oscilador; la primera puede colocarse sujeta por un punto central con dos apoyos en los puntos nodales, o bien con un apoyo continuo sobre una plancha de goma; en la figura 25-4 puede verse el esquema del primer sistema citado. La medida del módulo de elasticidad dinámico es rápida y suficientemente exacta; puede hacerse con un error máximo del orden del 2 por 100; es especialmente sensible a las diferencias de calidad del árido.

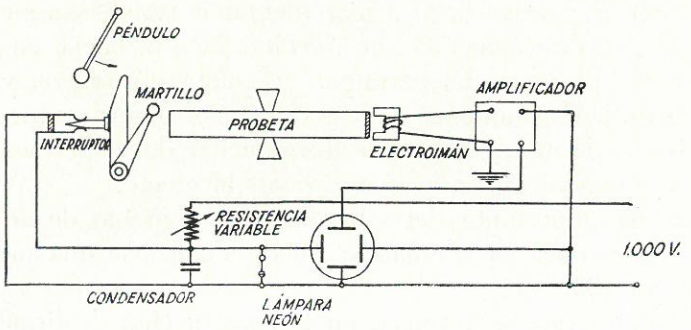


Figura 25-4.

El módulo de elasticidad dinámico no difiere sensiblemente del módulo de YOUNG corrientemente obtenido; como en vez de hallarlo midiendo la deformación producida por una carga estática se obtiene el efecto que en la probeta a ensayar produce una carga instantánea, indudablemente puede haber alguna diferencia de valor cuando se opera sobre materiales de una cierta plasticidad.

El sistema tiene la ventaja de su sencillez y aparte ofrece posibilidades de interés al permitir la medida del módulo de YOUNG bajo la acción de distintas solicitaciones.

25.12. Vibración. — La vibración es un sistema de apisonado del hormigón, que permite alcanzar la consolidación necesaria con menos proporción agua-cemento, es decir, con mezclas más secas; se puede alcanzar, por tanto, una mayor resistencia con el mismo gasto de cemento. No es conveniente consolidar por vibración hormigones muy plásticos o fluidos, pues se favorece la segregación de los áridos: la lechada sube a la superficie y con ella los áridos finos; para un firme, la plasticidad del hormigón que ha de vibrarse no debe ser superior, en la prueba del cono, a los 30 mm., y si los áridos son convenientes, se puede descender hasta 25 mm. En hormigones que no se vibran, las plasticidades deben variar entre 50 y 60 mm. Al vibrar hay un encaje de los finos entre los elementos de mayor tamaño y se obtienen las siguientes ventajas:

Aumento de la resistencia del hormigón a compresión y flexión.
Aumento de capacidad de duración.
Mejor unión entre hormigón fresco y el ya fraguado.
Adherencia mayor entre el hormigón y las armaduras.

El vibrado, cuando se realiza en hormigón de la consistencia adecuada, aumenta la resistencia; en firmes, según experiencias realizadas por el Bureau of Public Roads, se han obtenido aumentos de resistencia a flexión y compresión del 10 por 100, lográndose además una economía de cemento del 10 por 100; ha habido casos en los que se llegó a incrementar la resistencia en un 36 por 100 y a reducir el gasto de cemento, sin afectar a la resistencia, en un 15 por 100.

La absorción de agua del hormigón fraguado disminuye, y, por tanto, la capacidad de duración aumenta considerablemente; una reducción del orden del 40 por 100 en la absorción y una disminución de la permeabilidad a 1/10 son cifras comprobadas en ensayos realizados al efecto.

Otra ventaja importante del vibrado es el aumento de adherencia de la mezcla con hormigones ya fraguados; puede alcanzarse una mejora del orden del 30 al 40 por 100.

Los vibradores que se emplean en la construcción de firmes son:

a) *Vibradores internos.* — En ellos el elemento vibrante que actúa dentro de la masa del hormigón puede ser rígido, flexible completamente, o sólo de mango flexible; aparatos de este tipo se emplean en los firmes algunas veces para consolidar el hormigón junto a los encofrados o bordillos (fig. 25-5); un tipo de vibrador de profundidad empleado exclusivamente en pavimentación, es el tubo Jackson (fig. 25-6), que, unido a la máquina terminadora va vibrando el hormigón en el interior de la masa. Existe un tipo de vibrador de profundidad que actúa en todo el ancho de la terminadora (fig. 25-7), dando excelente resultado.

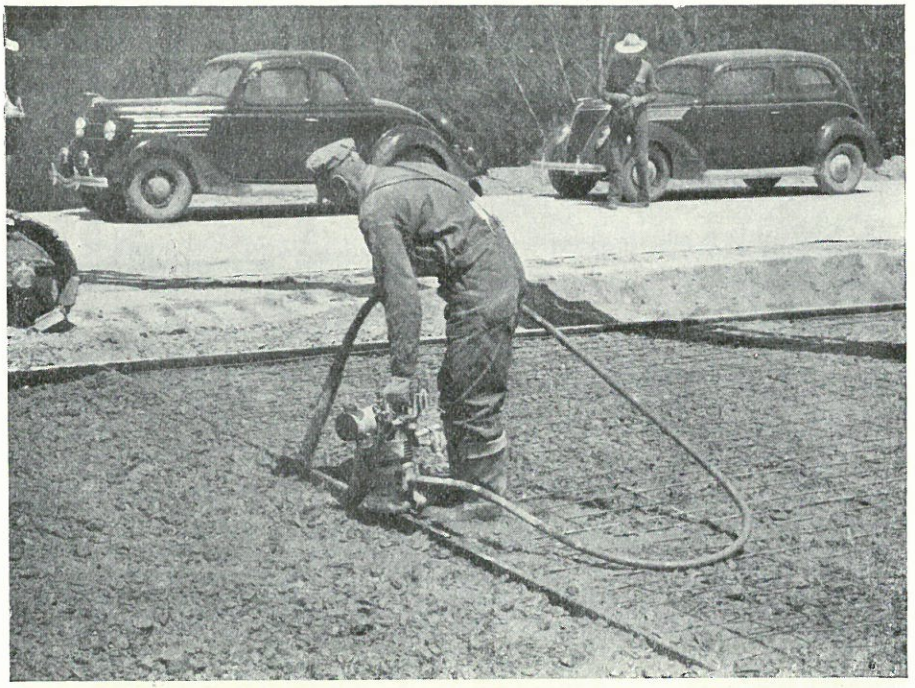


Figura 25-5

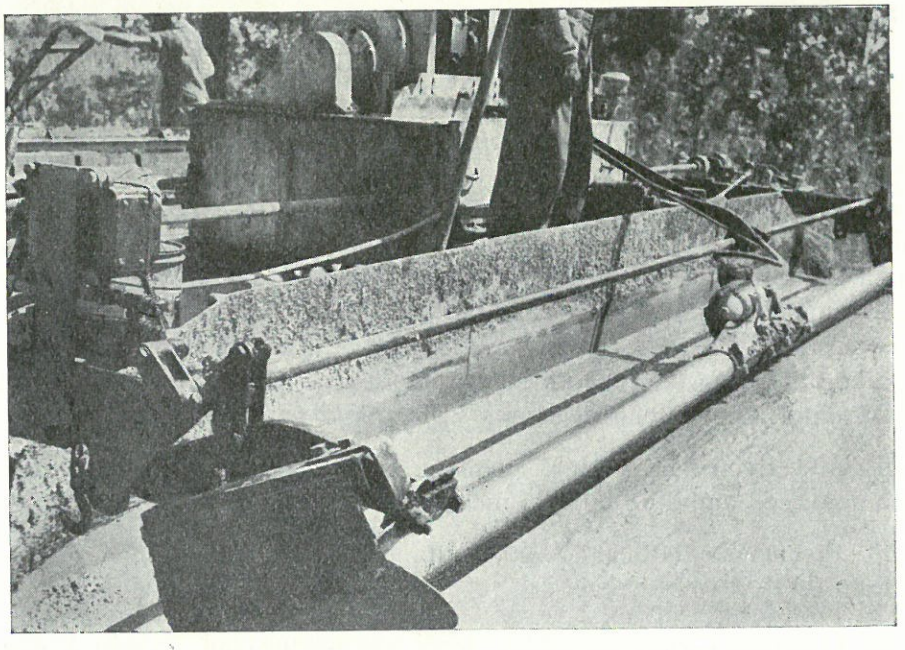


Figura 25-6.

b) *Vibradores de superficie.* — Son maestras vibrantes (fig. 25-7) que, independientes o unidas a las máquinas de terminación del hormigón, lo consolidan debidamente.

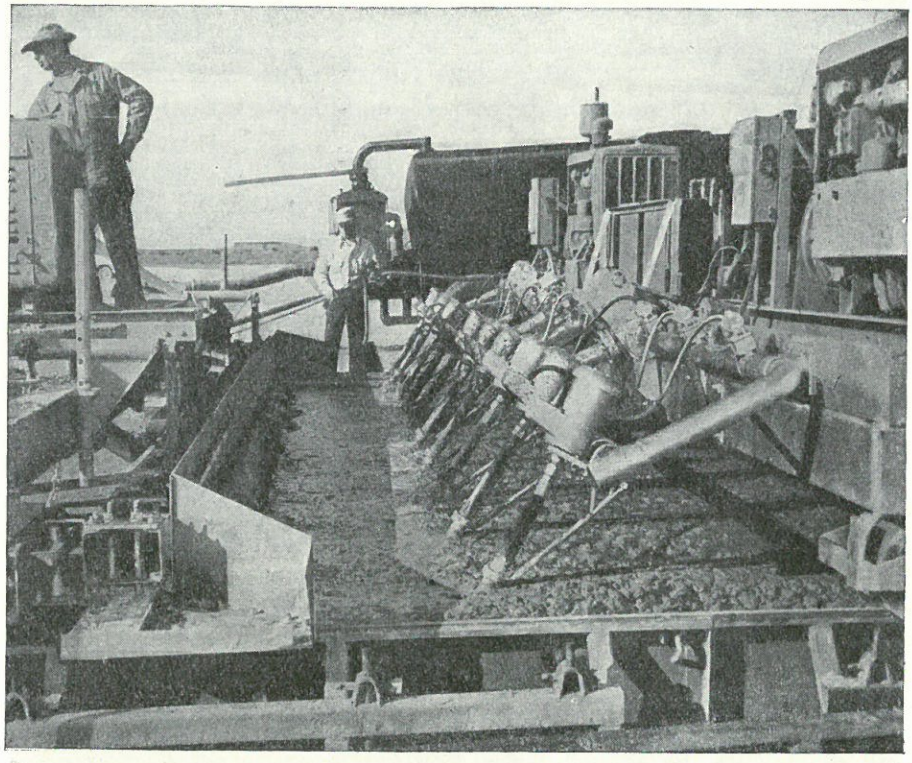


Figura 25-7.

c) *Vibradores de encofrado.* — Muy utilizados en la construcción en general; el elemento vibrante se une al encofrado, que transmite la vibración a la masa de hormigón; no se utilizan en la construcción de firmes; únicamente pueden emplearse en la fabricación de bordillos de hormigón.

Desde el punto de vista de las características de la vibración, los vibradores hoy empleados se clasifican en:

a) Alta frecuencia y muy pequeña amplitud (más de 4.000 vibraciones por minuto, con amplitud de 0,25 mm.).

b) Frecuencia de 3.500 a 4.000 vibraciones por minuto, con amplitud de 0,75 mm.

c) Frecuencia media: 3.000 a 3.500 vibraciones por minuto y amplitud de 1 a 1,5 mm.

Hoy se emplean vibradores de la clase *a*), con frecuencias muy elevadas, llegándose a cifras de 7.000 y excepcionalmente a 8.500 vibraciones por minuto; las frecuencias elevadas producen la consolidación más rápidamente; por ejemplo, con un hormigón seco se precisaron doscientos segundos para consolidar a 4.000 vibraciones; ochenta segundos, a 5.000; cincuenta segundos, a 6.000, y cuarenta segundos, a 7.000. En cambio, la potencia consumida aumenta con el cubo de la frecuencia. La amplitud tiene menos importancia que la frecuencia en la eficacia de la consolidación $e = c\,A\,n\,2{,}4$, en la cual e es la eficacia c, una constante que depende del tipo de aparato empleado; A, la amplitud, y n, la frecuencia.

25.13. Hormigones especiales. — Al hormigón normal se le puede añadir una serie de productos que modifican sus características, adaptándolo así para diversos usos especiales. Los principales con utilidad en la construcción de carreteras son los siguentes:

a) Hormigón con aire ocluido.

b) Cenizas volantes.

c) Cementos naturales y puzolanas.

d) Materiales inorgánicos de gran finura.

e) Aceleradores o retardadores del fraguado.

25.14. Hormigón con aire ocluido. — La oclusión en un hormigón de pequeñas burbujas de aire de tamaño inferior a 1 mm. y uniformemente distribuidas en su masa, mejora notablemente una serie de propiedades del mismo de gran interés en ciertos tipos de aplicaciones, entre las que se encuentran los firmes de hormigón. El aire en exceso sobre el que el hormigón lleva constituye un nuevo elemento de la mezcla; el Bureau of Reclamation dice que los componentes del hormigón son: áridos, agua, aglomerante y aire ocluido.

Un hormigón normal tiene una proporción de aire del 1 por 100; esta proporción se aumenta según el tamaño del árido hasta los límites siguientes (1):

Tamaño máximo del agregado *mm.*	Cantidad recomendada de aire %
38,0 a 64,0	5,5 ± 1,5
20,0 a 25,0	6,5 ± 1,5
4,7 a 9,5	8,0 ± 1,5

(1) *Highway Research Board*, núm. 13-2R, noviembre 1957.

La práctica demuestra que es fácil mantener la proporción de aire entre los límites indicados, con una vigilancia normal en la construcción; cuando el mortero empleado sea más o menos (en proporción importante) que el requerido por el tamaño máximo del árido, se aumentará o disminuirá la proporción de aire para alcanzar el 9,5 ± 1 por 100 del mortero.

Cuando el hormigón no ha de estar sujeto a fuertes heladas puede disminuirse la proporción de aire; en los países muy fríos se tiende a lograr una proporción de aire del 4,5 por 100.

El aire añadido produce en el hormigón:

a) Una mayor plasticidad y trabajabilidad, por tanto, que permite emplear hormigones con menores proporciones de agua, lo cual aumenta para la misma cantidad de cemento la resistencia del hormigón; este aumento de resistencia compensa la disminución que puede ocasionar la mayor proporción de huecos.

b) Una mayor resistencia a la segregación del hormigón en el transporte y extensión, que tiene como resultado una masa más homogénea; el conjunto del hormigón se mejora, pues es más igual la resistencia y se evitan zonas ricas en cemento, de elevada retracción, y otras pobres, con dosificación defectuosa y proporción de huecos excesiva y, por tanto, de baja resistencia y capacidad de duración.

c) Aumento de resistencia a las heladas; el hormigón con aire ocluido resiste en el ensayo de Laboratorio 5 ó 6 ciclos más de hielo y deshielo.

d) Desaparición casi completa del fenómeno de descascarillado superficial, indudablemente debido a la menor proporción de *A/C*, que evita suba la lechada a la superficie.

e) Una mayor resistencia a la acción de los sulfatos.

f) Mayor resistencia a la acción de las sales, anticongelantes empleados en los climas fríos para prevenir la formación del hielo superficial que causa una peligrosa disminución del coeficiente de deslizamiento.

g) La resistencia del hormigón disminuye algo, al hacerlo la densidad; esto se comprueba en los ensayos de Laboratorio, donde se ha apreciado que un aumento del 1 por 100 en la proporción de aire reduce la resistencia a flexión del 2 al 3 por 100, a compresión del 3 al 4 por 100 y el módulo de elasticidad dinámico un 2,5 por 100. Ahora bien, la disminución de resistencia comprobada en el Laboratorio, se ve compensada en obra por la menor proporción de *A/C* necesaria y por la homogeneidad de la masa, por lo cual la resistencia media es más elevada. En hormigones pobres la reducción de resistencia es menor: hay casos en los cuales incluso hay ligero aumento.

En un hormigón corriente el aire que contiene se encuentra en él en forma de coqueras o pequeñas burbujas; las primeras son debidas al encaje de los ári-

dos que dificulta la penetración de la lechada y, por tanto, la salida del aire; las coqueras se evitan por una buena consolidación. Las burbujas pequeñas de aire que quedan en el hormigón durante el amasado, tienden a desaparecer debido a la tensión superficial del agua; para evitarlo, es preciso añadir al hormigón un agente espumante que produzca una disminución de la tensión superficial del agua.

El producto espumante puede ser completamente soluble en agua o prácticamente insoluble; en este último caso es preciso saponificar el producto antes de añadirlo a la mezcla.

El producto espumante se puede añadir al *clinker* o bien a la mezcla. El primer procedimiento, utilización de cementos especiales para obtener mezclas con elevada proporción de aire, tiene la ventaja de que no hay que manejar y dosificar en la hormigonera un elemento más, el agente aireante, lo que resulta peligroso, pues una equivocación que originase una proporción de aire excesiva en la mezcla causaría una disminución de resistencia. El cemento preparado con el agente aireante se añade en la hormigonera como un cemento ordinario. El sistema tiene, no obstante, una dificultad: la proporción de aire de un hormigón depende de su dosificación y de la forma en que la mezcla se realice; la proporción máxima de aire deberá ser una determinada, dependiente de la resistencia que se pretenda obtener, y como no es posible actuar para ello añadiendo más o menos cantidad de agente, ya que el cemento viene con una dada, habrá que actuar sobre las proporciones de la mezcla y el modo de efectuar el amasado. El Highway Research Board considera como factores que influyen en la cantidad de aire de un hormigón sin agente espumante:

FACTOR	EFECTO EN LA CANTIDAD DE AIRE
1. Cantidad de arena	Aumentando la cantidad de arena de la mezcla aumenta la de aire contenido.
2. Riqueza de la mezcla .	Las mezclas ricas tienen menos aire que las pobres.
3. Consistencia de la mezcla	Las mezclas plásticas tienen más aire que las secas. El aire contenido aumenta con el asiento hasta un valor de éste de 15,5 cm.; pero cuando el asiento continúa aumentando disminuye rápidamente.
4. Forma de realizar la mezcla	La mezcla con máquina produce más aire que la mezcla a mano. Los distintos tipos de mezcladoras producen diferentes cantidades de aire.
5. Duración del proceso de mezcla	Durante un cierto tiempo, la cantidad de aire aumenta con el tiempo de mezcla llegando a un máximo, a partir del cual la cantidad de aire disminuye.
6. Temperatura de la mezcla	La cantidad de aire de la mezcla decrece a medida que aumenta su temperatura.

Como, por otra parte, los elementos considerados influyen, aparte del agente espumante, en la resistencia del hormigón, en sus características de trabajabilidad y capacidad de duración, se comprende que el problema de lograr la dosificación adecuada se complica; es necesario hacer un reajuste por ensayos en el laboratorio para lograr que las tres características antes indicadas y la proporción de aire de la mezcla sean las convenientes, actuando especialmente sobre los factores 1, 2, 3 y 5 enumerados en el cuadro y sobre la proporción de cemento de la mezcla.

En el caso de que el agente espumante se añada a la mezcla, el problema de la dosificación es más sencillo; estudiada la dosificación conveniente con los materiales disponibles, se determina la proporción de aire que contiene; añadiendo después distintas cantidades de agente espumante, se determina, por interpolación, la cantidad precisa para lograr la proporción total de aire que el pliego de condiciones estipule debe contener el hormigón.

Hay que tener especial cuidado cuando se trate de hormigones fabricados en una instalación central y transportados después al punto de empleo en camiones mezcladores especiales; según se indica en el cuadro, punto 5, la cantidad de aire de una mezcla de condiciones determinadas, va aumentando con el tiempo transcurrido desde el amasado, hasta un máximo, a partir del cual empieza a disminuir; el máximo tiene lugar entre los quince y treinta minutos, y, como en los camiones mezcladores se llega a tiempos hasta de noventa minutos, hay que comprobar si el hormigón llega al punto de empleo con cantidad de aire en exceso.

El agente aireante puede venir añadido a un cemento natural, que se mezcla con el cemento Portland en la proporción de 1 : 5 a 1 : 6 en volumen; el cemento natural debe llevar la suficiente cantidad de agente aireante para lograr en el hormigón la proporción de aire conveniente.

Añadir al hormigón materiales inertes finamente pulverizados produce una disminución de la proporción de aire: hay que forzar en este caso la cantidad de agente aireante. Lo mismo sucede cuando se añaden cenizas volantes.

25.15. El agente aireante. — El agente aireante tiene que ser una substancia capaz de trabajar la tensión superficial del agua; su acción puede representarse en la forma que indica la figura 25-8, *a*; las cargas positivas y negati-

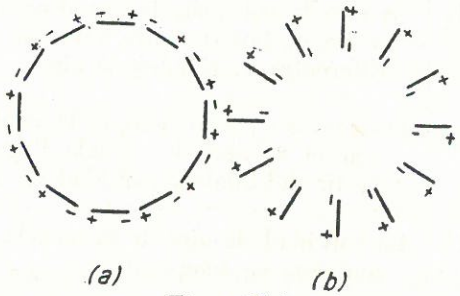


Figura 25-8.

vas de cada dos dipolos tienden a atraerse, reduciendo la superficie de la burbuja hasta hacerla desaparecer; al agregar el agente aireante, la estructura toma la forma representada en la figura 25-8, *b*. Los grupos polares del agente se orientan según su aerofilia o hidrofilia; los primeros, hacia el interior de la burbuja, y los segundos, hacia la masa acuosa; adoptan, por tanto, una posición normal a la superficie de la burbuja. Como los grupos hidrófilos son de la misma polaridad, tienden a repelerse y se oponen, por tanto, a la acción de la tensión superficial; se llega a establecer así el equilibrio dinámico.

Los agentes empleados son compuestos orgánicos de naturaleza polar-no polar, activos superficialmente y que poseen, por tanto, la propiedad de disminuir la tensión superficial del agua.

La consistencia y estabilidad de una burbuja es debida a la rápida formación de una película superficial sólida sobre la superficie acuosa que mantiene encerrado el aire de la burbuja; por ello, los agentes aireantes deben ser substancias orgánicas con un grupo hidrófilo capaz de absorberse en la superficie del líquido; han de tener una fuerte actividad superficial, con una estructura hidrófoba-hidrófila y un peso molecular y una solubilidad media.

Los agentes pueden ser:

1.° Resinas de madera, como la Vinsol, fracción de alquitrán extraído de madera de pino.

2.° Aceites animales o vegetales, como el aceite de sebo y oliva, y los ácidos grasos, como los esteáricos y oleicos.

3.° Varios agentes, como sales alcalinas o ésteres de compuestos orgánicos sulfonados, como el producto Darex A. E.

4.° Jabones de resinas ácidas y grasas animales o vegetales, solubles en agua.

5.° Otros agentes que en vez de dar lugar a la formación de burbujas de aire las producen de oxígeno o hidrógeno, con efecto similar; en esta forma actúan el peróxido de hidrógeno y el polvo de aluminio.

Las burbujas que forme el agente aireante tienen que ser de pequeño diámetro y estar repartidas uniformemente (fig. 25-9); el cumplimiento de ambas condiciones es la mayor dificultad práctica que tiene el obtener un producto recomendable; si no se cumplen la eficacia del agente disminuye.

En Estados Unidos los más usados como productos comerciales son el Darex A.E. y la resina Vinsol, el N-Tair y el Airalón. El primero es una sal de trietanolamina de un hidrocarburo sulfonado; es un producto sulfonado sintético soluble en agua y puede agregarse al *clinker* o al hormigón disuelto en el agua.

La resina Vinsol puede emplearse añadida al *clinker* o durante el amasado, disuelta en agua; en este último caso el producto se emplea en forma de jabón (resinato sódico); es muy soluble y su acción es inmediata y uniforme;

tiene únicamente la desventaja de que es preciso añadir un producto más para preparar el jabón.

El N-Tair es un resinato sódico obtenido de la madera de los tocones de los pinos, de la cual se extraen las resinas ácidas, solubles en petróleo de nafta; el N-Tair se produce estabilizado en forma tal que permanece homogéneo y completamente soluble en cualquier concentración de las empleadas en trabajo.

El Airalón consiste en ácidos carboxílicos hidroaromáticos y grasas derivadas en un proceso alcalino de la fabricación del papel y neutralizados para convertirlos en un jabón soluble en agua.

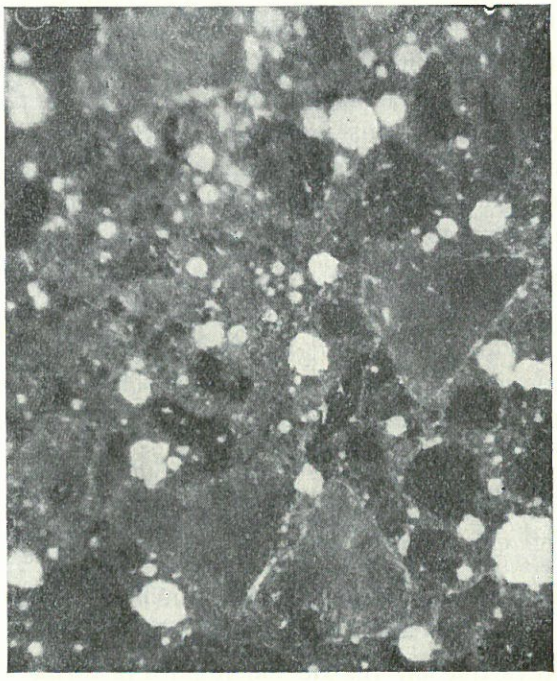


Figura 25-9.

25.16. Determinación de la cantidad de aire de un hormigón. — La determinación de la cantidad de aire que un hormigón contiene es fundamental para poder comprobar la eficacia del agente aireante empleado. El método más antiguo empleado es el gravimétrico utilizado por la A. S. T. M. y la A. A. S. H. O. Se emplea un recipiente cilíndrico de palastro con las siguientes dimensiones:

Capacidad — *Litros*	Diámetro interior — *mm.*	Altura interior — *mm.*	Tamaño máximo del árido — *mm.*
14 (½ pie cúbico)	254 (10″)	279,4 (11″)	Hasta 50
28 (1 pie cúbico)	355,6 (14″)	285 (11,23″)	Más de 50

El recipiente se llena en tres tongadas, en cada una de las cuales se reducen los huecos con un redondo de 15,87 mm. (5/8″) y 60 cm. de longitud, en el cual el extremo que ha de actuar sobre el hormigón termina en forma esférica; cada tongada se apisona con 25 golpes uniformemente repartidos, si se emplea el molde pequeño, y 50 si se utiliza el grande; el pisón no debe penetrar nada más que ligeramente en la superficie del hormigón; la superficie exterior se apisona cuidadosamente en 10 ó 15 golpes, hasta que no aparezcan en ella burbujas de aire; se iguala cuidadosamente la superficie. Se pesa con un error menor de 0,5 Kg., y restando el peso del recipiente se obtiene el peso total del hormigón y se deduce el peso por metro cúbico, P_h; se puede obtener el volumen de hormigón por amasada de la hormigonera:

$$V_h = \frac{P_c + P_g + P_f + P_a}{P_h};$$

P_c, peso del cemento.
P_g, " " árido grueso.
P_f, " " árido fino.
P_a, " " agua.
P_h, " " hormigón.

El volumen de aire por unidad será:

$$V_A = \frac{V_h - W}{V_h};$$

en la cual W es el volumen absoluto de los componentes de la mezcla, que puede determinarse fácilmente.

El procedimiento no tiene dificultad, pero exige pesadas cuidadosas; para evitarlo se emplean aparatos de presión fundados en la ley de BOYLE: si se tiene un recipiente de volumen conocido, V_1, que contiene aire a una presión P_1 y se conecta por medio de una válvula con una cámara de volumen desconocido, V_2, que contiene aire a la presión atmosférica, la presión total adquirirá un valor P_2 y por la ley de BOYLE se verificará:

$$V_2(P_2 - P_a) = V_1(P_1 - P_2);$$

de la cual se podrá deducir el valor buscado de V_2; los valores de P son presiones absolutas, suma de la presión atmosférica y la medida por el manómetro; llamando M_1 y M_2 a las lecturas respectivas de éste, resulta:

$$V_2 = \frac{V_1(M_1 - M_2)}{M_2}.$$

En este procedimiento se funda el método de WASHINGTON y el de KLEIN y WALKER; en el primero (fig. 25-10), un recipiente (1) de volumen determinado

se llena del hormigón a ensayar, está comunicado por medio de una válvula, *A*, con el recipiente (2), de volumen conocido, al cual se puede aplicar la presión; el aire del hormigón se encuentra a la presión atmosférica y tiene el volumen de aire que queremos medir, más el que quede hasta la tapa; por medio de un compresor se alcanza en el recipiente (2) una presión determinada, P_1; se abre la válvula (*A*) y se mide la presión que resulta, P_2; por la fórmula [1] se obtiene el valor del volumen buscado; la eficacia del agente aireante empleado puede completarse con un examen de la muestra de hormigón al mi-

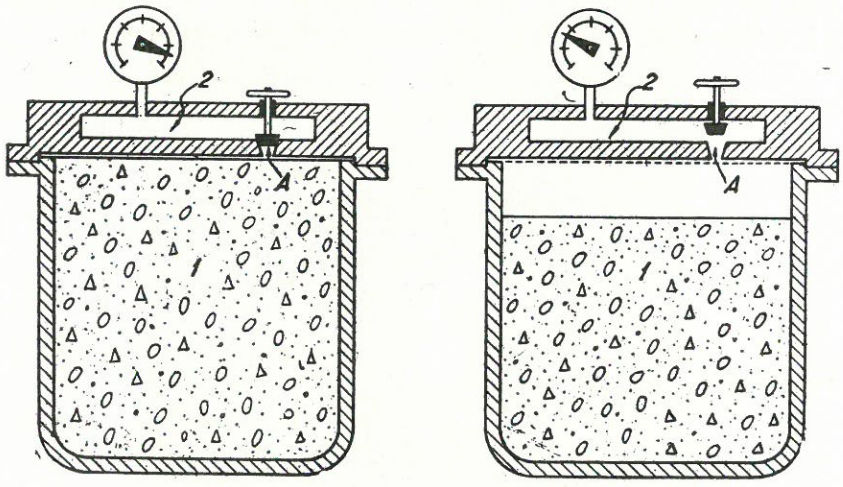


Figura 25-10.

croscopio (fig. 25-9), según el informe austríaco presentado al primer simposio europeo (julio 1969), la separación entre las burbujas de aire debe ser de 0,025 milímetros para que el hormigón tenga la debida resistencia a las sales producidas en el deshielo. El empleo del microscopio normal solamente es aplicable al hormigón fraguado; con hormigón fresco puede emplearse microscopio de bolsillo.

La ASTM, en su norma C-231-52, emplea un método fundado en la deformación que experimenta el hormigón fresco bajo una presión dada y en condiciones definidas, comparando esa deformación con la experimentada por un volumen conocido de aire sometido a la misma presión.

25.17. Cenizas volantes. — Desde el año 1930 se estudia en Estados Unidos la conveniencia de añadir al hormigón "cenizas volantes" (*fly ash*); este material procede de los humos de hornos en los cuales se emplea carbón pulverizado; empezaron a usarse en algunas construcciones de cierta importancia en 1952; su utilización, posteriormente, se ha extendido mucho.

Las cenizas volantes se añaden al Pórtland en proporción, normalmente, hasta el 30 por 100, aunque en algunos casos se ha llegado al 40 por 100.

La curva de aumento de resistencia es más tendida, pero al cabo de un año se llega a igualar la resistencia para dosificaciones normales (hasta el 30 por 100 del cemento); las cenizas empleadas no deben tener más de un 5 por 100 de carbón.

Las cenizas, a pesar de su finura, disminuyen la retracción; las que tienen menos carbón son las que más efecto hacen en este sentido.

El empleo de cenizas produce en el hormigón una superficie muy compacta, circunstancia de especial interés en los firmes; esta propiedad, unida al hecho de que la forma esférica de las partículas de las cenizas hace más trabajable el hormigón y permite, por tanto, reducir la proporción agua/cemento, por lo cual se puedan alcanzar resistencias mayores y, lo que es muy importante, tener una superficie unida sin la formación de lechada.

Por todo ello, el empleo de cenizas volantes presenta ventajas indudables para los firmes de hormigón. Si se utilizan cenizas volantes en hormigones con aire ocluido, hay que tener en cuenta que es necesaria una mayor proporción de producto aireante que en un hormigón sin cenizas, para lograr el mismo tanto por ciento de aire ocluido.

25.18. Aceleradores y retardadores de fraguado. — Se puede añadir al hormigón ciertos productos que producen una aceleración del proceso de fraguado. Hacerlo así puede tener interés en determinadas circunstancias; por ejemplo, para reparaciones. El empleo de aceleradores es útil para hormigones que se fabrican en épocas en las que haya el peligro de heladas, la rapidez del fraguado aumenta la temperatura durante su proceso; esto sucede, por ejemplo, con los cementos aluminosos, y aunque, en mucha menor proporción, cuando se añade al Portland un acelerador; en este caso se produce además, paralelamente, una reducción del punto de congelación de la mezcla; por eso el empleo, en proporción correcta de un acelerador es una seguridad cuando el hormigonado se tiene que realizar a temperaturas cerca de la crítica. En cambio no es aconsejable su empleo cuando la temperatura del ambiente es superior a 20° C., pues el aumento de temperatura producido por el acelerador, unido a la del ambiente, puede en su conjunto resultar perjudicial; en este caso, como en cementos aluminosos, habrá que cuidar con esmero de la protección del hormigón durante el fraguado, manteniéndolo con la humedad necesaria; de todas maneras habrá que tener cuidado de que el fraguado no sea demasiado rápido. El acelerador más usado es el cloruro cálcico; este producto debe emplearse preferentemente en disolución, aunque también se usa en forma granular o de escamas blancas que a veces añaden en seco a la mezcla; hacerlo así tiene el peligro de que fácilmente la mezcla puede ser heterogénea (ver epígrafe 19.11).

La proporción recomendable es del 1 al 2 por 100 en peso del cemento; en esta proporción reduce aproximadamente a la mitad el tiempo de endurecimiento.

Se usan también, en menor escala, otros aceleradores, cloruro de aluminio y algunos compuestos orgánicos; hay que tener cuidado con el empleo de estos productos, pues hay algunos que reducen excesivamente la resistencia final.

El empleo de retardadores de fraguado es menos corriente, se utilizan en la construcción de estructuras en climas extremadamente calurosos donde existe peligro de que se inicie el fraguado con demasiada rapidez; se suelen emplear algunas veces para las inyecciones impermeabilización de túneles y en otros casos especiales; es muy raro que se utilicen en hormigones de firmes, pues producen una considerable reducción de resistencia que siempre hay que comprobar; se emplean diferentes sales de cinc, aluminio, cobre o hierro; su dosificación es de 0,05 a 0,5 por 100 del peso del cemento.

Bibliografía

"Ensayos acelerados de hormigón. Hormigones de alta resistencia". Highway Research Record; núm. 210.

"Firmes de hormigón hidráulico. Técnica francesa". Revue Général de Routes; enero 1967.

"Firmes de hormigón hidráulico. Módulo elasticidad dinámico - armado con fibras diversas". Le Strade; febrero 1967.

"Retardadores y aceleradores de fraguado". Revista de Obras Públicas; noviembre 1968.

"Primer Symposium Europeo sobre pavimentos de hormigón". Boletín del Laboratorio del Transporte; núm. 74; julio 1969.

CAPITULO XXVI

EL PROYECTO DE FIRMES DE HORMIGON HIDRAULICO

26.1. Consideraciones generales. — Los firmes de hormigón hidráulico se denominan pavimentos rígidos; las losas de hormigón hidráulico se asientan directamente sobre el terreno o sobre una base adecuada.

Las losas de hormigón hidráulico, a causa de su rigidez y elevado módulo de elasticidad, tienden a distribuir las cargas sobre un área de suelo relativamente amplia. Por ello, su resistencia a la flexión es el factor más importante en la determinación del espesor necesario del firme.

Tensiones en las losas. — Las acciones principales que afectan a las losas de un pavimento son las siguientes:

Las cargas del tráfico.

Las variaciones de temperatura.

Las variaciones de humedad.

La retracción del fraguado.

Su acción aislada o conjunta es la que origina un estado de tensiones en la losa. Para disminuir las producidas por las variaciones de temperatura, humedad y retracción del fraguado, el pavimento se divide en losas, por juntas debidamente dispuestas para que las tensiones producidas sean admisibles en la práctica.

Las tensiones originadas por las variaciones de temperatura y humedad son independientes de las producidas por las cargas exteriores, pero en muchos casos ambas se sumarán. Por ejemplo, una losa de hormigón con un gradiente de temperatura que aumente desde la superficie al fondo, se combará bordes arriba, elevándose sus esquinas; el peso de la losa originará tracciones en las fibras de la cara superior. Si una carga exterior actúa sobre la esquina, se producirán también tracciones en las fibras de la cara superior, que vendrán a sumarse a las de combado producidas por el gradiente de temperatura.

Métodos utilizados para el cálculo de los esfuerzos originados por la acción de las cargas del tráfico. — Teóricamente es posible determinar las tensiones producidas en las losas por las acciones exteriores; pero en la práctica existen lagunas importantes, ya que las hipótesis de sustentación no son totalmente ciertas. Por ello, las fórmulas teóricas se han corregido llegando a unas, que la experimentación ha comprobado son suficientemente aproximadas. A pesar

de ello existe hoy día la tendencia de dimensionar las losas con reglas prácticas fundadas en la naturaleza de la sustentación y la importancia del tráfico. Es, de todos modos, de indudable interés el estudio teórico, pues él da idea clara de la forma de comportarse las losas.

El método más empleado de cálculo de las tensiones producidas en las losas de un pavimento por las cargas de tráfico es el de WESTERGAARD, que hace más de cuarenta años abordó el estudio del problema, determinando las líneas de influencia de los momentos flectores producidos en ellas por las cargas exteriores.

Las hipótesis básicas de la teoría de WESTERGAARD son las siguientes: La carga se aplica sobre la losa uniformemente a través de un área circular; la losa es homogénea y tiene propiedades elásticas uniformes; su apoyo sobre el terreno es, asimismo, uniforme; éste presenta una reacción vertical, proporcional en cada punto a su deflexión o hundimiento.

Estas hipótesis rara vez se cumplen en la práctica: no es posible conseguir la homogeneidad e isotropía en la losa, aunque cuidando la compactación y evitando la segregación en el hormigón, es posible acercarse a ella. El combado de las placas por los gradientes de humedad y temperatura, la surgencia ("pumping"), la plasticidad del suelo de asiento, sus cambios de volumen, etc., son causas de apoyo no uniforme de la losa sobre la subrasante; por último, la reacción del terreno no se ajusta exactamente a la hipótesis de WESTERGAARD.

Todas estas circunstancias se han tenido en cuenta en las correcciones introducidas en las primitivas fórmulas de WESTERGAARD, fundadas en medidas hechas en la realidad; las fórmulas hoy en uso, que son conocidas por fórmulas de WESTERGAARD modificadas, tienen, por tanto, un carácter semiempírico y conducen a valores de las tensiones en las losas muy próximos a los reales.

Otra teoría también utilizada para el cálculo de tensiones producidas en las losas por cargas exteriores, es la de HOGG: asimila la losa de hormigón a una placa elástica que apoya sin rozamiento sobre el suelo, que considera como medio elástico indefinido en el sentido de BOUSSINESQ. Al igual que WESTERGAARD, admite que la carga exterior se reparte en un área circular.

Parece claramente demostrado que las hipótesis de HOGG se aproximan más a la realidad que las de WESTERGAARD. Sin embargo, lo difícil y costoso de la determinación de los módulos de elasticidad y de POISSON del terreno de apoyo, que son los que le caracterizan, así como el hecho de que en la actualidad no está resuelto el problema de carga de esquina, dentro de la teoría de HOGG, hacen que sus fórmulas no hayan alcanzado la difusión de las de WESTERGAARD. De todos modos, en algunos países europeos, como Francia, utilizan esta teoría en el cálculo de los firmes rígidos.

BURMISTER estudió el comportamiento mecánico del sistema constituido por dos capas de extensión infinita y propiedades elásticas uniformes, la superior de profundidad finita, bajo la acción de una carga repartida uniformemente en un área circular.

Posteriormente, ACUM y FOX ampliaron los estudios de BURMISTER a sistemas elásticos de tres capas.

El hecho de que estas fórmulas no sean aplicables a los casos de cargas actuando en el borde o en la esquina de las losas de hormigón, así como la extremada complejidad de los cálculos, han hecho que hasta la fecha estas teorías no hayan tenido interés práctico en el proyecto de firmes rígidos.

Recientemente RAY-FORDYCE y EISENMANN han realizado interesantes estudios. Los del primero emplea, análogamente a los sistemas modernos de cálculo de firmes flexibles una prognosis de tráfico valorada en cargas por eje simple y tándem que ha de soportar el firme durante su período de servicio y las condiciones resistentes del firme; sus resistencias a flexotracción, las de sustentación; se admiten las hipótesis de fatiga acumulada de MINOR y se supone que las tensiones debidas al alabeo de las losas o a su construcción son despreciables respecto a las producidas por las cargas del tráfico. Este método ha servido de base al adoptado en 1966 por la Cement Portland Ass. EISEMANN estudia el efecto de las tensiones de combado y llega a la conclusión de que pueden ser del orden de magnitud de las producidas por las cargas cuando la longitud de las losas sobrepasa los 5 ó 6 metros. En el tramo de ensayo del Laboratorio del Transporte el diferente comportamiento de las losas 5, 6 y 7 m. parece confirmar esta teoría.

Por ser el origen el sistema de los cálculos teóricos, exponemos a continuación un resumen de la teoría de WESTERGAARD y sus modificaciones, que plantean y tratan de resolver los problemas de resistencia de las losas: dan una idea suficientemente aproximada de cómo se comportan elásticamente y sirven para justificar las diferentes soluciones constructivas, aunque en la práctica no sea preciso su empleo para el dimensionamiento, ya que en la casi totalidad de los países, éste se hace por reglas prácticas fundadas en la experiencia y dependientes de las condiciones de clima y tráfico.

26.2. Teoría de Westergaard. — *Valoración de las cargas del tráfico.* — En la teoría de WESTERGAARD se estudian las tensiones producidas por una carga uniformemente repartida sobre un área circular actuando en el centro y en la esquina de una losa, y por una carga uniformemente repartida en un área semicircular actuando en el borde (fig. 26-1).

La carga *P*, que se considera, es la correspondiente a una rueda simple, o a un par de ruedas gemelas del vehículo que se adopte para el proyecto, afectada de un factor de impacto y no considerando el efecto de los ejes contiguos.

Carga total de cálculo. — Se suele exigir como valor de *P* el correspondiente a las cargas máximas; por ejemplo, 5 ó 6 Tm. en rueda doble.

Existen métodos con los que se pretende tener en cuenta la fatiga del hormigón. En el Departamento de Carreteras de Illinois, se llegó a establecer la curva de la figura 26-2. En el eje de ordenadas se representa el coeficiente de

seguridad definido como la relación $R = \frac{\text{tensión de rotura}}{\text{tensión de trabajo}}$ y en el de abscisas el número de repeticiones de la carga; de él se deduce que adoptando un coeficiente de seguridad de 2, esto es, admitiendo una tensión de trabajo mitad de la tensión de rotura, el número de repeticiones de carga es prácticamente ilimitado. Para tensiones de trabajo superiores a la mitad de la tensión de rotura, el número de repeticiones de carga que pueda recibir el hormigón en la flexión

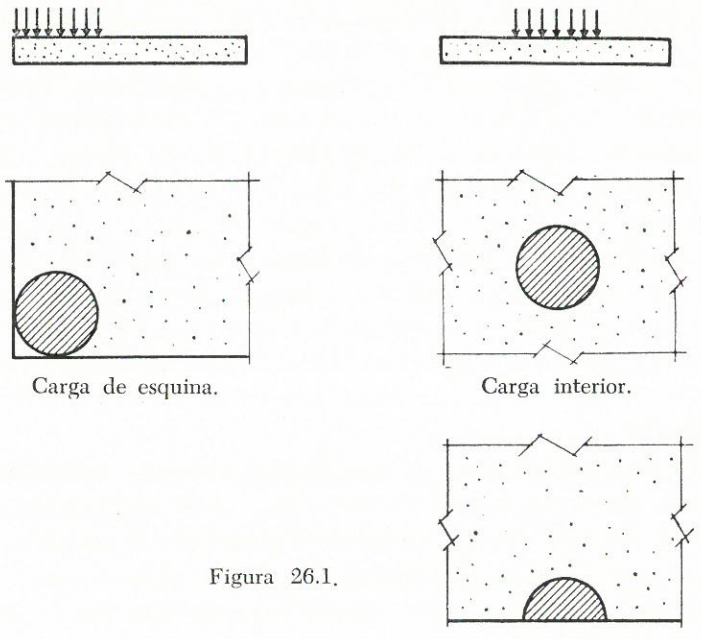


Figura 26.1.

viene ya limitado. Las cargas estudiadas fueron las de tensión de tracción en la flexión, ya que los experimentos realizados demostraron son éstas las críticas y no las de compresión.

La Portland Cement Association adopta como valor de P la carga media correspondiente a las cien mil más pesadas que se supone han de circular por una vía del camino en la vida prevista del mismo (que suele considerarse de veinticinco a treinta años). Para esta carga toma un coeficiente de seguridad 2, es decir, dimensiona el pavimento de modo que la tensión de trabajo que origina la carga sea la mitad de la rotura del hormigón. Y luego comprueba que los coeficientes de seguridad, correspondientes a las cargas más pesadas que la de cálculo, no superan los valores del gráfico del Departamento de Carreteras de Illinois; lo cual, por otro lado, es improbable. En el caso de que ocurra así, modifica el espesor del pavimento hasta conseguir que los coeficientes de seguridad, correspondientes a las cargas más pesadas que la de cálculo, no sean inferiores a los del gráfico citado. De esta manera, aprovecha de modo más perfecto la resistencia mecánica del hormigón.

Sin embargo, el criterio sencillo que hemos indicado al principio de considerar como carga P de cálculo la máxima normal, o sea, de 5 a 6 Tn., y aplicar a esta carga un coeficiente de seguridad 2, coincide con suficiente precisión con el criterio de la Portland, ya que cien mil repeticiones de carga en veinticinco años suponen cuatro mil al año, número de repeticiones que es muy probable alcance una carga máxima normal.

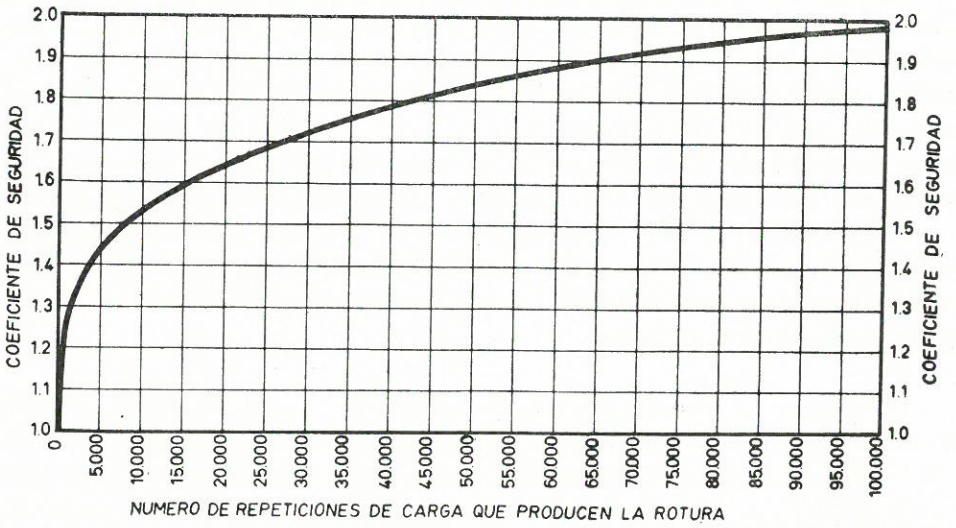


Figura 26.2.

Influencia de los ejes contiguos. — WESTERGAARD encontró, y la experiencia lo ha confirmado, que para la separación usual entre los ejes, aun de los camiones más pesados, las tensiones máximas en un pavimento sólo dependían del peso máximo por rueda o par de ruedas gemelas, pues el coeficiente de influencia de las demás ruedas era prácticamente despreciable. Los ensayos de ARLINGTON demostraron que la tensión bajo una carga no se ve apenas influida por las que distan de ella 1 m. o más. Sin embargo, la realidad es que en el caso de vehículos aparcados unos junto a otros, muy próximos entre sí, o en el caso de los modernos camiones que están provistos de varios ejes traseros, se puede producir un aumento sensible en las tensiones producidas por una rueda o par de ruedas gemelas por la acción de otras próximas a ellas.

SPARKES ha estudiado los aumentos de tensión por vehículos, aparcados muy próximos entre sí o circulando por una carretera estrecha. En la carga interior, ha apreciado aumentos de tensiones desde un 10 a un 50 por 100, según la calidad del cimiento, sobre las tensiones correspondientes a la acción de una sola rueda, o par de ruedas gemelas. En los bordes de la losa sus conclusiones son que el aumento de tensiones, al considerar influencia de ejes contiguos, es prácticamente despreciable en las condiciones de tráfico ordinario; únicamente en el caso de vehículos aparcados en ángulo recto con el borde,

se pueden apreciar aumentos sensibles de tensiones sobre las correspondientes a la acción de una sola rueda, aumentos que oscilan entre un 10 y un 20 por 100. Por último, dice que en las esquinas no es necesario considerar la acción de cargas múltiples, por ser despreciable; si el apoyo es bueno, pero pueden producirse aumentos hasta de un 25 por 100 si hay socavación del cimiento en la esquina de la placa y ésta actúa como ménsula.

De todo lo expuesto se deduce que para el tráfico y vehículos normales no influyen sensiblemente unos ejes sobre los contiguos. Unicamente en zonas de aparcamiento o con vehículos de varios ejes traseros, circulando con gran frecuencia, podrá producirse un aumento de tensiones de trabajo en el hormigón, que se debería considerar sobre las calculadas para un solo eje. El cálculo de dichas tensiones se hace dibujando las líneas de influencia o bien aproximadamente, con las conclusiones de SPARKES. Si estos vehículos no son frecuentes, es preciso tener en cuenta las tensiones producidas por ellos, únicamente, si su paso coincide con las horas en las cuales las tensiones de combado de las losas son máximas; y es posible evitar que esto ocurra fijando las horas a las cuales puedan utilizar la carretera.

Impacto. — Las cargas del tráfico actúan en forma dinámica y deberán, por tanto, venir afectadas del correspondiente factor de impacto; este efecto varía según la suspensión, velocidad y peso del vehículo, así como el acabado de la superficie del pavimento. Para firmes rígidos y en términos generales, se considera un coeficiente de impacto de un 20 por 100.

La U. S. Public Road Administration, basándose en las experiencias efectuadas hace ya varios años por BUNHAMAN y REID, publicó la siguiente tabla de coeficientes de impacto:

Carga estática por rueda — *Tm.*	COEFICIENTES DE IMPACTO	
	Ruedas gemelas de alta presión	Ruedas gemelas de baja presión
1,81	2,05	1,70
2,27	1,80	1,54
2,72	1,67	1,43
3,18	1,56	1,37
3,63	1,48	1,31
4,08	1,41	1,27
4,54	1,36	1,24

La tabla corresponde a una velocidad de 80 Km./hora sobre una superficie normalmente acabada. Si bien hoy se construyen carreteras para velocidades de régimen mayores, es evidente que los progresos alcanzados, tanto en

neumáticos como en suspensiones, así como la mayor regularidad que se obtiene en el pavimento con los métodos modernos de construcción, nos asegura que el valor del impacto indicado es suficientemente conservador, máxime si se tiene en cuenta que, según puede verse en la figura 26-3, representación gráfica de la tabla transcrita, al crecer las cargas, el coeficiente de impacto tiende a estabilizarse, y que las 6 Tn. por eje que hoy se toman como base de cálculo son superiores al máximo recogido en la tabla citada.

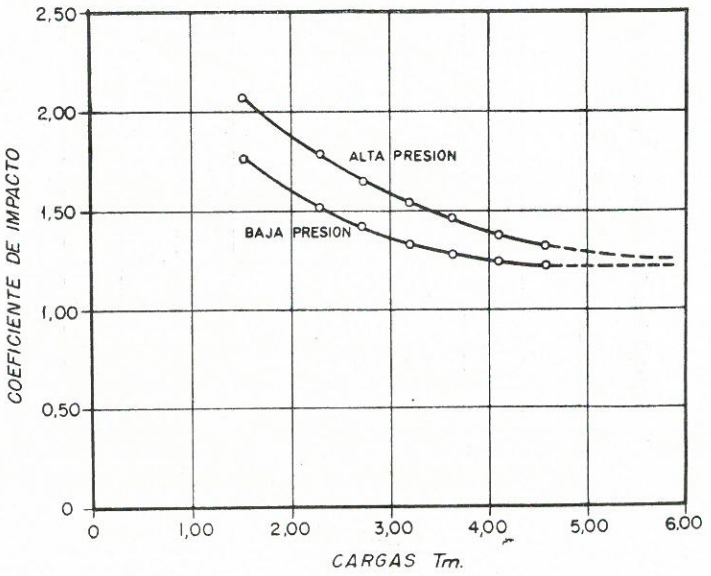


Figura 26.3.

Area de reparto. — La hipótesis de que la carga correspondiente a una rueda o par de ruedas gemelas se reparte sobre un área circular o semicircular, según se trate de cargas interior o esquina y de borde, es una hipótesis que puede aceptarse con bastante aproximación, a pesar de que en la práctica, el área sobre la cual se realiza la transmisión de carga al pavimento, es una elipse en el caso de rueda simple o una doble elipse en el caso de par de ruedas gemelas. El radio *a* del círculo depende del peso transmitido y de la presión de los neumáticos. Mediante el gráfico de la figura 26-4, preparado por la U. S. Public Road Administration, pueden obtenerse los radios de los círculos de carga. Puede verse que, en el caso de ruedas gemelas, se admite que la carga se reparta también en un círculo único.

El gráfico da directamente los radios de las áreas de carga en los casos de cargas interior o de esquina. Para el caso de carga de borde con ruedas gemelas, se supone que el radio del semicírculo es el mismo que se obtiene directamente de las curvas de la figura. En el caso de carga de borde con rueda

sencilla, el área del semicírculo se considera igual a la del círculo completo cuyo radio se obtiene del gráfico correspondiente de la figura. Por tanto, si es r el radio obtenido del gráfico, el del semicírculo será $r_1 = r\sqrt{2}$.

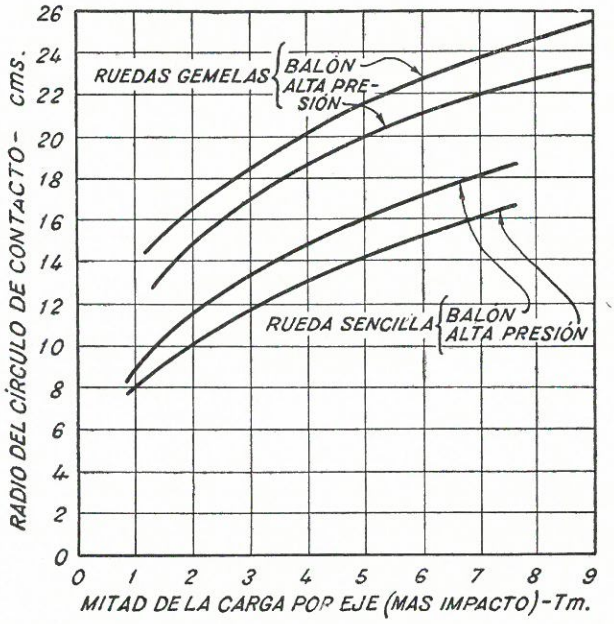


Figura 26.4.

Características del hormigón y del terreno. — En las fórmulas de WESTERGAARD y modificadas, ya hemos indicado, se supone que la losa es de espesor uniforme, tiene propiedades elásticas uniformes y viene caracterizada por su espesor h, su módulo de elasticidad E, su coeficiente de POISSON μ y la carga máxima de trabajo admisible en el hormigón. Con los actuales hormigones para carreteras pueden considerarse los siguientes valores medios:

Módulo de elasticidad, de 300.000 a 350.000 Kg./cm.^{2}.
Coeficiente de POISSON, de 0,15 a 0,25.
Tensión de rotura a flexión a los veintiocho días, de 45 a 55 Kg./cm.^{2}.

Se supone que la losa que tiene sus bordes libres está en equilibrio bajo la acción de las cargas del tráfico, su peso propio, las reaciones de las losas contiguas y la del terreno; esta última se considera en cada punto proporcional al hundimiento. El terreno de apoyo vendrá, por tanto, caracterizado por la constante de proporcionalidad entre la reacción y el hundimiento. Esta constante K será tal que:

$$R = K\,i$$

siendo:

R = reacción en un punto (Kg./cm.^{2}).
i = hundimiento del mismo (cm.).

K recibe el nombre de módulo de reacción o de balasto. Se expresa en kilos por centímetro cúbico.

Utilizando las fórmulas que se recogen a continuación, se llega a valores de las tensiones muy concordantes con los reales.

Fórmulas de WESTERGAARD *y modificadas.* — En todas las fórmulas figura el valor llamado por WESTERGAARD radio de rigidez relativa, y que viene expresado por:

$$l = \sqrt[4]{\frac{E\,h^3}{12\,(1-\mu^2)\,K}}$$

siendo:

l = radio de rigidez relativa (cm.).
E = módulo de elasticidad del hormigón (Kg./cm.^{2}).
h = espesor de la losa (cm.).
μ = coeficiente de POISSON del hormigón.
K = módulo de balasto del terreno (Kg./cm.^{3}).

Tensiones críticas. — Consideraremos las tensiones críticas producidas en las tres condiciones de carga ya citadas, y que son:

1) Carga interior.
2) Carga de borde.
3) Carga de esquina.

Carga interior. — La rueda en esta posición provoca tensiones de tracción en la cara inferior de igual intensidad en todas direcciones.

La tensión máxima es, según la fórmula modificada de WESTERGAARD:

$$\sigma = 0{,}275\,(1+\mu)\,\frac{P}{h^2}\left(\log_{10}\frac{E\,h^3}{K\,b^4} - 54{,}54\left(\frac{l}{C_1}\right)^2 C_2\right)$$

donde:

σ = tensión de trabajo.
μ = módulo de POISSON del hormigón.
P = carga.
h = espesor de losa.
E = módulo de elasticidad del hormigón.
K = módulo de balasto del suelo.
b = radio ficticio de distribución de la carga, que vale:
$\sqrt{1{,}6\,r^2 + h^2} - 0{,}675\,h$, si $r < 1{,}724\,h$ y r si $r > 1{,}724\,h$,
siendo r el radio del círculo de carga.
l = radio de rigidez relativa.

C_1 y C_2, dos factores de corrección introducidos por WESTERGAARD en su fórmula primitiva para tener en cuenta el hecho de que la reacción del terreno debajo y alrededor de la zona de la carga es mayor que si se supone dicha reacción proporcional al hundimiento.

Los valores de C_1 y C_2 hay que determinarlos experimentalmente. Pueden utilizarse los recomendados por KELLEY $C_1 = 5\,l$, $C_2 = 0{,}2$, que conducen a resultados conservadores.

Carga de borde. — La rueda en esta posición provoca tensiones de tracción en la cara inferior que alcanzan su valor máximo en la dirección del borde de la placa.

Suponiendo que la losa apoya perfectamente sobre la subrasante, WESTERGAARD dedujo que la tensión máxima viene dada por la expresión:

$$\sigma = 0{,}529\,(1 + 0{,}548\,\mu)\,\frac{P}{h^2}\left[\log_{10}\frac{E\,h^3}{K\,b^4} - 0{,}71\right]$$

En los ensayos de ARLINGTON se observó concordancia entre las tensiones de la losa cuando estaba sin combar y los calculados por medio de esta fórmula. Cuando la losa estaba combada, bordes arriba, las tensiones observadas superaban las calculadas aproximadamente en un 10 por 100.

Como consecuencia de estas observaciones, TELLER y SUTHERLAND han modificado la fórmula de WESTERGAARD para tener en cuenta este incremento en la tensión crítica de borde por el combado bordes arriba. Proponen la expresión:

$$\sigma = 0{,}529\,(1 + 0{,}548\,\mu)\,\frac{P}{h^2}\left[\log\frac{E\,h^2}{K\,b^4} + \log\frac{b}{1-\mu^2} - 1{,}0792\right]$$

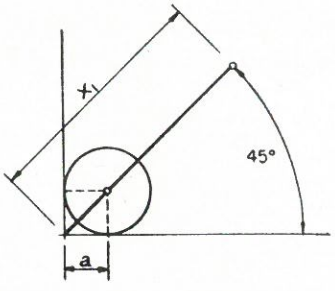


Figura 26.5.

Carga de esquina.—En este caso de carga los esfuerzos máximos de tracción se presentan en la cara superior de la losa. La tensión crítica es paralela a la bisectriz del ángulo de esquina. Y según WESTERGAARD se presenta (fig. 26-5) a la distancia $X_1 = 2{,}38\,\sqrt{a\,l}$, y vale:

$$\sigma = \frac{3\,P}{h^2}\left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l}\right)^{0{,}6}\right] \qquad \text{(WESTERGAARD)}$$

El combado de la placa por las variaciones de temperatura y humedad altera el régimen de contacto entre la losa y la subrasante. Ello es causa de que las tensiones inducidas sean claramente superiores a las calculadas con l>

fórmula de WESTERGAARD. BRADBURY propuso sustituir a por $\frac{a}{\sqrt{2}}$ en la primitiva fórmula de WESTERGAARD, llegando a la expresión:

$$\sigma = \frac{3P}{h^2}\left[1 - \left(\frac{a}{l}\right)^{0,6}\right] \qquad \text{(BRADBURY)}$$

Como consecuencia de los experimentos de ARLINGTON, KELLEY propone:

$$\sigma = \frac{3P}{h^2}\left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l}\right)^{1,2}\right] \qquad \text{(KELLEY)}$$

y a esta misma fórmula llegan TELLER y SUTHERLAND al modificar empíricamente la primitiva de WESTERGAARD:

$$\sigma = \frac{3P}{h^2}\left[1 - \left(\frac{a\sqrt{2}}{l}\right)^{1,2}\right] \qquad \text{(TELLER y SUTHERLAND)}$$

Todas estas fórmulas: BRADBURY, KELLEY, TELLER y SUTHERLAND, son, como hemos indicado, modificación de la primitiva de WESTERGAARD, tienen un carácter semiempírico y pueden utilizarse para el cálculo de la tensión crítica de tracción originada por carga de esquina. Si a esta tensión crítica sumamos las producidas por los factores citados anteriormente: variaciones de temperatura, variaciones de humedad, etc., tendremos la tensión total crítica por carga de esquina, que no deberá superar a la de trabajo que se adopte para el hormigón.

La Pórtland Cement Association, en su publicación "Concrete Pavement Design", recomienda para el cálculo de la tensión máxima por carga de esquina la siguiente fórmula de GERALD PICKETT:

$$\sigma = \frac{4,2P}{h^2}\left[1 - \frac{\sqrt{\frac{a}{l}}}{0,925 + 0,22\frac{a}{l}}\right] \qquad \text{(PICKETT)}$$

pero indica, además, que esta fórmula teórico-experimental puede utilizarse para la determinación del espesor del firme sin más que obligar a que la tensión calculada por medio de la fórmula no supere a la de trabajo que se adopte para el hormigón y siempre que las distancias entre juntas sean las que en su manual se recomiendan.

Hasta ahora hemos considerado que los bordes de la esquina de la losa eran libres. La realidad es que en las juntas se suelen disponer elementos que permiten transferir parte de la carga a la losa contigua. Podemos aceptar que

en el caso más desfavorable, borde longitudinal libre y junta transversal, un 20 por 100 de la carga se transmite a la losa contigua. Por tanto, si se disponen pasadores u otros elementos de transmisión de carga entre losas, deberá sustituirse en las fórmulas anteriores P por $0{,}8\,P$ para el cálculo de las tensiones críticas de esquina.

En la figura 26-6 se recogen las tensiones críticas por carga de esquina de losa con bordes libres, calculadas por las fórmulas de WESTERGAARD, BRADBURY y PICKETT.

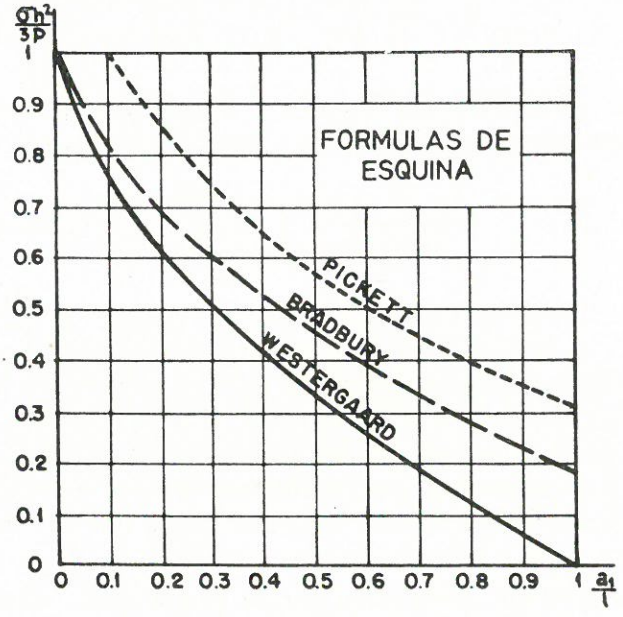


Figura 26.6.

26.3. Módulo de reacción K del terreno. — En la teoría de WESTERGAARD, según se ha visto, el terreno viene caracterizado por su módulo de reacción K, relación entre la presión unitaria sobre él y el hundimiento que experimenta. La figura 26-7 demuestra que su influencia en los valores de las tensiones que experimenta el hormigón es pequeña, por ello sólo interesa conocer su valor con una aproximación relativa.

Se determina utilizando preferentemente una placa de carga de 75 cm. de diámetro. Con los espesores actuales de losas se obtiene un área cargada en el terreno muy superior a la de la placa de 75 cm. de diámetro (1). Sin embargo, la experiencia ha demostrado que en ensayos de carga efectuados con placas de diámetro mayores de 75 cm. los valores de K obtenidos coinciden con el

(1) Según TERZAGHI, en suelos granulares, el área de terreno cargada a través de una losa de cimentación corresponde, en una grosera aproximación, a un círculo de radio $7\,h$, siendo h el espesor de la losa. En terrenos arcillosos, también el área cargada a través de una losa de carretera, aunque menor, ha de superar claramente la del círculo de 75 cm. de diámetro.

determinado a partir de la placa de 75 cm. Ello justifica el diámetro elegido en los ensayos para determinar *K*.

La técnica del ensayo admite variantes de las cuales la más utilizada es la del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Efectuado el asiento de

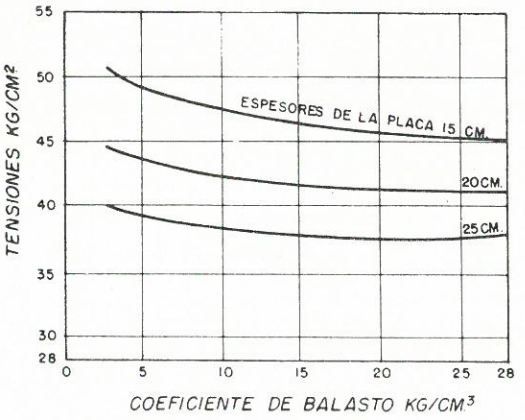


Fig. 26.7.—Relación entre el coeficiente de balasto y la suma de las tensiones debidas a la carga y al gradiente de temperatura.

la placa, se va realizando su puesta en carga por incrementos de 0,35 Kg./cm.^{2} sin dar una nueva carga hasta que prácticamente haya asentado el terreno bajo la acción de la carga anterior. Se dibuja el gráfico que relaciona las cargas unitarias con los hundimientos medidos (fig. 26-8).

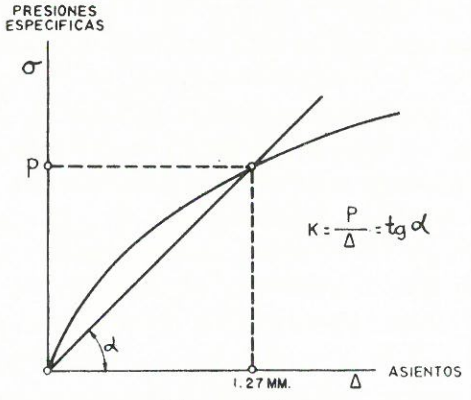


Figura 26.8.

Si la hipótesis de WESTERGAARD de que la reacción del terreno es proporcional al hundimiento fuera exacta, el gráfico de la figura 26-8 sería una recta y su pendiente el valor de *K*; pero en la realidad suele ser una curva convexa hacia arriba. Se elige entonces el valor de *K* indicado en la figura correspondiente al asiento de 0,127 cm. (0,05″) $K = \frac{P}{0{,}127}$, siendo p la presión unitaria correspondiente al asiento de 0,127 cm.

Las cargas precisas para conseguir los asientos indicados son muy grandes y obligan a dispositivos de reacción incómodos y costosos; estas dificultades aumentan notoriamente con la resistencia del terreno. Por este motivo se pueden utilizar, por razones prácticas, placas de diámetros menores y aplicar al valor obtenido de K un factor de corrección. Es frecuente utilizar placas de 45 y 30 cm. de diámetro. El factor de corrección depende del diámetro de la placa empleada; puede determinarse del modo siguiente:

El hundimiento Δ producido en un medio elástico homogéneo indefinido de módulo de elasticidad E por una carga unitaria p aplicada a través de una placa circular rígida de radio a es:

$$\Delta = 1{,}18 \frac{p\,a}{E}$$

El módulo de reacción K vale:

$$K = \frac{p}{\Delta} = \frac{E}{1{,}18\,a}$$

luego los valores de K dentro de la zona de deformaciones elásticas del suelo son inversamente proporcionales al diámetro de la placa. Por tanto:

$$30\,K_{30} = 45\,K_{45} = 75\,K_{75}.$$

Siendo K_{30}, K_{45} y K_{75} los módulos de reacción determinados en ensayos de carga con placas rígidas de 30, 45 y 75 cm. de diámetro.

La relación teórica que liga en esta hipótesis de elasticidad perfecta el módulo de reacción K con el diámetro de la placa, se ha representado en la figura 26-9. El eje de las ordenadas representa el valor de K para cualquier diámetro expresado en porcentaje del valor equivalente de K para el diámetro de 75 cm. El eje de las abscisas representa el diámetro de la placa. La realidad es que aun con deformaciones inferiores a la de 1,27 mm., el comportamiento del suelo no es elástico. Su resistencia y rigidez crecen normalmente con la profundidad, lo que hace que al aumentar el diámetro de la placa de carga en los ensayos se observe mayor resistencia a deformación que la teórica.

En la figura 26-9 se han dibujado varias curvas empíricas análogas a la teórica que también pueden utilizarse en la determinación del factor de corrección de K con suelos cohesivos y la relación de TERZAGHI para suelos granulares. Se observa que el valor K no varía, en la práctica, para diámetros mayores de 75 cm., como ya hemos indicado.

Al efectuar los ensayos de placa de carga, como es natural, los resultados varían sensiblemente con la humedad en el suelo. En las arenas y gravas, el contenido de humedad, por su elevado rozamiento interno, afecta relativamente poco al valor de K mientras no se llega a la saturación. En arcillas y limos, la influencia de la humedad es muy importante.

Cuando no es posible efectuar el ensayo de campo a suelo saturado, o con la humedad de equilibrio si se sigue este criterio en el proyecto, es necesario corregir el ensayo de campo. El procedimiento más utilizado consiste en pre-

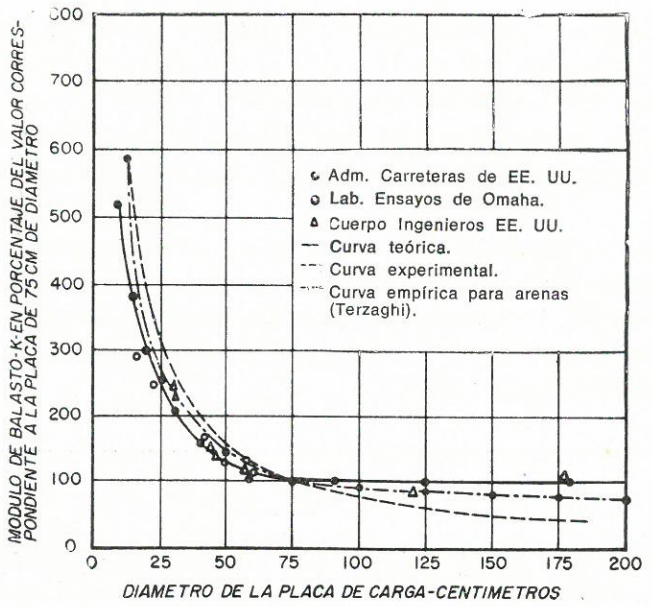


Figura 26.9.

parar en laboratorio dos probetas: una, con la humedad del ensayo de campo, y otra, saturada de agua, o con la humedad de equilibrio. Obtener las curvas presiones unitarias-deformaciones para las dos probetas (fig. 26-10) y, determinando la relación de las cargas precisas para producir el mismo asiento, se halla el coeficiente de corrección a aplicar:

$$K = \frac{p_s}{p} K_t$$

Siendo K_t el coeficiente obtenido en el terreno.

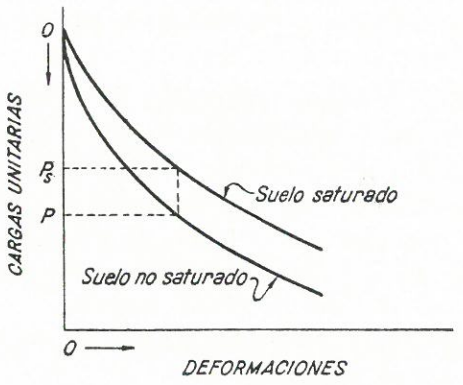


Figura 26.10.

Se han desarrollado también otros métodos para obtener el valor de *K* más rápidamente. Por ejemplo, correlacionándolo con el índice de C.B.R. En la figura 26-11 se recoge la curva publicada, a este efecto, por la Portland Cement Association.

Como es lógico, lo que se gana en rapidez se pierde en precisión, pero no hay que olvidar la poca influencia de *K* en los espesores precisos de firmes; por ello resultan muy útiles los procedimientos rápidos.

A efectos de anteproyecto, pueden emplearse los valores de *K* obtenidos por CASAGRANDE para los diversos tipos de suelos, según su clasificación (epígrafe 10.12).

El empleo de base bajo el firme no se suele considerar, en general, a los efectos del espesor de la placa; es decir, que debe éste calcularse con el módulo de reacción del terreno subyacente. Los ensayos de placa de carga efectuados sobre la base indican el valor de *K* se acerca al del terreno natural al aumentar el diámetro de la placa.

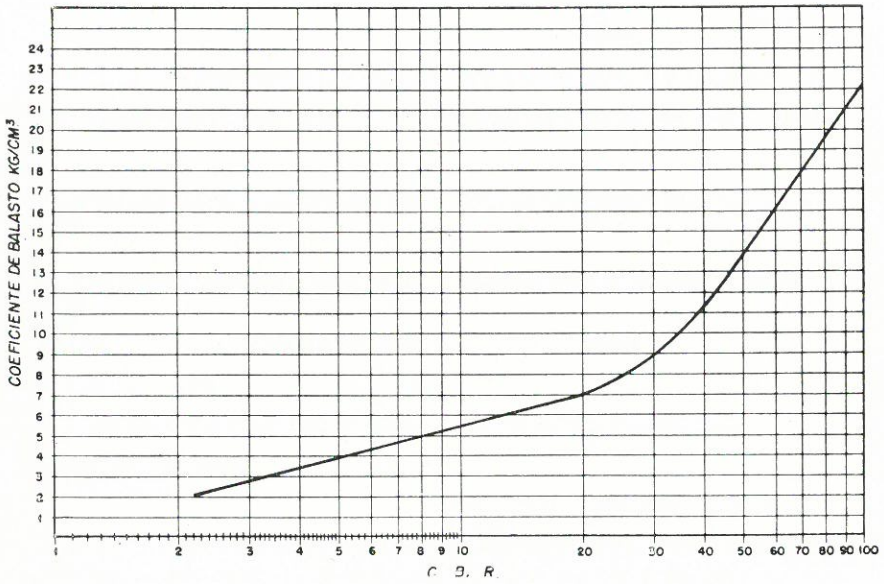


Fig. 26.11.—Relación entre el C.B.R. y el coeficiente de balasto.

Si se quiere estudiar la posible reducción de espesor por el efecto de la base, se pueden seguir dos procedimientos: uno, práctico, y otro, teórico. El procedimiento práctico puede consistir en realizar el ensayo de placa de carga de 75 cm. de diámetro sobre la base ya terminada y utilizar el valor de *K* que se obtenga. El teórico, calcular con la teoría de BURMISTER y en función del valor de *K* del suelo natural y del espesor de base y su naturaleza (que influirá en su módulo de elasticidad) el valor de *K* del conjunto.

En la figura 26-12 se recogen gráficamente los resultados de aplicar esta teoría a una base de uso corriente.

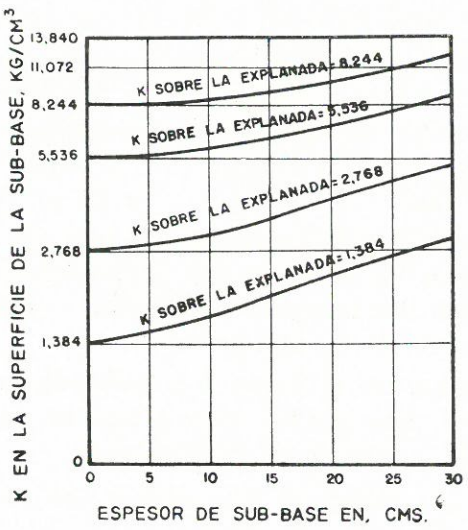


Fig. 26.12.—Efecto de diversos espesores de subbase en el valor de *K*.

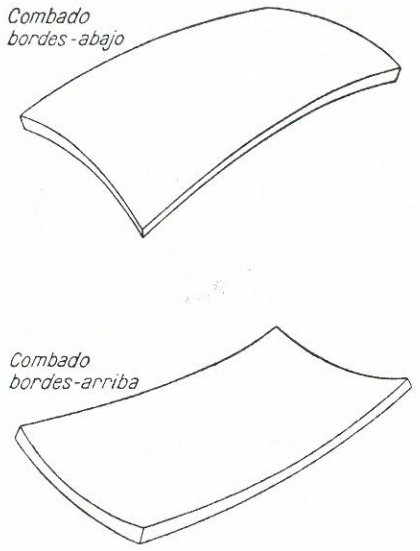


Figura 26.13.

26.4. Tensiones producidas en las losas por los cambios de temperatura y humedad. — *Tensiones debidas a las variaciones de temperatura.* — Los cambios en la temperatura atmosférica dan lugar a variaciones de temperatura en las losas. La temperatura varía en la losa con la profundidad; existe un gradiente de temperatura variable con las oscilaciones térmicas diarias y estacionales; ello produce la desigual dilatación o contracción de las fibras, paralelas a la superficie con la profundidad, y con ello el combado de la placa. Este movimiento está parcial o totalmente impedido por el peso propio y las reacciones en los pasadores o dispositivos análogos en las juntas, lo que provoca tensiones; el combado altera el régimen de contacto de la losa con la subrasante, pudiendo aumentar considerablemente las tensiones producidas por la acción de las cargas del tráfico.

En verano y durante el día, se produce el máximo gradiente positivo, máximo de la diferencia entre la temperatura de las caras superior e inferior. La losa se arquea apoyándose en sus extremos: combado bordes abajo (fig. 26-13). Durante la noche, especialmente de madrugada, ocurre lo contrario. La losa se levanta en los bordes apoyándose en el centro: combado bordes arriba. La temperatura media de la losa experimenta cambios que provocan su dilatación o contracción; al estar el movimiento impedido por el rozamiento con el cimiento y la resistencia en las juntas, se producen tensiones.

Tensiones de combado. — Existen dos métodos para el cálculo de las tensiones de combado.

El primero, basado en análisis teórico de WESTERGAARD, ha sido desarrollado por BRADBURY y KELLEY, y en él se supone que el gradiente de temperatura

es constante con la profundidad, esto es, se admite que la variación de temperatura es lineal con la profundidad.

El segundo, original de THOMLINSON, no considera el gradiente de temperatura con la profundidad constante, sino variable y calculable si se conoce la ley de variación de temperatura en la superficie de la losa y las propiedades térmicas del hormigón. THOMLINSON admite que la temperatura en la superficie de la losa varía sinusoidalmente en el día.

Parece claramente demostrado que el análisis de THOMLINSON es más aproximado a la realidad que el de WESTERGAARD. Sin embargo, por la simplicidad de este último y por sobrestimar normalmente las tensiones producidas, lo que nos deja del lado de la seguridad, es más frecuente su utilización.

Análisis de WESTERGAARD, BRADBURY *y* KELLEY. — Como se ha indicado, las fórmulas dadas a continuación han sido deducidas por BRADBURY y KELLEY, admitiendo la variación lineal de temperatura del análisis de WESTERGAARD.

A efectos de cálculo se toman $\left(\frac{2}{3}\right)$°C de variación de temperatura por centímetro de espesor para el máximo gradiente positivo (diferencias diurnas) y $\left(\frac{2}{9}\right)$°C para el máximo gradiente negativo (diferencias nocturnas), cifras sancionadas suficientemente por la experiencia de los Estados Unidos.

Las fórmulas son:

1. *Tensiones en el borde.* — La tensión máxima es de dirección paralela al borde (que tomaremos como eje X):

$$\sigma_{xb} = \frac{C_x E t}{2}$$

$$\sigma_{yb} = 0$$

2. *Tensiones en el interior*:

$$\sigma_{xi} = \frac{E \alpha t}{2} \frac{C_x + \mu C_y}{1 - \mu^2}$$

$$\sigma_{yi} = \frac{E \alpha t}{2} \frac{C_y + \mu C_x}{1 - \mu^2}$$

siendo:

σ_{xb} = tensión de combado en el borde de la losa, en el sentido de su longitud (Kg./cm.^{2}).

σ_{yb} = tensión de combado en el borde de la losa, en el sentido de su anchura (Kg./cm.^{2}).

σ_{xi} = tensión en el interior de la losa, en el sentido de su longitud (Kg./cm.^{2}).

σ_{yi} = tensión en el interior de la losa, en el sentido de su anchura (Kg./cm.^{2}).

E = módulo de elasticidad del hormigón (Kg./cm.^{2}).
μ = coeficiente de POISSON del hormigón.
α = coeficiente de dilatación térmica del hormigón.
t = diferencia de temperatura entre las caras superior e inferior de la losa, en grados centígrados.
C_x y C_y = son coeficientes cuyos valores se determinan mediante el gráfico de la figura 26.14 en función de $\frac{L_y}{l}$ y $\frac{L_x}{l}$, respectivamente, siendo L_x y L_y longitud y ancho de la losa, y l, el radio de rigidez relativa.

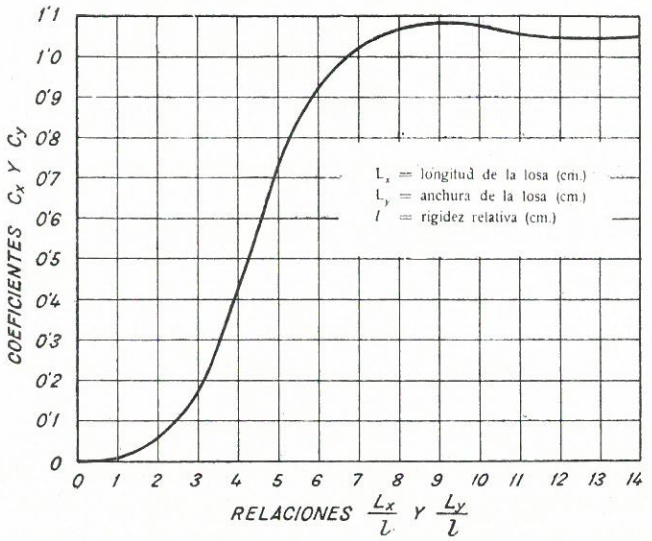


Figura 26.14.

3. *En la esquina.* — Para las tensiones de combado en la esquina, BRADBURY propuso esta fórmula aproximada:

$$\sigma = \frac{E\,t\,\alpha}{3\,(1-\mu)}\sqrt{\frac{a}{l}}$$

En este caso t se calcula con el gradiente nocturno y se obtiene $t = \frac{2}{9}\,h$. La tensión corresponde al punto de la bisectriz, donde es máxima la debida a la carga de esquina.

En las esquinas las tensiones de combado son pequeñas. En cambio, es de importancia el incremento en las producidas por las fuerzas exteriores a causa de este combado. Este incremento ya se ha tenido en cuenta en las fórmulas modificadas de WESTERGAARD.

En el interior y en los bordes, las tensiones de combado tienen mayor importancia; ello es debido a que la deformación del combado es resistida por escasa masa de hormigón en las esquinas y por casi toda la losa cuando se trata del interior o borde.

En la figura 26-15 (Ensayos de ARLINGTON) se han dibujado curvas de variación de las tensiones de combado en el interior de losas de hormigón de 23 cm. de espesor, sobre subrasantes homogéneas, al variar la longitud de las losas; de estas curvas se deduce que el aumento de longitud de la losa produce un notable incremento de las tensiones de combado hasta un cierto valor (entre 7 y 8 m.), a partir del cual se mantienen constantes o tienden a disminuir.

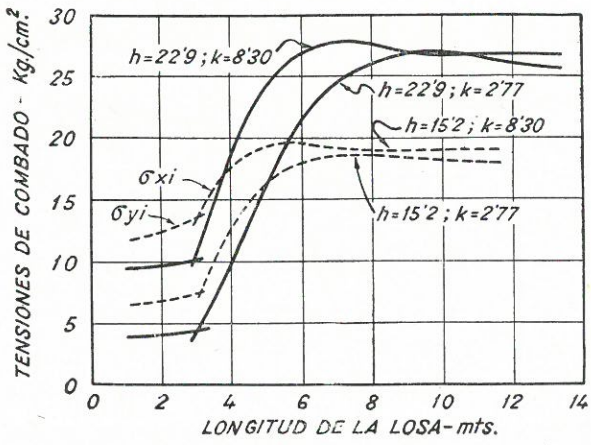


Figura 26.15.

Dilatación o contracción uniforme. — Las variaciones en la temperatura media de la losa originan su dilatación o contracción. Este movimiento está impedido en parte por rozamiento con la subrasante. La retracción del fraguado produce también la contracción de la losa, que está impedida asimismo por la resistencia del rozamiento.

Las tensiones que aparecen por estas causas varían notoriamente de intensidad con la longitud de las losas; en las cortas carecen de importancia, mientras que en las largas pueden alcanzar valores elevados. Su intensidad crecerá desde el extremo de la losa a la sección media. Un valor máximo aproximado de la tensión en dicha sección media será:

$$\sigma = \frac{f l \delta}{2}$$

Siendo:

f = coeficiente de fricción entre losa y subrasante.
l = longitud de la losa.
δ = peso específico del hormigón.

El American Concrete Institute fija $f = 1{,}5$; en realidad el valor de f depende de múltiples factores, y la cifra citada sólo puede considerarse como un valor medio a efectos de cálculo.

La fórmula anterior corresponde a suponer la resistencia al rozamiento uniforme en todo el apoyo de la losa. Realmente esta resistencia depende, a igualdad de otros factores, del desplazamiento de la losa en cada punto. Es necesario un desplazamiento mínimo para que se movilice la totalidad de la resistencia al rozamiento que la subrasante es capaz de desarrollar. En los ensayos realizados por el Bureau of Public Roads, se ha encontrado que la fuerza máxima horizontal que puede desarrollarse, se presenta para desplazamientos del orden de 2,5 mm. (0,10") y que el coeficiente de rozamiento máximo era de 2,2 en una losa de 20 cm. y 2,5 en una de 15 cm.

Para tener en cuenta la variación de resistencia al rozamiento con el desplazamiento, se han admitido varias hipótesis.

Parece que la más aproximada a la realidad, dentro de la simplicidad, es suponer que la ley de variación de la resistencia al rozamiento es parabólica desde el punto medio de la losa, donde se supone nula, hasta el punto en que se produce el desplazamiento necesario para movilizar la resistencia máxima posible.

KELLEY admite, de acuerdo con esta hipótesis, la distribución que se indica en la figura 26-16.

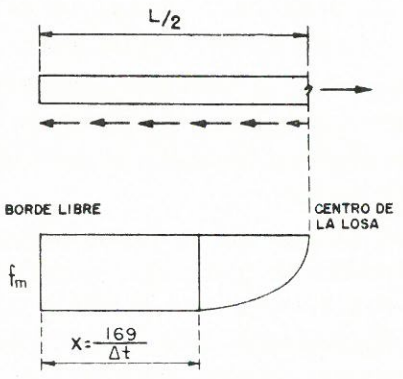


Figura 26.16.

De acuerdo con él, la resistencia media de rozamiento sería:

$$f_a = f_m \left(1 - \frac{2x}{3L}\right) \text{ si } x < \frac{1}{2}L$$

$$f_a = \frac{2f_m}{3}\sqrt{\frac{L}{2x}} \text{ si } x > \frac{1}{2}L$$

siendo f_m el coeficiente de resistencia máximo.

Debemos tener en cuenta que el combado de la placa es causa de que las hipótesis que aceptan apoyo uniforme de ésta en todo el área, no sean exactas, y también que el coeficiente de resistencia al rozamiento depende, en parte, de la resistencia a esfuerzo cortante del suelo o capa de base.

Tensiones debidas a las variaciones de humedad. — Las variaciones en el contenido de humedad de las losas producirán efectos análogos a los cambios de temperatura. Poco se sabe acerca de ellas, pero desde luego, las tensiones que producen son de menor importancia que las correspondientes a las variaciones de temperatura. Además, sus efectos son contrarios a los de la temperatura. El combado bordes abajo por variación de temperatura se presenta, como ya hemos visto, durante el día en verano, pero en esta época la acción del aire y del sol secan la superficie del pavimento, la cara inferior en contacto con la subrasante mantiene, en cambio, más uniformemente su humedad. Ello origina deformaciones opuestas al efecto de temperatura que puede ser importante y lo compensa en parte. El combado bordes arriba por variación de temperatura, se presenta, en cambio, en las madrugadas de los meses fríos, que son, en general, húmedos y lluviosos, produciéndose también una compensación entre ambos efectos.

26.5. Condiciones que producen las máximas tensiones de tracción en las losas. Interesa conocer en qué condiciones se superponen los efectos de los diversos factores, estudiados aisladamente hasta ahora, y cuáles son las máximas tensiones de tracción que se van a presentar en las losas.

Como ya hemos indicado, las tensiones producidas por el tráfico y por el gradiente de temperatura, son de mayor importancia que las restantes. En placas largas pueden tener también importancia las originadas por variaciones de la temperatura media de la losa.

Como las cargas del tráfico actúan de modo continuo, las tensiones máximas se presentarán normalmente cuando las de combado de la placa, por efectos de la variación de temperatura, sean máximas y se sumen a las anteriores. Si efectuamos la suma algebraica de las tensiones máximas debidas a estos efectos, obtendremos valores aproximados por exceso de las máximas tensiones que son de temer.

Los casos más desfavorables serán:

1) *Carga interior o de borde y combado bordes abajo por gradiente de temperatura.* — Este efecto se produce con su máxima intensidad en días calurosos que sigan a noches frías, principalmente a principios de verano.

La placa comba bordes abajo y se producen tracciones en la cara inferior que, unidas a las producidas por las cargas del tráfico, originan las tensiones máximas en interior y bordes de la placa.

A estos dos efectos se superponen en forma favorable, disminuyendo la tensión máxima, los efectos de la variación de humedad y la resistencia del cimiento a la dilatación de la placa, ya que en esta época y este momento, el gradiente de humedades tiende a combar la placa bordes arriba y la elevación de temperatura media a provocar su dilatación.

La tensión máxima en el fondo de la placa será, pues, resultante de las siguientes:

> Tensión debida a la carga + Tensión por gradiente de temperatura — Tensión por gradiente de humedad — Tensión por dilatación uniforme.

Los dos primeros sumandos calculados por las fórmulas anteriormente citadas, dan un valor aproximado por exceso de dicha tensión máxima utilizable a efectos de proyecto, y muy aproximado al real.

2) *Carga inferior o de borde y contracción uniforme por disminución de temperatura.* — Una disminución importante de la temperatura media puede producirse durante noches frías que sigan a días calurosos en primavera y verano y en períodos fríos de otoño e invierno.

En primavera y verano el efecto de esta disminución de temperatura queda compensado por el combado bordes arriba que se produce en la placa y origina importantes compresiones en su fondo. En otoño e invierno la disminución de temperatura será continuada y abarca normalmente un período de varios días. El efecto del gradiente de temperatura será de poca importancia. Como además los descensos más fuertes de temperatura se suelen producir en tiempo seco, la influencia de la humedad es también pequeña.

En estas condiciones la tensión máxima de tracción para carga interior o de borde se presentará en el fondo y será la superposición siguiente:

> Tensión debida a la carga + Tensión debida a la contracción uniforme — Tensión debida a gradiente de temperatura — Tensión debida a gradiente de humedad.

Los dos últimos términos, de muy poca importancia, pueden despreciarse.

3) *Carga de esquina y combado bordes arriba por gradiente de temperatura.* — En las noches frías de verano que puedan seguir a días calurosos, se produce un combado notable bordes arriba. Las tensiones de tracción por carga de esquina en la cara superior de la losa alcanzan valores elevados. Mediante las fórmulas de WESTERGAARD modificadas puede calcularse la tensión máxima producida por la carga exterior. A esta tensión habría que agregar la debida al gradiente de temperatura, cambios de humedad, etc., pero todos estos efectos son despreciables aunque el primero de ellos puede calcularse por la fórmula de BRADBURY o valorar con KELLEY en 3 Kg./cm.^{2} y agregarlo a la tensión producida por la carga de esquina.

El caso crítico es el tercero; el espesor de una losa uniforme debe ser suficiente para que la tensión por la carga de esquina durante el combado bordes arriba de las noches de verano sea admisible; esta losa tendrá un margen sobrado de resistencia en su interior y borde.

26.6. El Proyecto. — Al iniciarse en gran escala la construcción de carreteras de hormigón, fundamentalmente en los Estados Unidos, alrededor de 1920, las losas se construían directamente sobre el terreno natural. No se tenía en cuenta la calidad de éste y no se estudiaba el drenaje adecuado. Los espesores de losas utilizados eran de unos 15 cm. Con el aumento del tráfico pesado pronto se llegó a la evidencia de la influencia del terreno de apoyo sobre el comportamiento del firme.

En el año 1930 la Public Road Administration inició sus estudios acerca de las tensiones en firmes rígidos. Estos estudios pusieron de manifiesto la influencia del combado de las placas y de la falta de soporte de las losas en las tensiones producidas. En el período de 1930-1940 es cuando se desarrollan casi todos los métodos de cálculo de tensiones en las losas de hormigón.

En este período fue normal la construcción de losas con bordes recrecidos o reforzados y espesores superiores a los 15 cm. del principio. Al final de la segunda guerra mundial el fenómeno de la surgencia o "pumping" se presentó con el aumento del tráfico pesado en casi todos los firmes rígidos construidos hasta entonces. Es en esta época cuando se introducen las bases granulares, fundamentalmente como medio de evitar dicho fenómeno; a la vez se produce un aumento gradual en el espesor de las losas y un perfeccionamiento en los elementos de transmisión de cargas en las juntas.

En la actualidad, en el proyecto de un firme rígido se incluye, salvo rara excepción, una capa de base como apoyo de la losa de hormigón. Los espesores de éstas se han elevado entre 20 y 25 cm., según el tráfico y la naturaleza del suelo, y presentan muy poca diferencia en los diversos países. Las mayores discrepancias de proyecto se observan en el de juntas, concretamente en su separación, así como en el empleo o no de acero como armadura de las losas.

El apoyo de las losas; capa de base. El fenómeno de surgencia. — En términos generales, y como ya hemos visto al estudiar las tensiones, las losas de hormigón son poco exigentes en cuanto a resistencia del cimiento por la gran extensión en que realiza la losa el reparto de las cargas sobre el suelo. Lo que sí es importante es que su apoyo sobre el suelo sea uniforme y completo y que estas condiciones se mantengan en el tiempo.

Como hemos indicado en el apartado anterior, la causa principal de rotura en pavimentos rígidos, observada con gran frecuencia a partir de los últimos años de la segunda guerra mundial, ha sido el fenómeno denominado de surgencia o "pumping" de la subrasante. Este fenómeno, según definición del comité especial para su estudio, nombrado en 1946 por la Highway Research Board, y contenida en su publicación final de 1948, es "expulsión de agua y suelo en suspensión de la explanada a través de juntas y grietas y a lo largo de los bordes del pavimento, causada por la deflexión de la placa al paso de las grandes cargas después de la acumulación de agua libre sobre o en el cimiento".

A causa de este fenómeno se produce una socavación progresiva debajo de

las juntas y grietas por las cuales penetra el agua de superficie y en los bordes del pavimento; la losa, falta de apoyo adecuado, acaba por fisurarse.

La iniciación del fenómeno se observa por la aparición de manchas de barro en grietas y juntas y por fluencia del terreno en los bordes de las losas, y progresa con rapidez ocasionando la ruina del pavimento.

Para que se produzca, parece han de concurrir tres factores esenciales:

1) Agua libre bajo el pavimento.
2) Cargas fuertes y frecuentes.
3) Suelo susceptible de entrar en suspensión.

Si falta uno cualquiera de ellos no aparece la surgencia. Los suelos más susceptibles de entrar en surgencia son aquellos en los que predominan las fracciones finas, limos y arcillas; en cambio, la experiencia demuestra que cuando las losas apoyan sobre subrasantes no plásticas, de arena, grava o mezcla de ambas, el fenómeno no se presenta.

Varios métodos se han utilizado para corregir la surgencia:

a) Interposición de una subbase granular debajo del pavimento.
b) Utilización de elementos de transmisión de carga en las juntas.
c) Drenaje eficaz.
d) Inyecciones de sellado de materiales bituminosos o análogos en juntas y grietas.
e) Refuerzo del pavimento.

Las tres primeras son medidas a tomar en el proyecto y los otros dos para combatir el fenómeno cuando éste se ha presentado.

Sin embargo, el uso extensivo y no cuidado de materiales granulares en las capas de base ha originado el que éstas pueden quedar afectadas por un fenómeno de características parecidas a la surgencia y que los anglosajones han denominado "blowing". Aunque este fenómeno difiere en algunos aspectos de la surgencia, es básicamente una forma de ella que puede presentarse en materiales granulares, especialmente si en éstos abundan los finos. El "blowing" de la base se manifiesta en una primera etapa por la aparición de cavidades en la base, situadas en las inmediaciones de los bordes de las losas. Estas cavidades son producidas por erosión de la base, al paso de las cargas, por agua que pueda quedar interpuesta entre la losa y el cimiento. Más tarde, si los finos son abundantes en la base, puede producirse una segregación de los mismos, que van a formar unas bolsadas de barro en los huecos que antes han producido. Por último, y debido a la entrada de partículas del material de la base en las juntas y grietas, se producen otras nuevas por la restricción al movimiento de las losas.

La extensiva investigación realizada en los Estados Unidos acerca de ambos fenómenos, surgencia y "blowing", ha conducido a una serie de conclusiones y reglas prácticas a seguir en el proyecto:

1.ª No se presentan estos fenómenos en suelos naturales de buena granulometría o en subbases granulares que tengan más de un 55 por 100 de material retenido en el tamiz núm. 200, cuando el pavimento soporta un volumen moderado de cargas pesadas.

2.ª Aun bajo un tráfico intenso y pesado no se presentan en suelos o bases granulares con más de un 55 por 100, retenido en el tamiz número 200, si la fracción fina tiene un índice de plasticidad igual o menor que 6 y un límite líquido menor que 25.

3.ª Las bases granulares de espesores entre 10 y 20 cm. son muy útiles como capas antisurgencia. Deberán estar bien graduadas y contener un mínimo de finos. Las capas de bases granulares comprendidas en los husos de la figura 26-17, *a*), *b*), *c*) y *d*) la experiencia ha demostrado dan excelente resultado. Estas granulometrías son recomendadas en el "Report of Committee on Main-

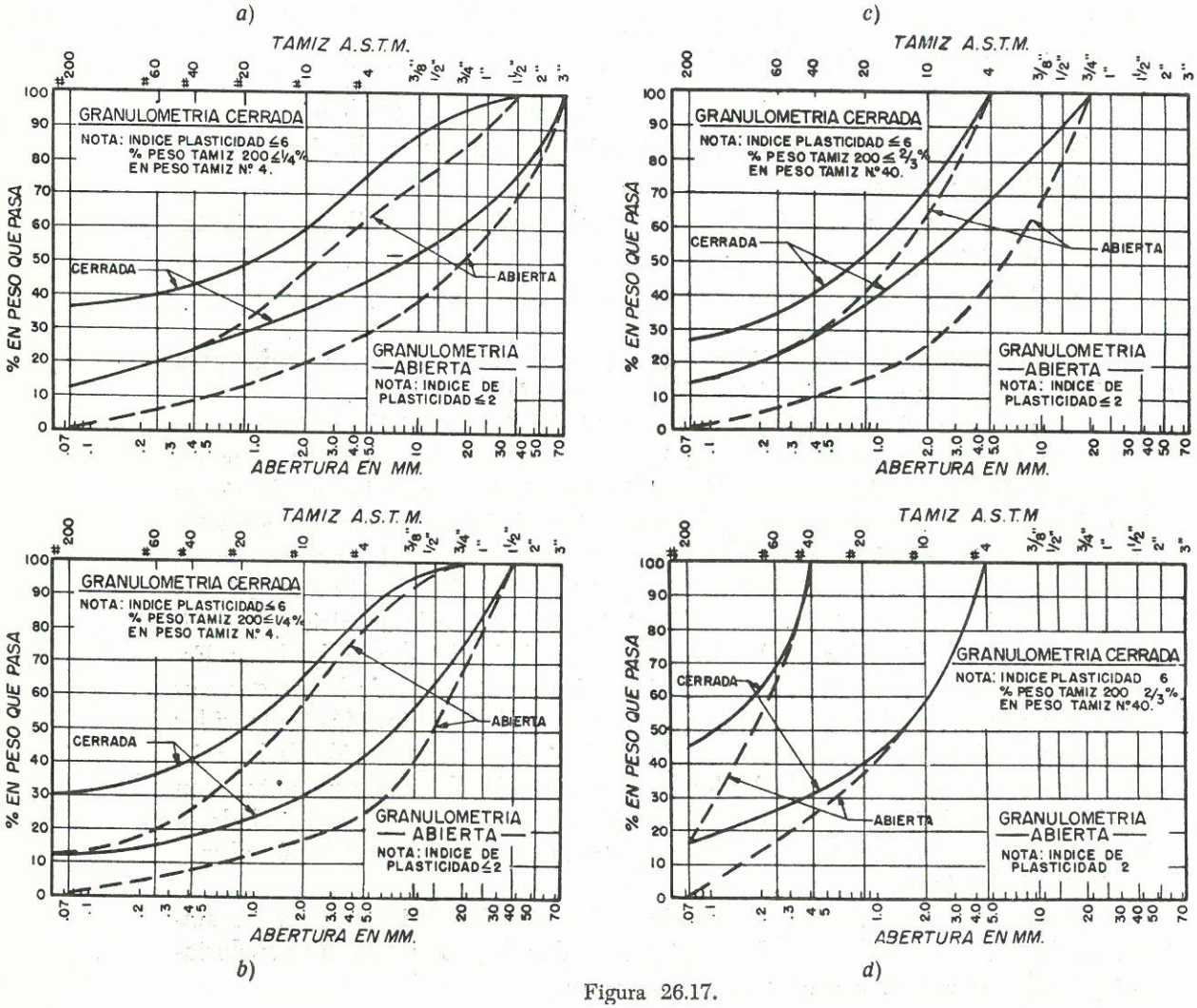


Figura 26.17.

tenance of Joints in Concrete Pavements as Related to the Pumping Action of Slabs", Highway Research Board, Proceedings, 1948, vol. 28, pág. 281. Ello no quiere decir que acaso no pueden encontrarse materiales que sin cumplir las condiciones antedichas den buen resultado.

4.ª Una adecuada construcción y conservación de juntas reducirá la infiltración de agua, que es uno de los factores esenciales en la producción del fenómeno.

5.ª La supresión o separación de las juntas de dilatación, así como una menor separación entre las de contracción, y la previsión de elementos de transmisión de cargas en las puntas, son factores que reducen notablemente el fenómeno.

6.ª Las grietas por restricción del movimiento, características del "blowing", suelen aparecer cuando se utilizan capas de base de zahorras mal graduadas. Si se utilizan capas de base de arena o de piedra machacadas, raramente se producen. La práctica ha demostrado también que estas grietas son más frecuentes en pavimentos de bordes recrecidos que en pavimentos de sección uniforme.

La capa de base. — Las capas de base tienen, aparte de evitar los fenómenos de surgencia, otros fines a cumplir; en primer término, facilitar un apoyo uniforme a las losas y simplificar la construcción. Es necesaria capa de base cuando las losas de hormigón se apoyen sobre suelos que puedan experimentar importantes cambios de volumen con las variaciones de humedad, por las condiciones de clima y drenaje. El peligro mayor es la variación de contenido de humedad entre el centro del pavimento y los bordes, que puede producir movimientos diferenciales.

En climas donde se produzcan grandes variaciones de humedad la experiencia ha demostrado que los suelos con un entumecimiento menor del 2 por 100 no necesitan tratamiento especial (entumecimiento en el ensayo C.B.R.); cuando el entumecimiento varía del 2 al 4 por 100 deberán compactarse para que su entumecimiento sea mínimo; ello se consigue normalmente cuando la compactación se realiza con humedad ligeramente superior a la óptima y se alcanza del 90 al 95 por 100 de la densidad Proctor; hay que tomar, además, las medidas necesarias para lograr que no se produzca pérdida de humedad antes de colocar el pavimento. Suelos, con un 4 por 100 o más de entumecimiento, exigen normalmente el uso de capas de base. El espesor de la capa de base depende de la naturaleza del suelo, de su densidad y contenido de humedad, del clima y de la propia naturaleza y condiciones de puesta en obra de la base.

Cuando los suelos sobre los que se apoya la losa puedan ser susceptibles a la acción de las heladas, ha de preverse en el proyecto una capa de base, de espesor adecuado, para que no se produzca el fenómeno de la segregación de hielo.

En el caso de que se utilicen bases granulares de granulometría abierta bajo las losas de hormigón, es necesario prever una capa de cierre de arena

bien graduada, de un espesor de 2 a 3 cm., que sirva de apoyo a las losas. En todo caso, las capas de base y de cierre de las de granulometría abierta deben compactarse adecuadamente, como mínimo el 100 por 100 del Proctor normal o el 95 por 100 del Proctor modificado, y prolongarse por lo menos 30 centímetros fuera de los bordes del pavimento.

Normas prácticas. —En Europa la Comisión especial nombrada por la A.I.P.C.R. (*), para el estudio de los firmes rígidos, envió un cuestionario a los principales países con experiencia en firmes de hormigón para recoger todas las características de los firmes proyectados en ellos, al variar la naturaleza del suelo y la intensidad del tráfico; los suelos los clasifica como se indica en la tabla 26-I.

TABLA 26-I.

Descripción	TIPO DE SUELO					
	I	II	III	IV	V	VI
	Grava-arena	Grava	Arena fina	Limo	Grava-arena-arcilla	Arcilla pesada
Indice de plasticidad.	No plástico	No plástico	No plástico	4	6	50
Límite líquido.	—	—	—	25	25	75
Coeficiente de uniformidad $\frac{d_{60}}{d_{10}}$	7	2,4	2	—	30	—
Humedad natural %.	5-7	—	8-10	12-15	7	28
Propiedades de compactación.	Fácil de compactar	Muy difícil de compactar.	Muy difícil de compactar.	Difícil de compactar en condiciones de humedad.	Fácil de compactar pero susceptible de debilitarse por acción de agua.	Normalmente se presenta en buen estado de compactación no siendo necesario compactar más.
Nivel de la capa freática por debajo de la rasante.	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25	1,25
Posibilidad de helarse.	Ligera	Nula	Ligera a media	Media a elevada	Ligera a media	Ninguna

(*) Asociación Internacional Permanente de los Congresos de Carreteras.

El tráfico lo clasifica en 500, 2.000 y 4.000 vehículos comerciales día, de los cuales hay un 10 por 100 con cargas por eje de más de 10 Tm., un 40 por 100 entre 10 y 5 Tm. y un 50 por 100 entre 5 y 3 Tm.

En el cuadro 26-II se recogen las contestaciones de los diversos países, referentes a la base.

En Estados Unidos se proyecta siempre capa de base, salvo si el suelo natural es de muy buena calidad y en carreteras de tráfico ligero. Su espesor es, normalmente, de 15 cm., y su objeto facilitar la ejecución, impedir los hinchamientos y deformaciones locales del suelo y prevenir la surgencia.

En ciertos Estados, donde se dispone de arena barata o la acción de la helada es fuerte, como en Michigan y Wisconsin, se prevén espesores muy superiores de base, hasta 50 cm. Lo mismo ocurre en Europa, en los países escandinavos. En ciertos Estados americanos, California y Oeste, se exige al cimiento un papel importante en la resistencia del firme; ello permite disminuir algo el espesor y suprimir todo dispositivo de transmisión de cargas en las juntas. En California se tratan los 10 cm. superiores de base con cemento, exigiendo una resistencia a la compresión a los siete días de 21 Kg./cm.^{2} para carreteras de tráfico ligero y 52 Kg./cm.^{2} para tráfico pesado. Utilizan en las capas superiores de las bases gravas de excelente granulometría, por lo cual alcanzan las resistencias citadas con una proporción de cemento del 3 al 5 por 100.

Resumen. — Si el suelo no es de excelente calidad y el tráfico ligero, se debe proyectar una capa de base granular de unos 15 cm. de espesor. Puede servir de orientación en cuanto a granulometría, la tabla 13-II (pág. 465).

En el caso de subrasantes en las que sean de temer cambios importantes de volumen o si hay peligro de helada, debe proyectarse una subbase teniendo en cuenta estos fenómenos.

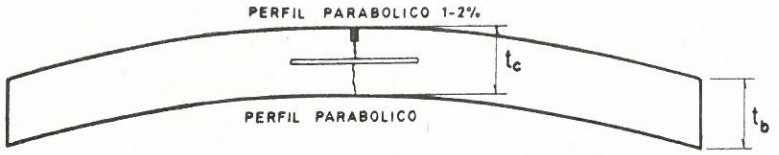
Si se utilizan bases de granulometría abierta se debe prever una capa de arena de 2 a 3 cm. como cierre de la base.

En ensayos A.A.S.H.O., en el Estado de Illinois, se ha observado comportamiento muy parecido de las losas de hormigón sobre bases de 7,5 cm., 15 cm. y 22,5 cm.; de donde parece deducirse que, para el suelo de la zona de ensayo, el espesor de la base siempre que se halle comprendido entre 7,5 y 22,5 cm. no influye de modo importante en las resistencias de las placas de hormigón.

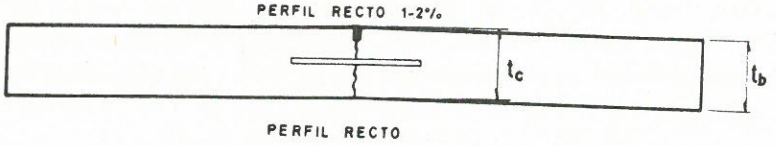
26.7. Elección de la sección transversal y fijación de espesores. — *Sección transversal.* — Los principales tipos de secciones transversales utilizadas en firmes de hormigón se recogen en la figura 26-18.

La sección transversal empezó proyectándose de espesor uniforme. La investigación experimental del "camino de Bates", realizada en 1923 en los Estados Unidos, confirmó que la sección transversal para aproximarse a la ideal de igual resistencia debería tener sus bordes recrecidos. El hecho de que la ten-

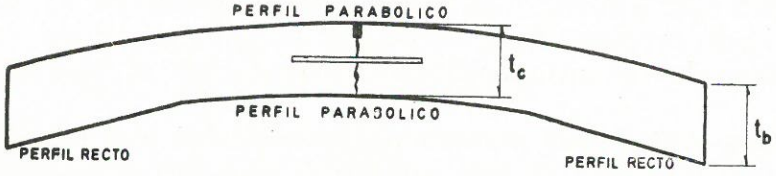
sión crítica es la correspondiente a la carga de esquina durante el combado bordes arriba, que las tensiones en un borde libre son superiores a las tensiones en bordes coartados y en el interior de las losas, junstifican, teóricamente, las secciones equilibradas. Con ellas el ahorro de hormigón puede ser de un 10



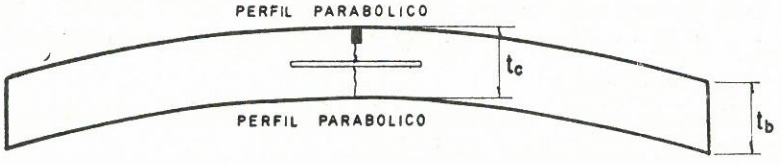
Sección uniforme-espesor uniforme ($t_b = t_c$).



Sección uniforme-espesor uniforme ($t_b = t_c$).



Sección equilibrada-espesamiento recto ($t_b > t_c$).



Sección equilibrada-espesamiento parabólico ($t_b > t_c$).

Figura 26.18.

por 100. En cambio, el perfilado de la subrasante es más costoso y la ejecución, en general, más difícil. *La tendencia actual, tanto en Estados Unidos como en Europa, es la de proyectar las losas de espesor uniforme; las secciones de bordes recrecidos prácticamente no se utilizan.* La sección uniforme tiene la ventaja de su simplicidad.

Sección uniforme. Determinación del espesor. — El espesor teórico se fija de modo que la tensión crítica a tracción por flexión en el hormigón sea admisible. La tensión crítica corresponde a carga de esquina durante el combado bordes arriba. La losa tiene tres bordes, a través de los cuales se realiza una cierta transmisión de carga a las losas contiguas. La esquina crítica es la for-

TABLA 26-II.—*Resumen de las respuestas al cuestionario sobre suelos y bases.*

	BELGICA	DINAMARCA	FRANCIA		ALEMANIA	GRAN BRETAÑA	HOLANDA	SUECIA
			Becker	Peltier				
SUELO. Cómo se prepara la explanada. I. Arena-grava. II. Grava. III. Arena fina. IV. Limo. V. Grava-arena-arcilla. VI. Arcilla densa.	I, IV y V. Compactación Proctor modificado al 95 %. III. A veces, vibrada. VI. Sin compactación.	Compactación Proctor normal al 95-98 %.	I. Rodillo rueda neumática. II. Estabilización con emulsión bituminosa. III. Sin preparar. IV. Rodillo rueda neumática. V. Rodillo pata de cabra y de rueda neumática. VI. Sin preparación especial.	I. Rodillo vibratorio 3-5 Tn. 2-4 pasadas y rodillo de llanta lisa o neumática. II. Bandeja vibratoria; a veces estabilización con emulsión o cemento. III. Bandeja vibratoria; a veces estabilización con betún. V. Rodillo de neumático Proctor modificado, 90 %. IV, VI. Sin compactación directa.	I. Compactación Proctor, 100 % II. Agreg. arena, 2/0,06. 98 % Proctor modificado. III. —— IV. 60 cm. de arena - grava, 0,2/20. Proctor, 100 %. V. Compactación al 98 %. Proctor modificado, espesor menor de 20 cm., 100 %. VI. Sin preparación si el contenido de humedad es muy alto.	I. Ocho pasadas con rodillo de rueda lisa de 8 Tn. o de rueda neumática de 12 Tn., o 2-4 pasadas con una compactadora de plancha vibratoria. IV. Rodillo de llanta lisa en condiciones de humedad favorables. Sellado de superficie. V. (Como I.) VI. Sólo un ligero apisonado para moldear. Sellado de superficie.	Terraplenes de arena. 90-95 Proctor normal.	I. Compactación ordinaria. II. Compactación ordinaria (incluye una ligera capa del tipo I). III. Sin preparación especial, excepto la nivelación. IV. Compactación con rodillos en condiciones atmosféricas favorables. V. Compactación con rodillos. VI. Sin preparación especial, excepto la nivelación.
BASE. Espesor.	I. Sin base. III, V. Sin base, si no es susceptible a las heladas. IV. 52 cm. V. 12-20 cm.	Si el suelo es susceptible a las heladas, 40-50 centímetros.	I, II. Sin base. III. 15 cm. IV. 15 cm. V. Si el suelo es susceptible a heladas, 15 cm. VI. Cuando el suelo está "debilitado" por la lluvia, 15 cm.	I, II, V. Sin base. III. 10-15 cm. IV, VI. Susceptible a las heladas, 30-40 cm. No susceptible a las heladas, 10-15 cm.	I, II. Sin base. III. 15-20 cm. IV. 18 cm. V. 50 cm. VI. 50 cm.	I. V. Sin base. III. Espesor de loseta, 36 cm. VI. 15 cm.	Generalmente, sin base.	I. Capa superficial delgada. II. 5 cm. III. 10-20 cm. IV. 50-80 cm. V. Sin base, si los "finos" 10 %. VI. 15-30 cm.
MATERIAL.	IV. 30 cm. arena (10^{-4} centímetros/s.) + 22 centímetros piedra. 75 % 40/63. 25 % 9/2. VI. Piedra 75 % 40/63. 25 % 0/2.	Arena o grava de buena granulometría.	Grava-arena.	Grava arenosa o grava machacada.	III. Estabilización con cemento o alquitrán. IV. Estabilización de arena-grava. V, VI. Capa antihielo.	Grava, grava - arena - arcilla, "Clinker" duro, etc.		I. Material compuesto como V. II. Material compuesto como V. III. Grava. IV. Capa superficial tipos I, II o III, si fuese necesario. VI. (Como IV.)
GRADO DE COMPACTACIÓN.	No se especifica ninguno.	Si es posible, Proctor granulometría.		Fondo: rodillo de neumáticos. Superficie: rodillo liso o vibratorio ligero.	V, VI. Proctor modificado, 98 %.	No se especifica.		Proctor modificado 95 %.
MÉTODO DE CONSTRUCCIÓN.	Distribución del material con "bulldozer" o niveladora. Compactación con rodillo vibratorio o de rueda lisa.	Rodillo vibratorio; tratamiento final entre moldes por medio de vigas vibratorias con contenido de humedad óptimo.			III, IV. Mezcla *in situ*.	Compactado en una sola capa por un rodillo vibratorio de 30 cm. o con el rodillo vibratorio más pesado que no cause deformaciones.		I. Apisonado ligero. II. Apisonado ligero. III. Vibración. IV. Vibración en capas. V. Apisonado ligero. VI. Vibración.
PARA EVITAR LA FRICCIÓN.	Papel Kraft.	Nivelación muy exacta de la base; a veces, papel.	Papel Kraft.	Quizá no sea útil I, II, V 2-3 cm. arena.	I, II, V, VI. Papel, 150 gr./m.².	Papel Kraft.	Papel.	*Carreteras*: Capa delgada de materiales de buena granulometría. *Aeródromos*: Papel.
DRENAJE.	Zanjas laterales. IV. Capa de arena. VI. Drenaje de la base.	Si el cimiento está húmedo, drenaje por tubos.	I, II, III. Sin drenaje. IV, V. Tubos de 8 cm. en las zanjas.	Zanjas laterales. IV, VI. Drenaje de la base.	Se extenderá la capa contra heladas hasta los taludes.	Agua superficial a las zanjas o pozos de drenaje. Drenes interceptores en el terreno lateral o en los cortes o trincheras donde el nivel freático sea elevado.	Drenes a ambos lados del terraplén, a una distancia de 15-25 metros.	IV. Una capa de arena bien *drenada* 15-20 cm. sobre la explanada.

TABLA 26-III.—*Resumen de respuestas al cuestionario sobre proyecto de losas de hormigón.*

	BELGICA	DINAMARCA	FRANCIA		ALEMANIA	GRAN BRETAÑA	HOLANDA	SUECIA
			Becker	Peltier				
Vehículo comercial/día.	——	500 2000 4000	500 2000 4000	500 2000 4000	500 2000 4000	500 2000 4000		
Proyecto de las losas de hormigón: Espesor (cm.).	Carreteras normales, 20. Carreteras principales, 23. VI. A veces mayor espesor o reforzadas.	18 20 20	23 24 24	I, II, V. 18 20 21 III, IV.. 20 22 23 VI 23 24 25	I, II, V. 20 22 24 III ..... 18 20 22 IV ..... 20 VI 22	I, IV... 20,5 23 25,5 V ..... 18 20,5 23 VI 23 25,5 28	23	18 (Bordes de mayor espesor — 20 cm. — empleados en las carreteras principales).
Ancho de losa (m.).	Carreteras normales, 3-3,5. Autopistas, 3,75.	3,5-7,5	5,5	3-35; a veces construcción con todo su ancho	4 (5)	3,75	3.625	3,5
Separación de las juntas de dilatación (m.) { Verano. / Invierno.	11, 12, 13 ó 12,5, 15,5, 17,5 (series sucesivas).	Generalmente, sin juntas de dilatación.	Sin juntas de dilatación.	Sólo en las curvas, 30-40	15 15 (50) 15 (50) 10 10 (40) 10 (40)	36 36 45	37,5-75 25	83
Separación de las juntas de contracción (m.).	——	5	7	6,8	10 10	Sin juntas de contracción.	6,25	17
Refuerzo:								
Barras longitudinales. { Diám. (mm.). / Sep. (cm.).	VI. 2,4 Kg./m.²	Sin refuerzo.	Sin refuerzo.	Sin refuerzo.	2-3 Kg./m.²	8,2 9,4 7,6 7,6	Sin refuerzo.	6 30 } Tejido malla.
Barras transversales. { Diám. (mm.). / Sep. (cm.). / Prof. (cm.).						4,9 5,9 40,6 40,6		6 45 } Tejido malla.
	Fondo de la loseta.				5 6 7	5		5
Tipo de las juntas de dilatación.	Generalmente, sin elementos de transferencia de carga.	Si existen, de relleno "filler" premoldeado con sellado y pasadores.		Filler premoldeado, con sellado.	Planchas de madera.	"Filler" premoldeado con sellado y barras pasadores.	"Filler" premoldeado con sellado.	"Filler" premoldeado con sellado y barras pasadores.
Ancho de las juntas de dilatación (mm.). { Verano. / Invierno.	10-13	20	——	0 20-30	20 20 (25)	20 25	13	10
Barras-pasadores:								
Diámetro (mm.).	Habitualmente, sin barras pasadores. Si existieran:	18-20	25 sólo en las juntas.	Sin barras-pasadores.	24 26	25 30	Sin barras-pasadores.	19
Longitud (cm.).	25	40	De construcción, 20.		60 60-70	60 70		40
Separación (cm.).	60 30	40			30 30	30		40
Tipo de juntas de contracción.	——	Junta serrada o tira de fibra insertada.	Junta serrada (4 cm.).	Junta serrada o tira doble de caucho.	Junta serrada (4 cm.), con barras pasadores.	No se exigen.	Junta simulada (plano debilitado).	Junta simulada.
Tipo de juntas longitudinales.	Junta de construcción (a tope).	Junta serrada o junta de construcción.		Diversos tipos.	Junta serrada (4 cm.).	Junta de construcción machiembrada.	Junta de construcción machiembrada.	Junta de construcción machiembrada o junta simulada.
Barras de unión:								
Diámetro (mm.).	Generalmente, sin estas barras. Si las hubiera:	16	Sin barras de unión.	Sin barras de unión.	14-16	15 20	8-12	12
Longitud (cm.).	10	50			60-80	100 100	80	100
Separación (cm.).	80 100 Con pletinas.	100			150 (75 en las curvas).	70 60	50	100
Durmientes.	No se usan generalmente. A veces, 15 × 100 - 120.	No, pero ensayos con estabilización.	No.	No.	Sólo tramos de ensayo. 150 × 15 cm.	No.	120 × 15 cm.	No.
Material de relleno.	Cartón de fibra impregnado.	Cartón de fibra impregnado.		Madera impregnada u otro material premoldeado.	Madera blanda.	Cartón de fibra impregnado o madera blanda libre de nudos.	Madera blanda.	Cartón de fibra impregnado.
Material de sellado.	Especificación 1955. Bol. APCBR núm. 29.	Juntas serradas: sin especificación. Otras juntas: compuesto asfalto-caucho.		Productos especiales basados en betunes y algunas veces en caucho.	DIN 1.996.	Compuesto caucho-betún.	Caucho-asfalto.	Compuesto asfáltico.
Sección transversal de la carretera (ancho de carretera) (m.).	9-10,5 ó 2 × 7,5.	7-10,5 ó 2 × 7,5	11 (9)	7-10,5, 10,5 o 2 × 7	8,5 2 × 7,5	7,5 7,05 ó 2 × 7,5 2 × 7,5 ó 2 × 9,5	2 × 7,25	
Pendiente transversal.	1,5-2,0 %	15 %	10 %	10-15 %	15 %	1,48 (21 %)	1 : 60 (17 %)	1 : 60 (17 %)
Coste:								
Precio aproximado 8 Km., ancho 7 metros (£ 1.000).	80	80	200	130	120	100	75	80

mada por un borde libre y una junta transversal y, dentro de ellas, la experiencia ha demostrado ser la formada por borde libre y junta de dilatación; es una de las razones que abogan por la supresión de las juntas de dilatación. De la mayor o menor perfección en el sistema de transmisión de cargas de cada junta, dependerá que la diferencia entre la tensión crítica de esquina y la tensión de borde o interior sea mayor o menor. La perfección en los sistemas de transmisión de cargas en la junta es de gran importancia, pues se reducirá el espesor total de la losa al poder contar con que una parte mayor de la carga se transmite a las losas contiguas.

El espesor puede fijarse de modo que la tensión por carga de esquina durante el combado bordes arriba más la tensión por gradiente de temperatura sea inferior a la admisible. La primera se puede calcular por la fórmula BRADBURY, para carga de esquina; la segunda, por la del mismo autor, para tensión de combado en esquina.

Tendremos así:

$$\frac{3 \cdot 0{,}8\,P}{h^2}\left(1-\left(\frac{a}{l}\right)^{0{,}6}\right)+\frac{E\,\alpha\,t}{3\,(1-\mu)}\sqrt{\frac{a}{l}} < \sigma \text{ admisible;}$$

siendo:

P = carga de cálculo.
h = espesor.
a = radio del círculo de carga.
l = radio de rigidez relativa.
E = módulo de elasticidad del hormigón.
α = coeficiente de dilatación del hormigón.
$t = \frac{2}{3}h.$
σ admisible = tensión de trabajo admisible en el hormigón.

Suele tomarse σ admisible la mitad de la carga de rotura.

La Portland Cement Association recomienda se fije el espesor por la fórmula de PICKETT, es decir, de modo que:

$$\frac{3{,}36\,P}{h^2}\left[1-\frac{\sqrt{\frac{a}{l}}}{0{,}925+0{,}22\,\frac{a}{l}}\right] < \sigma \text{ admisible;}$$

considerando implícito en el primer miembro el ligero aumento de tensión que produce el gradiente de temperatura. La figura 26-19 es un ábaco para la fijación del espesor, según la fórmula de PICKETT; en él se recogen las dos fórmulas: la de esquina protegida, en la que se supone que el 20 por 100 de la car-

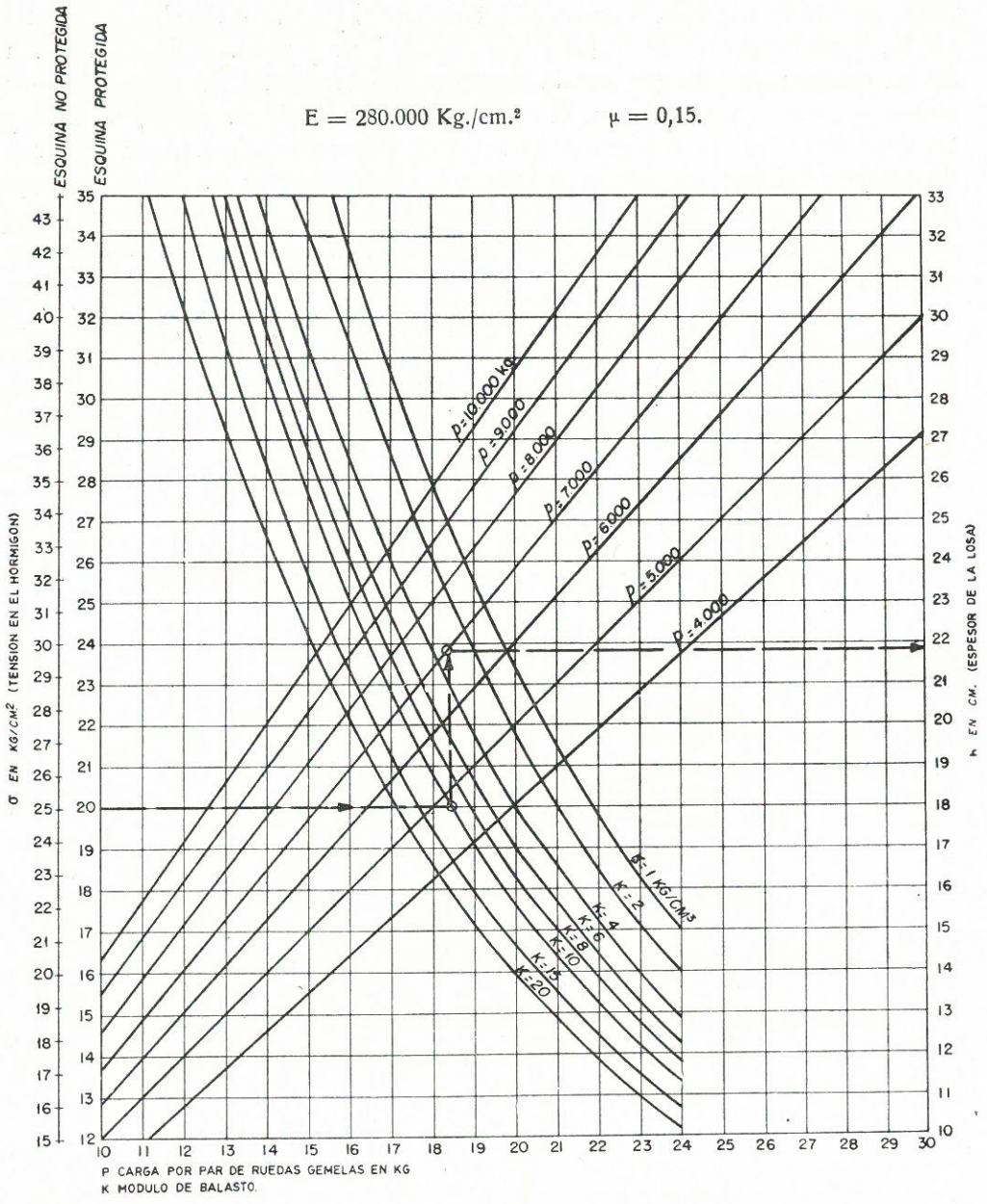


Fig. 26.19.—Abaco para el cálculo de pavimentos rígidos de hormigón con esquina protegida y no protegida. Fórmula del Dr. PICKETT. (Doble rueda.)

ga que actúa sobre la esquina se transmite a la losa contigua, y la no protegida, en la que no se admite transmisión de carga.

La fórmula que hemos recomendado utilizar es la de esquina protegida, ya que tanto si se utiliza la expresión de BRADBURY, como si se utiliza la de PICKETT, se supone que se adoptan los dispositivos que nos garantizan que el

20 por 100 de la carga de esquina se transmite a la losa contigua. Estos dispositivos se indican al hablar de las juntas.

Las diferencias de espesores que se obtienen aplicando el cálculo teórico son muy pequeñas para cada tipo de suelo y tráfico; por ello, y por las ventajas indudables que ofrece la normalización en la mayoría de los países de Europa y América, se han fijado dos o tres espesores directamente relacionados con la naturaleza del suelo, clase e intensidad del tráfico. En estas recomendaciones se fijan también la naturaleza y espesor de la base, si es necesario, juntas, características de hormigón, etc. En la tabla 26-III puede verse el criterio de la técnica europea, y en la 26-IV la que rige en diferentes Estados americanos; hay que tener en cuenta que los ejes más pesados autorizados en Estados Unidos son de 8 a 10 toneladas.

Puede decirse que los espesores normales de las losas son 20 cm. para tráfico ligero o medio, 22-25 cm. en tráfico pesado y 28 cm. para tráfico muy pesado; el hormigón deberá tener una resistencia a flexotracción de 50 Kg./cm.^{2} a los veintiocho días; las losas, es norma extendida, deben apoyarse sobre una base estabilizada de 15 a 20 cm. de espesor; estas bases pueden ser: gravacemento u hormigón pobre; se emplean también bases estabilizadas con productos bituminosos.

26.8. Juntas. — Las juntas se prevén en los firmes rígidos para disminuir los efectos de temperatura y humedad y por razones constructivas.

Según su posición quedan clasificadas en juntas transversales y juntas longitudinales y, por su función, en juntas de dilatación, juntas de contracción, juntas de combado y juntas de construcción.

Juntas transversales. Juntas de dilatación. — Las juntas de dilatación se proyectaban hace años mucho más próximas entre sí que en la actualidad; el ancho de la junta, distancia entre los dos bordes de las losas que la constituye, se fijaba de modo que permitiera la libre expansión de las losas, es decir:

$$\Delta L = \alpha L \Delta t;$$

siendo:

α = el coeficiente de dilatación del hormigón.
Δt = el máximo incremento previsible en la temperatura media de la losa.
L = la longitud de la losa.

Este espacio se rellenaba con material elástico para que no fuera expulsado por la compresión y, al contraerse de nuevo el hormigón, aumentase de volumen para que la junta quedase llena.

En la actualidad, el criterio ya universalmente aceptado se orienta a la mayor separación de las juntas de dilatación. Son el elemento más débil de los firmes rígidos de carreteras; es donde, con más frecuencia se presenta, con la aparición de las grandes cargas, el fenómeno de "pumping" o surgencia de la

TABLA 26-IV.—*Espesor de los pavimentos* (*).

ESPESOR (cm.)					OTROS
16,1-18,4	18,4-21,7	21,7	21,7-23	23	
		SISTEMA INTERESTATAL			
Ariz. Colo. Me. N. H. N. M. Okla. Ore. R. I.	Calif. Mo. Wyo.	Fla. Ga. Ka. Md. Miss. N. J. N. Y. N. C. S. D. Tenn. (Rural) V. T. Wásh.	Mich. Minn. Wis.	Ala. Ark. Del. Ill. Ind. Iowa. Ky. La. Neb. N. D. Ohío. Pa. Tenn. (Urbano) W. Va.	Conn. 18,4-21,7 y 23. D. C. Variable. S. C. 19,5-21,7-22,8. Tex. 21,7 a 27,6. Va. 18,4 a 23.
		RESTO			
Fla.	Ariz. Colo. D. C. Ga. Ind. Me. Mass. Mo. N. H. N. M. N. D. Okla. Ore. R. I. S. C. Wtah. V. E.	Calif. Ky. La. Miss. Neb. N. J. N. Y. N. C.	Ala. Del. Ind. Kan. Md. S. D.	Ill. Tenn. (Urbano). Ohío. Pa. Tenn. (Rural)	Conn. 18,4-21,7-23. Conn. 21,7-13,8-21,7-23-16,1-23. Iowa, 23-22,8-23-18,4. 23. Mich. 18,4-21,7-23. Minn. 18,4-21,7-23. Tex. 18,4 a 27,6. Wásh. 18,4 y 23. W. Va. 18,4 y 23. Wis. 18,4-21,7-23.

(*) De la Portland Cement Assoc. (Sumario 1958).

subrasante. Al separar las juntas de dilatación y restringir la libre dilatación de las losas, se somete el pavimento a un estado de compresión axial. Las tensiones de compresión que aparecen se aprovechan para disminuir en parte las de tracción; esta disminución solamente se producirá en los períodos en que la losa tiende a dilatarse y entra en compresión. Pero es precisamente en esta época cuando se originan las mayores tensiones, debidas al combado de las placas. Por otro lado, la acción de compresión mantiene cerradas las juntas transversales de contracción y las fisuras que se hayan podido producir en el pavimento. Hay, sin embargo, un peligro ante las cargas demasiado elevadas de compresión que pueden producirse; las roturas que los americanos han denominado "blow up", son, en realidad, un efecto de pandeo de la losa, que procede de elevadas cargas de compresión, producidas en las inmediaciones de las juntas al dejar éstas de ser efectivas por su exagerada separación o por interposición de elementos extraños.

En relación con este fenómeno, en los Estados Unidos se ha llegado a una correlación muy estrecha con el tipo de árido y de cemento empleado en la fabricación de hormigones, utilizando hormigones de bajo coeficiente de dilatación, con lo cual las roturas prácticamente desaparecen.

Aunque las roturas del tipo "blow up" pueden ser un problema, la experiencia ha demostrado que es más conveniente mantener localizados los fallos de este tipo, que no son frecuentes, a correr los riesgos serios que entraña la existencia de un elevado número de juntas de dilatación.

Las juntas de dilatación deben ser construidas en toda la profundidad de la losa. Es necesario fijar en el proyecto la separación entre juntas, el ancho de las mismas y los elementos de transmisión de cargas a través de ellas. Los detalles de este tipo de juntas, según las prácticas vigentes en los diversos Estados europeos, se recogen en la tabla 26-III, y los correspondientes de los Estados americanos, en la tabla 26-V. De su examen se deduce que las juntas transversales de dilatación se suprimen en bastantes países, situando en estos casos las de contracción a intervalos cortos de 3 a 6 m., si se trata de pavimentos sin armar.

La Portland Cement Association recomienda, en su manual "Concrete Pavement Desing", separar las juntas de dilatación de 180 a 240 m., dándoles un ancho de 2 a 2,5 cm. si la construcción se efectúa en tiempo frío o se utilizan materiales de elevado coeficiente de dilatación. Recomienda también, y en esto coincide con la mayoría de los Estados americanos, prever juntas en las uniones del pavimento con otras estructuras. En Europa se tiende hoy a suprimirlas aun en estos casos de unión con estructuras pero admite que no son necesarias las juntas de dilatación cuando se cumplen las siguientes condiciones:

1. El pavimento se construye con materiales de características corrientes de dilatación.
2. Se ejecuta durante períodos del año de temperatura normales.
3. Se divide en losas relativamente cortas por juntas de contracción que eviten la formación de grietas intermedias.

TABLA 26-V.—*Juntas transversales típicas* (*).

ESTADO	DILATACION		CONTRACCION		
	Separación — *m.*	Ancho — *cm.*	Separación — *m.*	Profundidad — *cm.*	Ancho — *cm.*
Ala.	180	2,3	6	6,9	0,29
Ariz.	+	1,72	4,5	4,6	0,49
Ark.	+		10,5 (4,5 Wrp. Jt.)	4,6-3,4	0,58
Cal.	+		4,5	4,6	0,58
Colo.	+	1,72	4,5-6	4,6	0,29-0,58
Conn.	+	1,72	12		
Del.	+		18,4		
D. C.	9	1,15		1,15 *d*	
Fla.	+	1,72	6	3,4 mín.	0,58
Ga.	180 invierno. 360 verano.	1,72	9	4,6	0,42
Id.	1,72			4,6	0,58
Ill.	+		30	6,3	
Ind.			12	0,76 *d*	
Iowa.	Varía puente	2,3-4,6	6-22,9	4 y 3,4	
Kan.	+	1,7	18,4	6,67	0,84
Ky.	+	1,15-2,3	15	3,4	0,29-0,58
La.	+	1,7	6-17,5	4,6-6,9	0,84
Me.	+	2,3	6-24	4,6	0,84
Md.	180	1,7	12	5,7 *d*/13,8	0,29-0,84
Mass.		1,7		*d*/9,2, *d*/13,8	0,29
Mich.	Varía con temp.	2,3	29,7	4,6	1,15
Minn.	+	2,3-6,9	6; 11,9	3,4-4,6	0,84
Miss.	Varía con temp.	2,3	6,3	4,6	0,84
Mo.	+	4,6	9; 18,4	*d*/9,2	0,84
Mont.					
Neb.	+	2,3	4,892	4,6	0,29-0,84
Nev.					
N. H.		1,7			
N. J.	26,2	1,7	4,5-6	*d*/6,9	
N. M.	+		6	3,4-6	0,29
N. Y.	30	1,7			
N. C.	+		9	4,6	0,58
N. D.	+	2,3	6	3,4-2,87	0,29
Ohío	+	2,3	12	4,6	0,42
Okla.	+	1,7	4,5	3,4	0,29-0,58
Ore.	+	1,7	18,4	4,6	0,58
Pa.	Varía con agg.	4,00	18,32		
R. I.	22,05	1,72			
S. C.	+	1,15-1,72	9,00	*d*/9,20	
S. D.	+	2,30	18,32	4,60	0,28
Tenn.	+	1,70	6,90	*d*/9,20	0,28
Tex.	+	3,40	4,50	*d*/9,20	0,28-0,52
Utah.	+	1,15			
Vt.	18,34	1,15			
Va.	+	1,72	Varía.	5,17-5,70	
Wásh.	+	1,72	4,50	4,60	
W. Va.	+	1,72	9,30	5,70	
Wis.	+	1,72	15,30	3,40	0,28-0,52
Wyo.	+	1,75			

(*) De la Portland Cement Assoc. (Sumario 1959.)
(+) Emplazamientos especiales, tales como puentes.

4. Las juntas de contracción se conservan adecuadamente para evitar la introducción de materiales incompresibles que puedan originar las roturas del tipo "blow up".

Las juntas de dilatación deben llevar elementos de transmisión de carga de una losa a la contigua, pasadores. Los pasadores en estas juntas suelen ser redondos, de 20 a 25 mm. de diámetro, con longitud de 50 a 60 cm., separados entre sí 30 cm. y cuidando de pintarlos y engrasarlos en la mitad de su longitud, para que no se adhieran al hormigón, así como prever un casquillo que permita su movimiento. El American Concrete Institute fija para los pasadores las características que se recogen en el cuadro siguiente:

Dimensiones mínimas aconsejables para pasadores de juntas de dilatación y contracción.

Espesor de la losa — *cm.*	PASADORES		
	Diámetro — *mm.*	Longitud — *cm.*	Separación — *cm.*
15	19	46	30
18	24	46	30
20,5	25	46	30
23	32	46	30
25,5	32	46	30

(*A.C.I. Journal*, julio 1956.)

El Road Research Laboratory recomienda:

ESPESOR DE LA LOSA	PASADORES		
	Diámetro — *mm.*	Longitud — *cm.*	Separación — *cm.*
Losas sin armar, de 15 y 17,5 cm. y armadas, de 15 a 22,5 cm. ...	20	50	30
Losas armadas de 20 y 22,5 cm.	25	60	30
Losas armadas de 25 cm. o más.	30	70	30

En las tablas anteriormente incluidas, 26-III y 26-V, puede consultarse el detalle de las contestaciones al cuestionario de la A.I.P.C.R. y la práctica de diversos Estados americanos en este punto.

En la figura 26-20 se recogen las características de una junta de dilatación con pasadores.

La dificultad más grande de los pasadores es el esmero con que hay que colocarlos: bien normales al plano de la junta y, por tanto, exactamente paralelos, condición que han de conservar rigurosamente durante la construcción, cosa que no es sencilla; si se pierde, los pasadores constituirán un obstáculo para el movimiento de la losa. En Gran Bretaña se exige una tolerancia en el paralelismo de los pasadores menor del 0,5 por 100; recientemente esta tolerancia ha sido aumentada al 1 por 100 en un tercio de los pasadores.

La gran separación de las juntas de dilatación permite cuidar esmeradamente su ejecución porque su número es menor.

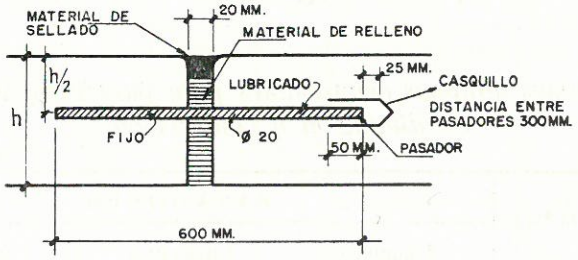


Fig. 26.20.—Junta de dilatación.

Juntas de contracción. — Las juntas transversales de contracción lo son también normalmente de combado. Cuando la losa se contrae uniformemente por una disminución de su temperatura media o de su contenido de humedad aparecen, por el rozamiento con la subrasante, tensiones de tracción. Colocando juntas transversales a distancias convenientes, estas tensiones quedan reducidas a límites admisibles. En el caso de combado de la placa, la junta actúa como una articulación imperfecta, reduciendo de esta forma la luz libre de flexión. Las juntas de contracción y combado, como consecuencia de la mayor distancia de las de dilatación, deben separarse menos; como su número es mayor que antes, es preciso que su coste sea lo más reducido posible.

La tendencia actual es dividir el pavimento mediante juntas de contracción separadas de 3 a 6 m. en el caso de pavimentos sin armadura. En la actualidad son prácticamente todas del tipo de juntas ciegas, formadas, o por una hendidura delgada, en la que se ha insertado tira de cartón, o bien cortadas a sierra.

Las ranuras tienen una profundidad de 1/4 a 1/3 del espesor de la losa. Se constituye así un plano debilitado, que se fisurará bajo los efectos de retracción del fraguado y de descensos de temperatura. La rotura que se produce en el plano de la junta es menos perjudicial pues sigue, en general, una dirección vertical; el contorno correspondiente a los granos de grava constituye un elemento de unión entre las dos losas que se forman y asegura la transmisión de parte de las cargas entre las dos losas, mientras la separación entre ambas no exceda de las irregularidades del contorno. En el caso de junta cortada a sierra, se rellena la hendidura con material de sellado, que impide la infiltración

de agua, polvo, arenilla, etc. Estas favorables condiciones se conservan siempre que la junta no se abra excesivamente; es preferible que se produzcan en el hormigón algunos esfuerzos de compresión, a cambio de que las juntas de contracción se conserven lo más cerradas posible, pues cuanto menor sea la anchura de la ranura en la junta de contracción, el pavimento se conservará en mejores condiciones.

Las juntas ciegas, serradas mecánicamente, tienen un ancho total que oscila entre los 5 y 8 mm., según se utilicen cuchillas de diamante o carborundum.

Cuando se emplean tiras de cartón asfaltado, de un espesor de 1,6 mm. (1/16") y un ancho de 44 mm. para obtención de ranuras delgadas, al insertar esta tira de cartón en el pavimento es preciso el uso de cuchillas vibradoras.

En los Estados Unidos se coloca una tira de cartón, protegida por una lámina de acero, unos 6 mm. bajo la superficie del pavimento; se ejecuta el afinado de la superficie en forma continua. La fisura muy fina que aparece en el pavimento, sólo se nota cuando se observa cuidadosamente y a corta distancia. Del mismo tipo es la junta holandesa, cuyos detalles de ejecución se recogen en la figura 26-21.

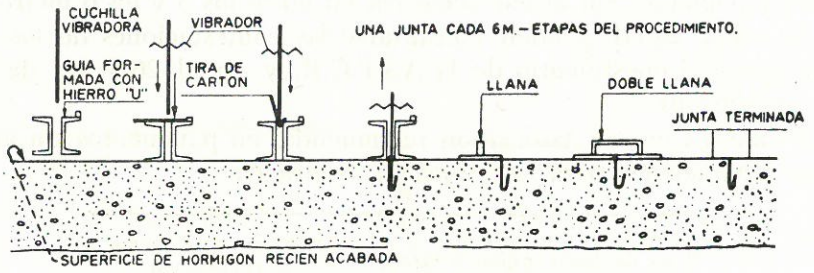


Figura 26.21.

Tanto las juntas serradas en superficie, como las de tira embebida pueden ser de sección debilitada en el fondo, mediante un madero de forma trapecial o triangular, a otro elemento, como la junta suiza de chapa de uralita. Se define así el plano o superficie de rotura, y en el caso de juntas serradas en superficie puede lograrse un notable ahorro al disminuir la profundidad de la hendidura a serrar.

La junta suiza es de tira embebida y chapa de uralita en el fondo, y presenta también el perfeccionamiento de ser serrada en una profundidad de un par de centímetros, con lo que se consigue un acabado perfecto. Hoy parece se tiende a abandonar las juntas con sección debilitada en su parte superior.

Las juntas más empleadas son las juntas ciegas cortadas mecánicamente a sierra; ésta puede ser de diamante o de carborundum; las primeras forman una ranura de 5 mm. de ancho y sólo son necesarias en el caso de áridos muy duros: cuarcitas, granitos, etc.; en las de carborundum, la ranura es de 8 mm. y son mucho más baratas; sirven para areniscas, calizas, etc.

El corte de las juntas debe efectuarse en el momento oportuno: no puede

realizarse cuando el hormigón está aún fresco, pero tampoco puede demorarse su ejecución hasta que el endurecimiento haya progresado excesivamente, pues entonces, aparte de dificultarse el corte y aumentar notoriamente el coste del metro lineal de serrado, pueden producirse grietas por la retracción del fraguado. En el caso de que el corte se ejecute demasiado pronto, se podrían aflojar las partículas de gravillas. Además, el hormigón ha de tener la suficiente consistencia para soportar el peso de la sierra. El momento de corte depende, pues, de las condiciones climáticas, del tipo de hormigón y del método de curado. Debe determinarse cuidadosamente, y, en términos generales, efectuarse unas seis horas después de vertido el hormigón. Este inconveniente no existe en las juntas de tira embebida.

El proyecto de juntas de contracción comprende: la elección del tipo de junta, la fijación de su separación y el estudio de los elementos de transmisión de carga a través de la junta.

En la figura 26-22 se recogen los principales tipos de juntas transversales de contracción.

En cuanto a la separación de las juntas de contracción, ya hemos indicado que en pavimentos sin armar suele oscilar entre los 3 y los 6 metros.

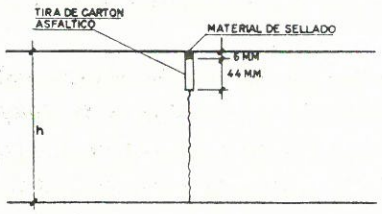
En la tabla 26-III pueden consultarse las contestaciones de los distintos países europeos al cuestionario de la A.I.P.C.R. y en el 26-V las de diversos Estados americanos.

La Portland Cement Association recomienda, en pavimentos sin armar, las siguientes separaciones para las juntas de contracción:

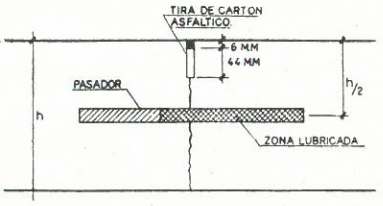
Tipo de árido grueso utilizado en la preparación del hormigón	Distancia entre juntas de contracción — *m.*
Granito	7,5
Caliza	6
Marga	6
Grava calcárea	6
Grava silícea	4,5
Grava inferior a 20 mm.	4,5
Escoria	4,5

Claro es que en pavimentos sin armar y con las juntas de dilatación proyectadas, como se ha indicado anteriormente.

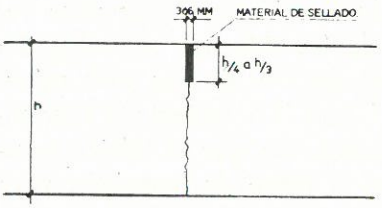
Transmisión de cargas a través de las juntas de contracción — En el caso de que se hayan proyectado muy próximas entre sí, la trabazón que se consigue con el árido es suficiente para efectuar la transmisión de una parte importante de la carga. No son necesarios los pasadores. Pero hace falta que la distancia entre juntas sea tal que la máxima abertura no exceda de la necesaria para que exista la trabazón producida por los áridos.



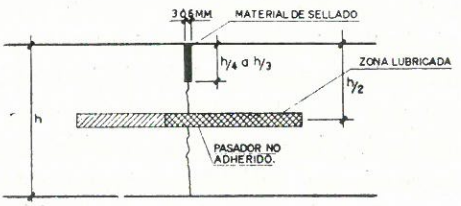
Junta simulada de tira sumergida sin pasador.



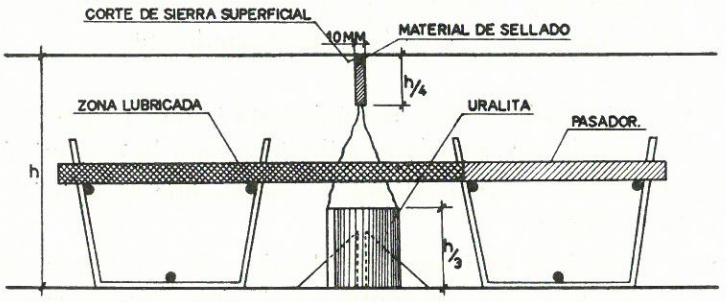
Junta simulada de tira con pasador no adherido.



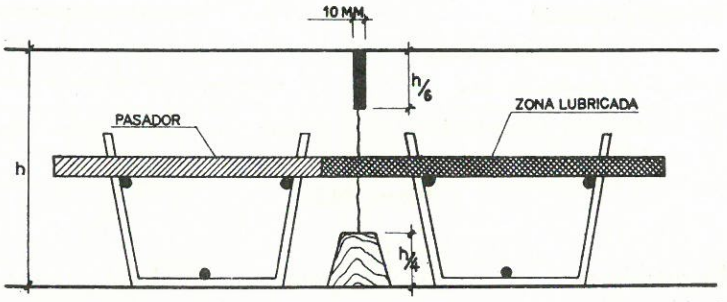
Junta simulada cortada a sierra.



Junta simulada con pasador no adherido.



Junta de tira embebida y chapa de uralita.



Junta serrada con sección debilitada por taco de madera.

Figura 26.22.

La Portland Cement Association, en relación con los pasadores, señala el criterio siguiente:

Los pasadores no son necesarios cuando las juntas de contracción están espaciadas menos de 6 m. y son necesarios cuando la separación es mayor.

Los pasadores sólo son precisos en las primeras 6 a 10 juntas de contracción, a partir de cada junta de dilatación cuando la distancia entre juntas de dilatación supera los 150 m., pero la existencia entre juntas de contracción no es mayor de 6 m. La razón es que las juntas de contracción se abren más en las inmediaciones de las de dilatación.

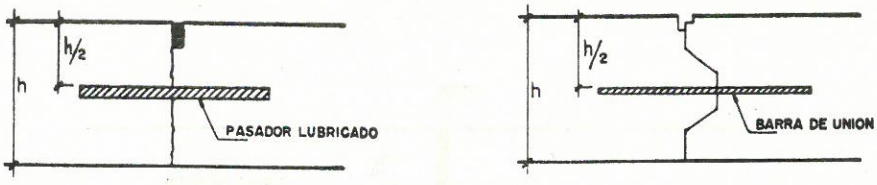
La tendencia europea es utilizar pasadores, al menos en las carreteras importantes. En España el asiento diferencial medido al cabo de cuatro años varió de 0 a 1 mm. en las juntas con pasadores, y de 1 a 2,5 mm sin ellos. En Holanda se han medido deflexiones de 3 a 4 mm. después de dos años, mientras que cuando existían éstos, eran inferiores a 1 mm. En recientes experiencias se ha demostrado es posible suprimir los pasadores sin que el tráfico pesado produzca deflexiones importantes siempre que el firme de hormigón vaya asentado sobre un cimiento debidamente resistente.

Como criterio de proyecto vale el ya indicado al tratar de juntas de dilatación. Pasadores de 20 mm. de diámetro cada 30 cm., de 60 cm. de longitud, lubricados al menos en una mitad. El cálculo teórico puede hacerse siguiendo las teorías de TIMOSHENKO, FRIEBERG y BRADBURY. La práctica europea y americana puede consultarse en los cuadros correspondientes.

Juntas de construcción. — Son normalmente juntas a tope y deben ir provistas de los correspondientes pasadores adheridos para la transmisión de cargas.

Los transversales se utilizan cuando se interrumpe el trabajo, por ejemplo al finalizar la tarea diaria.

En algunos casos han sido machihembradas. En la figura 26-23 pueden estudiarse los principales tipos de juntas de construcción transversales.



Junta de construcción transversal a tope.

Junta de construcción machiembrada.

Figura 26.23.

Juntas longitudinales. — Longitudinalmente se divide el pavimento por juntas; la separación de éstas, o sea, el ancho de la losa, suele ser el de una vía de circulación.

Si la carretera es de dos circulaciones, es frecuente hormigonarla en todo

lo ancho y crear posteriormente una junta longitudinal ciega, bien del tipo de tira inserta o por medio de serrado mecánico.

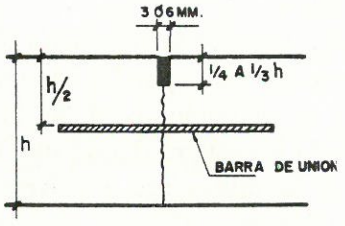
Si se hormigona por vías de circulación, la junta longitudinal es a la vez de construcción y los tipos más frecuentes son a tope.

En todo caso, deben ir provistas de barras de unión entre losas que son, normalmente, redondos de 12 a 15 mm. de diámetro, separados 60 cm. y de longitud aproximada de 0,80 a 1 m. Estas barras deben quedar adheridas a ambas losas, ya que su objeto es evitar la separación entre ellas.

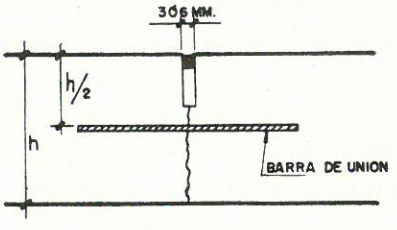
El American Concrete Institute recomienda las siguientes características en las barras de unión de acero corrugado de 12 a 16 mm.

Espesor del pavimento — *cm.*	Longitud total	12 mm. Separación			Longitud total	16 mm. Separación		
		Ancho de losa 3,05	Ancho de losa 3,35	Ancho de losa 3,65		Ancho de losa 3,05	Ancho de losa 3,35	Ancho de losa 3,65
15	50	120	105	95	60	120	120	120
18		100	90	85		120	120	110
20,5		85	80	70		120	110	110
23		75	70	60		120	110	100
25,5		70	65	65		100	110	90

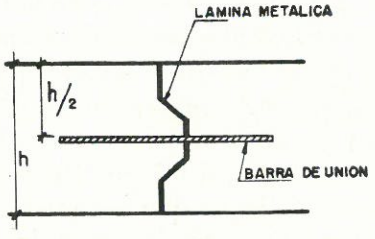
En la figura 26-24 se recogen los principales tipos de juntas longitudinales.



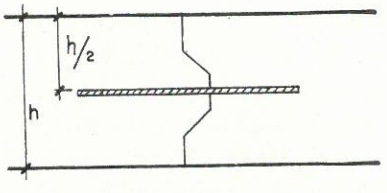
Junta simulada de tira sumergida.



Junta simulada serrada.



Junta de combado con lámina metálica.



Junta de construcción machiembrada.

Figura 26.24.

Relleno de las juntas. — El relleno de las juntas es problema especialmente delicado; el material empleado ha de impermeabilizarlas perfectamente; no debe rebosar sobre el firme cuando la junta se cierre, ni dejar espacio vacío junto a la superficie cuando se abra, espacio que puede rellenarse con materiales aportados por el tráfico, que pueden impedir la dilatación de las losas. Existe una serie muy grande de productos, la mayoría patentados, fabricados para cumplir más o menos las exigencias indicadas. Hoy día hay una tendencia acusada a emplear las juntas de neopreno; son caras y exigen un cortado del hormigón y puesta en obra muy cuidadoso, pero sus resultados son excelentes; aunque son más caros de establecimiento que las juntas normales, tienen en cambio la ventaja de su gran duración y la no necesidad de una atención constante, como sucede con los otros materiales. En Suiza, donde llevan colocados más de 500.000 metros de juntas de este tipo, las garantizan por diez años. Hay que tener en cuenta que la no necesidad de una atención constante como precisan las juntas normales es, en definitiva, no sólo una gran economía en la conservación de la carretera, sino asimismo no entorpecer el tráfico con las reparaciones, consideración a tener muy en cuenta por la gran intensidad que siempre tienen las carreteras principales. (Figs. 26-25 y 26-26.)

Pavimentos de hormigón armado.—El empleo de armaduras de acero en las losas de un pavimento rígido, tiene como finalidad mantener cerradas las juntas y grietas y conseguir la unidad de cada losa, aun después de la fisuración del hormigón. El uso de tales armaduras permite una mayor separación de las juntas de contracción, pudiendo llegarse al pavimento continuo. El espesor no se varía sensiblemente.

La armadura no evita el agrietamiento, que siempre se producirá al espaciar las juntas a distancias mayores que las recomendadas para los pavimentos sin armar. Lo que se consigue con la armadura es mantener cerradas las grietas y evitar aumente su número. De este modo, la losa sigue siendo una unidad estructural, y la posible infiltración de agua a la subrasante a través de las grietas es mínima; la rodadura se mantiene uniforme.

Primitivamente se empezaron a calcular las armaduras para absorber los esfuerzos de tracción en las losas producidos por los descensos de temperatura; si lo que se pretende es simplemente mantener cosidas las losas evitando la formación de grietas de tamaño excesivo y que no existan desniveles peligrosos para el firme y molestos para el tráfico, se llega, según se ha demostrado experimentalmente, que con un mallazo de acero de alto límite elástico (40-50 Kg./mm.^{2}) y una cuantía longitudinal no inferior al 0,5 por 100 y transversal de un 10 al 15 por 100 de la longitudinal, se logra que las grietas sean muy finas y no exista peligro de desniveles acusados entre las losas; la armadura se sitúa en el centro de la losa o un poco por encima y supone un gasto de acero de 10 Kg./m.^{2}; se puede colocar la armadura sobre apoyos antes de extender el hormigón sobre una primera capa compactada; la experiencia ha de-

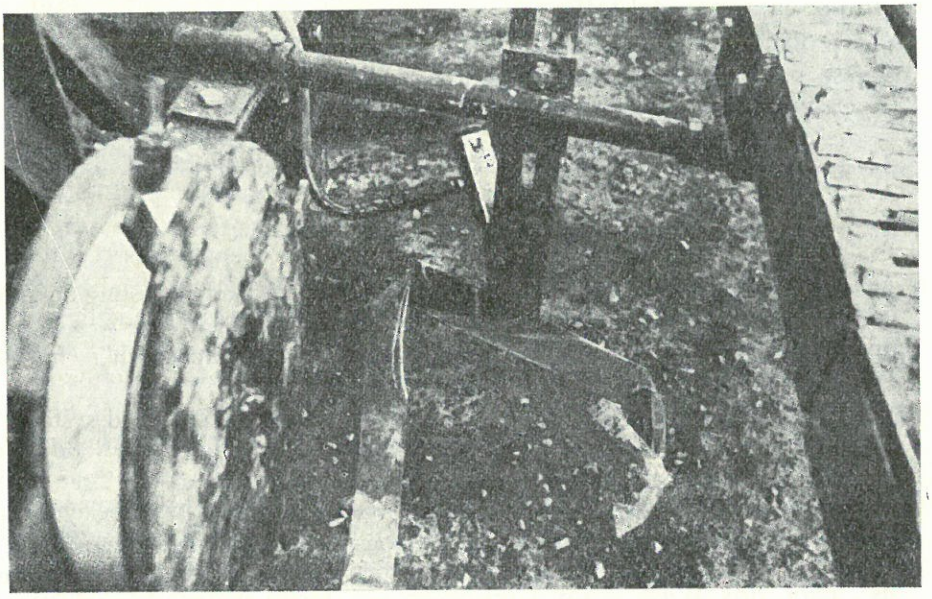


Figura 26.25.

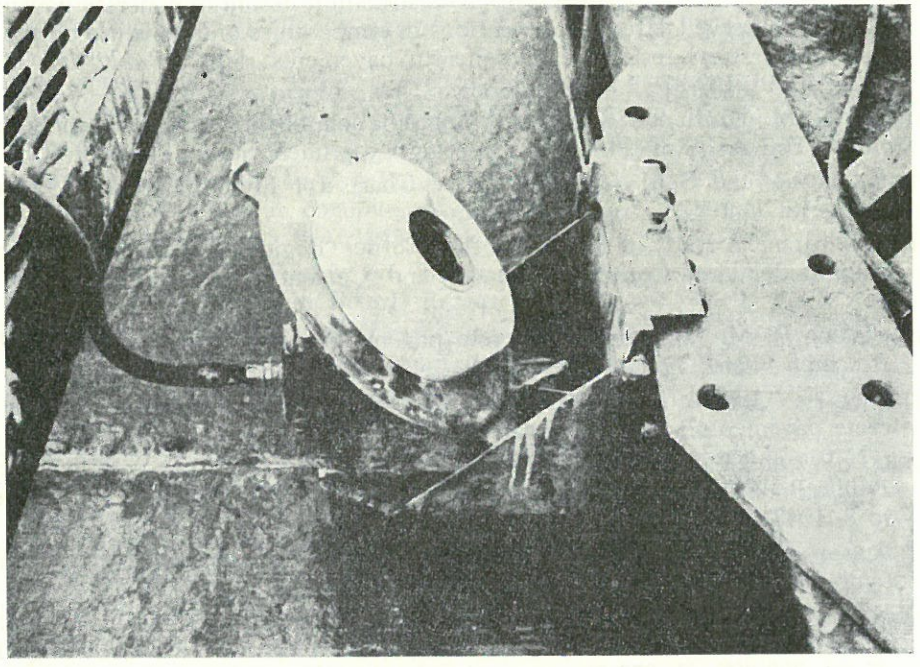


Figura 26.26.

mostrado que solamente se producen grietas muy finas y próximas que no se degradan por la acción del tráfico.

Deben disponerse unas juntas longitudinales, 3,60 m. de ancho, pues en otro caso se producirán grietas en sentido longitudinal.

Bibliografía

HOGG, A. H. A.: "Equilibrium of a thin plate, symmetrically loaded, resting on an elastic foundation of infinite depth". *Phil. Mag.*, 1938, 25 (168), 576-82.

— "Equilibrium of a thin slab on an elastic foundation of finite depth". *Phil. Mag.*, 1944, 35 (243), 265-76.

BURMISTER, D. M.: "The theory of stresses and displacements in layered systems and applications to the design of airport runways". *Proc. Highw. Res. Bd. Wash.*, 1943, 23, 126-44; discussion, 144-8.

ACUM, W. E. A., and L. FOX: "Computation of load stresses in a threelayer elastic system". *Geotechnique*, London, 1951, 2 (4), 293-300.

WESTERGAARD, H. M.: "Stresses in concrete pavements computed by theoretical analysis". *Publ. Rds. Wash.*, 1926, 7 (2), 25-35.

TELLER, L. W., and E. C. SUTHERLAND: "The structural design of concrete pavements. Part 5. An experimental study of uniform thickness". *Publ. Rds., Wash.*, 1943, 23 (8), 167-212.

SPARKES, F. N.: "Stresses in concrete road slabs". *Struct. Engr.*, 1939, 17 (2), 98-116.

TELLER, L. W., and E. C. SUTHERLAND: "The structural design of concrete pavements. Part. 2. Observed effects of variations in temperature and moisture on the size, shape and stress resistance of concrete pavements slabs". *Publ. Rds. Wash.*, 1935, 16 (9), 169-97.

NEWMARK, N. M.: "Influence Charts for Computation of Stresses in elastic foundations". University of Illinois Engineering Experiment Station. Bulletin 338, 1942.

PICKETT, GERALD, and G. K. RAY: "Influence Charts for Rigid Pavements". *Transactions, ASCE*, 1951.

PICKETT, GERALD: "A study of Stresses in the Corner Region of Concrete Pavement, Slabs under large Corner loads". Portland Cement Association, Chicago, Illinois, 1951.

WESTERGAARD, H. M.: "Theory of concrete pavement design". *Proceedings, Highway Research Board*, 1927.

KELLEY, E. F.: "Application of the result of research to the structural design of concrete pavements". *Public Roads.*, vol. 20, 1939.

TELLER, L. W., and E. C. SUTHERLAND: "The structural design of concrete pavements". *Public Roads*, vol. 16, núms. 8, 9, 10; vol. 17, números 7, 8, 1936; vol. 23, número 8, 1943.

WESTERGAARD, H. M.: "Analysis of stresses in concrete roads causer by variations of temperature". *Publ. Rds., Wash.*, 1927, 8 (3), 54-60.

THOMLINSON, J.: "Temperature variations and consequent stresses produced by daily and seasonal temperature cycles in concrete slabs". *Concrete Constr. Eng.*, 1940, 35 (6), 298-307; (7) 352-60.

WESTERGAARD, H. M.: "Analysis of stresses in concrete pavements due to variations of temperature". *Proceedings, Highway Research Board*, 1926.

GOLDBECK, A. T.: "Friction tests of concrete on various sub-base". *Publ. Rds. Wash.*, 1924, 5 (5).

FRIBERG, B. F.: "Frictional resistance under concrete pavements and restraint stresses in long reinforced slabs". *Proceedings, Highway Research Board,* 1954.

— "Concrete roads, design and construction". Road Research Laboratory. London, Her Majesty's Stationery Office, 1955.

YODER, E. J.: "Principles of Pavement Design". New York. John Wiley and Sons, Inc., Majesty's Stationery Office).

Road Research Laboratory: Soil Mechanics for road engineers. London, 1952 (Her Majesty's Stationery Office).

Portland Cement Association: "Concrete pavement design for roads and streets carrying all classes of traffic". Portland Cement Association. Chicago, Illinois, 1951.

Portland Cement Association: "Design of concrete airport pavement". Portland Cement Association. Chicago, Illinois, 1955.

FRIBERG, B. F.: "Pavement research, design and prestressed concrete". *Proceedings, Highway Research Board,* 1955.

YODER, E. J.: "Pumping of highway and airfield pavements". *Proceedings, Highway Research Board,* 1957.

Highway Research Board: "Maintenance methods for preventing and correcting the pumping action of concrete pavement slabs. Wartime Road Problems No. 4, *Highway Research Board,* 1942.

Highway Research Board: "Final report of Committee on Maintenance of concrete pavement as related to the pumping action of slabs. *Proceedings, Highway Research Board,* 1948.

Highway Research Board: "A survey of pumping in Illinois. Report of the Committee on Maintenance of joints in concrete pavements as related to the pumping action of the slabs". *Highway Research Board,* Research Report 1-D, 1948 (supplement).

Kansas State Highway Commission and Portland Cement Association: Pumping of concrete pavements in Kansas. *Highway Research Board, Report* 1-D, 1946 (supplement).

North Carolina State Highway and Public Works Comm. and Portland Cement Association: "Pumping in concrete pavement in North Carolina". *Highway Research Board,* Report 1-D, 1945 (supplement).

Tennessee Department of Highways: "Pumping on concrete pavements in Tennessee". *Highway Research Board,* Report 1-D, 1944.

VAN BREEMEN, W.: "Pumping of concrete pavements in New Jersey. Corrective measures and future designs". *Proceedings, Highway Research Board,* 1944.

WOODS, K. B.; GREEN, F. H. and SWEET, H. S.: "Pavement pumping correlated with traffic loads". *Proceedings, Highway Research Board,* 1947.

HAVERS, J. A. and YODER, E. J.: "A study of interactions of selected combinations of subgrade and base course subjected to repeated loading". *Proceedings, Highway Research Board,* 1957

VOGELGESANG, C. E.: "Effectiveness of granular bases for preventing pumping of rigid pavements". *Highway Research Board,* Bulletin 52, 1952.

BRADBURY, R. D.: "Design of joints in concrete pavements". *Proceedings, Highway Research Board,* 1932.

American Concrete Institute: "Structural design considerations for pavements joints". Report of Subcommittee III, ACI Committee 325, *Journal of the American Concrete Institute,* july 1956.

FRIBERG, B. F.: "Load and deflection characteristics of dowels in transverse joints of concrete pavements". *Proceedings, Highway Research Board,* 1938.

"Design of dowels in transverse joints of concrete pavements". *Transactions, ASCE,* vol. 105, 1940.

FINNEY, E. A. and FREMONT, W. O.: "Progress report on load deflection tests dealing with lenght and size of dowels". *Proceedings, Highway Research Board,* 1947.

MARCUS, HENRY: "Load carryin capacity of dowels at transverse pavement joints". *Journal of the American Concrete Institute,* vol. 23, october 1951.

SUTHERLAND, E. C.: "Discussion on design of load transfer joints in concrete pavements". *Proceedings, Highway Research Boar,* 1940.

TIMOSHENKO, S. and LESSEL, J. M.: "Applied elasticity". Westinghouse Technical Night School Press, Pittsburg, Pennsylvania, 1925.

WESTERGAARD, H. M.: "Spacing of dowels". *Proceedings, Highway Research Board,* 1928.

BRADBURY, R. D.: "Reinforced concrete pavements". Wire Reinforcement Institute, Washington, D. C., 1938.

CASHELL, H. D. and TESKE, W. E.: "Continuous reinforcement in concrete pavements". *Proceedings, Highway Research Board,* 1955.

"Warping Stresses and deflections in concrete pavements". *Highway Research Record,* núm. 44, pág. 1.

"Proyecto de firmes de hormigón hidráulico" (7 memorias). *Highway Research Record,* núm. 112.

"Cálculo de placas de hormigón sin un soporte uniforme". *ASCE. Highway Division,* volumen 93, núm. HW1, abril 1967.

"Proyecto de firmes rígidos". *Highway Research Board.* Special Report, núm. 95 (1968).

CAPITULO XXVII

CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE FIRMES DE HORMIGON HIDRAULICO

Consideraciones generales.— El firme de hormigón hidráulico es una estructura en la cual el espesor es muy reducido en relación con la superficie; las condiciones de homogeneidad de las losas, en espesor y calidad, tienen importancia extraordinaria en el resultado del firme; de muy poco o nada servirá proyectar correctamente un pavimento, base de asiento, dosificación de la mezcla, espesor, disposición de juntas, etc., si luego el pavimento no es uniforme. En el sistema de construcción empleado se ha de lograr en primer término la *uniformidad*, no sólo en la mezcla, sino asimismo de los distintos elementos que constituyen el firme. Las instalaciones modernas tienen dispositivos automáticos para la realización de su trabajo; el estudio previo de los mismos y la comprobación rigurosa inicial y periódica de su funcionamiento debe ser la primera preocupación del constructor; la inspección del firme realizado *a posteriori* tiene una serie de graves inconvenientes en la práctica; el elevado rendimiento de las modernas instalaciones hace la corrección de defectos en la realidad sea siempre cara y en muchos casos prácticamente irrealizable. Uno de los inconvenientes más graves de los firmes de hormigón es que no admiten, o son muy arriesgados, remiendos y correcciones *a posteriori*; supuesta la existencia y eficacia de la comprobación de los medios no destructivos de espesores y resistencias, levantar y rehacer un tramo importante defectuoso, no solamente es muy caro, sino además técnicamente es arriesgado; en los firmes de hormigón hidráulico el remiendo es mucho más difícil de realizar con éxito que uno bituminoso.

27.1. El cimiento. — Es hoy norma general que las losas de hormigón hidráulico vayan sobre un cimiento cuidadosamente preparado, que asegure una resistencia uniforme y suficiente a las cargas que el firme transmita y permita sus movimientos de ditalación y contracción debido a los efectos de retracción y variaciones de temperatura y humedad; el cimiento debe evitar los efectos de "surgencia" del suelo de la explanada. Los generalmente empleados son firmes cuya calidad y resistencia depende de las condiciones de la explanada de la carretera, grava-cemento o grava-betún, suelos consolidados, etc. Hoy día es tendencia acusada, por economía en general y para aminorar los efectos del combado de las placas, no llegar en éstas a espesores excesivos; hemos visto es normal con tráfico pesado el de 25 cm., no pasando en ningún caso de los

28 cm., aunque para ello sea preciso mejorar considerablemente la resistencia de la base o incluso construir un espesor relativamente grande de explanada mejorada. Hace algunos años fue práctica corriente la de interponer entre el cimiento unas hojas de papel resistente. Se buscaba con ello facilitar el movimiento de deslizamiento del firme sobre el cimiento y evitar que el agua que pudiera penetrar a través de las juntas llegase al cimiento. Este sistema está hoy prácticamente abandonado; un firme de cimiento adecuado a las condiciones de la explanada y de buena calidad, cumple con mucha más seguridad y eficacia los fines que se perseguían con el papel. (Fig. 27-1.)

El cimiento ha de ser más ancho que el firme; en el caso normal de que éste no vaya contenido por bordillos, el suplemento tendrá que ser, por lo menos, de 60 cm. en cada lado. (Fig. 27-2.)

El cimiento deberá estar ligeramente húmedo antes de extender el hormigón, para que no absorba el agua de éste y ello pueda ser causa que aumente la retracción del fraguado; esta precaución no es necesaria si la superficie del cimiento se impermeabiliza con un tratamiento superficial.

27.2. Encofrados. — Preparado el cimiento se pueden colocar los encofrados laterales del pavimento; su función es doble: contener el hormigón durante las operaciones de construcción y fraguado y servir de maestras para la ejecución del firme. Por ambas razones, el encofrado ha de ir bien asentado sobre el cimiento para que reciba, sin deformación apreciable, las cargas que han de actuar sobre él durante el extendido y apisonado del hormigón. Para servir de maestra para la ejecución del firme, han de colocarse y mantenerse exactamente en alineación y en rasante; hacerlo así tiene especial importancia, pues normalmente sobre el encofrado se apoyan los carriles de la máquina pavimentadora, y como ésta va terminando el firme en forma automática, los defectos de encofrado y carriles se acusarán en la rasante de aquél. Por ello, es fundamental que el terreno sobre el que asiente el encofrado esté consolidado debidamente. Una vez colocado el encofrado en alineación y rasante, debe retacarse con esmero su asiento, apisonando además el terreno a ambos lados con todo cuidado hasta lograr que quede bien consolidado. La separación entre los dos encofrados laterales, y su nivel relativo, debe comprobarse con una plantilla metálica antes de empezar el hormigonado, y repetirse esta comprobación frecuentemente durante la realización de los trabajos, corrigiendo los defectos que se pudieran apreciar, pues hay que considerar que de la perfección de la colocación de los encofrados, en todo momento dependerá en definitiva la del firme.

Antiguamente se empleaban encofrados de madera; eran unos durmientes de dimensión generalmente de 10×20 cm., o de 15×30 cm., que se fijaban en el terreno por medio de clavos largos o estacas colocadas suficientemente cerca unas de otras, normalmente con una separación de 1 a 1,50 m. Los encofrados de madera se estropeaban con rapidez y, en definitiva resultaban más

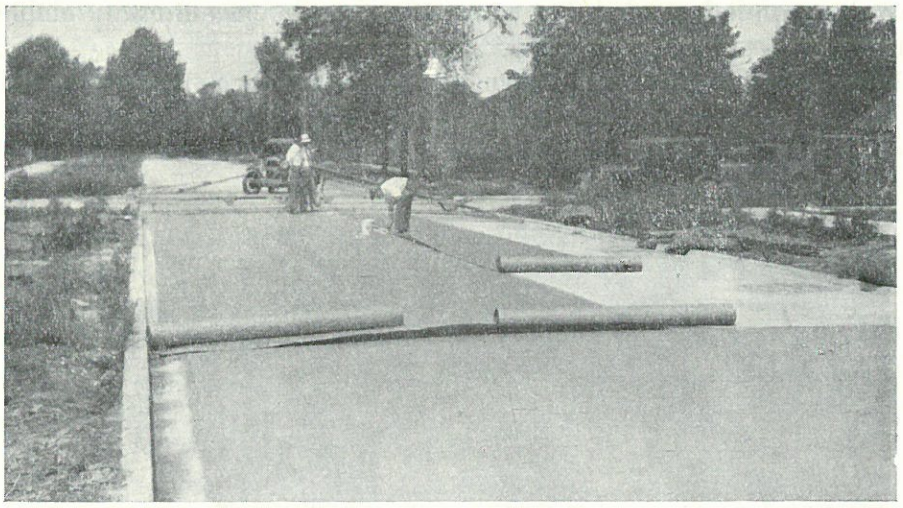


Figura 27.1.

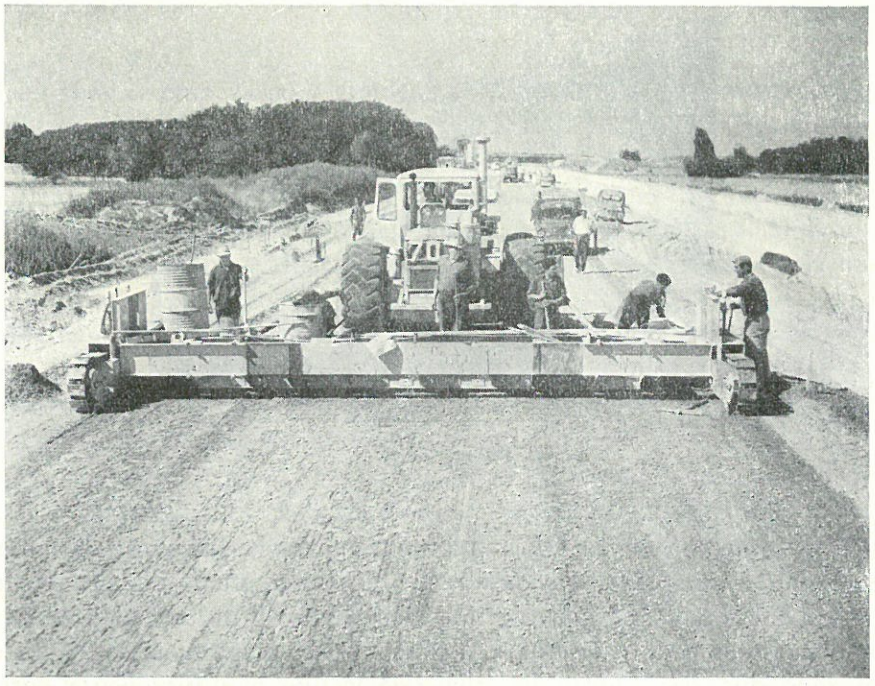


Figura 27.2.

caros que los metálicos. Además, y éste era uno de los defectos más graves, se deformaban con la humedad. Por esta razón, frecuentemente está prohibido su empleo.

Los encofrados metálicos tienen perfiles de formas distintas (fig. 27-3). La

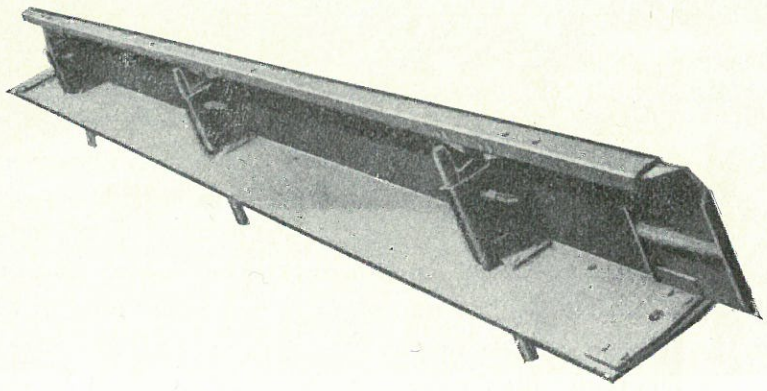


Figura 27.3.

parte inferior tiene una aleta de dimensión aproximadamente igual a la altura (los pliegos de la A.A.S.H.O. exigen como mínimo dos tercios de la altura) que sirve como base para que el encofrado pueda asentarse bien sobre el terreno. Se comprende la importancia de la dimensión mínima de la aleta de asiento,

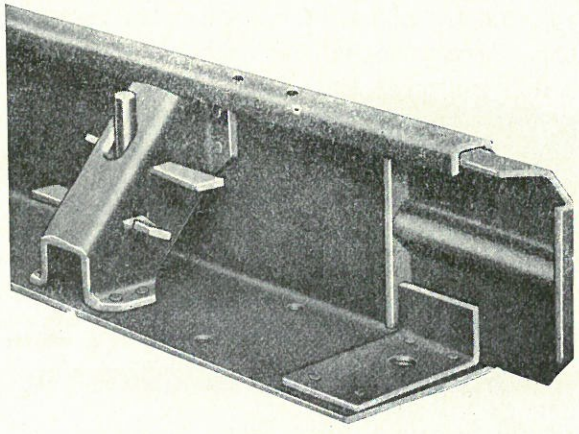


Figura 27.4.

ya que tiene gran influencia en la permanencia de la posición del encofrado. La parte superior está dispuesta para que sobre ella pueda rodar la máquina terminadora del firme. Las piezas rectas tienen unos 3 m. de longitud. Se fijan al terreno por medio de estaquillas metálicas de formas diversas. Las más usadas son redondos, que entran en unas aletas que van fijas en la parte exterior del encofrado (fig. 27-4). Hay distintas formas de sujeción destinadas a

lograr que la estaquilla quede bien sujeta al encofrado y asegure la estabilidad de éste. Las estaquillas se colocan a distancias de 1 m. aproximadamente. Cuando las curvas tienen menos de 50 m. de radio, deben emplearse encofrados con la curvatura precisa en cada caso. Cuando hay que construir bordillos o cunetas unidos a las placas, los encofrados tienen la forma adecuada para ello (figura 27-5). Una vez efectuado el hormigonado, los bordillos se terminan a mano.

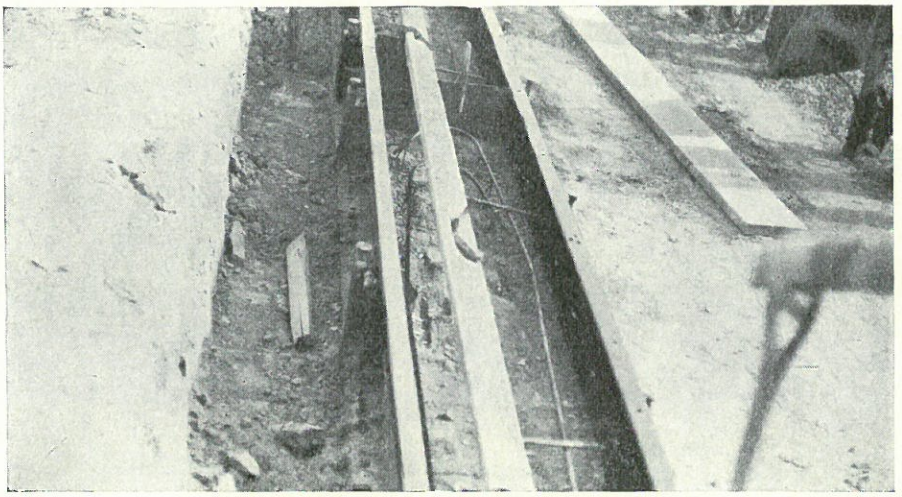


Figura 27.5.

Hace años se empezaron a emplear en Estados Unidos máquinas terminadoras que marchan sobre oruga, llamadas máquinas deslizantes (figs. 27-6 y 27-7). Con ellas puede suprimirse los encofrados sustituyéndolos por un macizo de base suficientemente resistente y cuidadosamente terminado, especialmente en rasante, sobre el cual van las orugas de la máquina terminadora. Si la zona de terminación del camino sobre el cual han de marchar las orugas de la máquina deslizante se nivela con el cuidado preciso, es evidente que en ella es mucho más difícil puedan existir asientos o cambios de posición que en el encofrado metálico. Se puede obtener una rasante excelente al mismo tiempo se evita el gasto que el encofrado y su puesta en obra representa; el macizo de deslizamiento constituye una buena terminación del cimiento.

Estas máquinas exigen una uniformidad grande en la plasticidad del hormigón si se pretende obtener una rasante adecuada; las máquinas modernas de este tipo tienen control electrónico. Estas instalaciones precisan menos personal especializado en su conjunto, pero por las circunstancias indicadas, necesitan que en el preciso exista un número determinado de alta calidad. Los errores son difíciles de corregir. En la figura 27-8 puede verse un croquis de los elementos que constituyen la máquina.

El precio de estos equipos en su conjunto es más económico de adquisi-

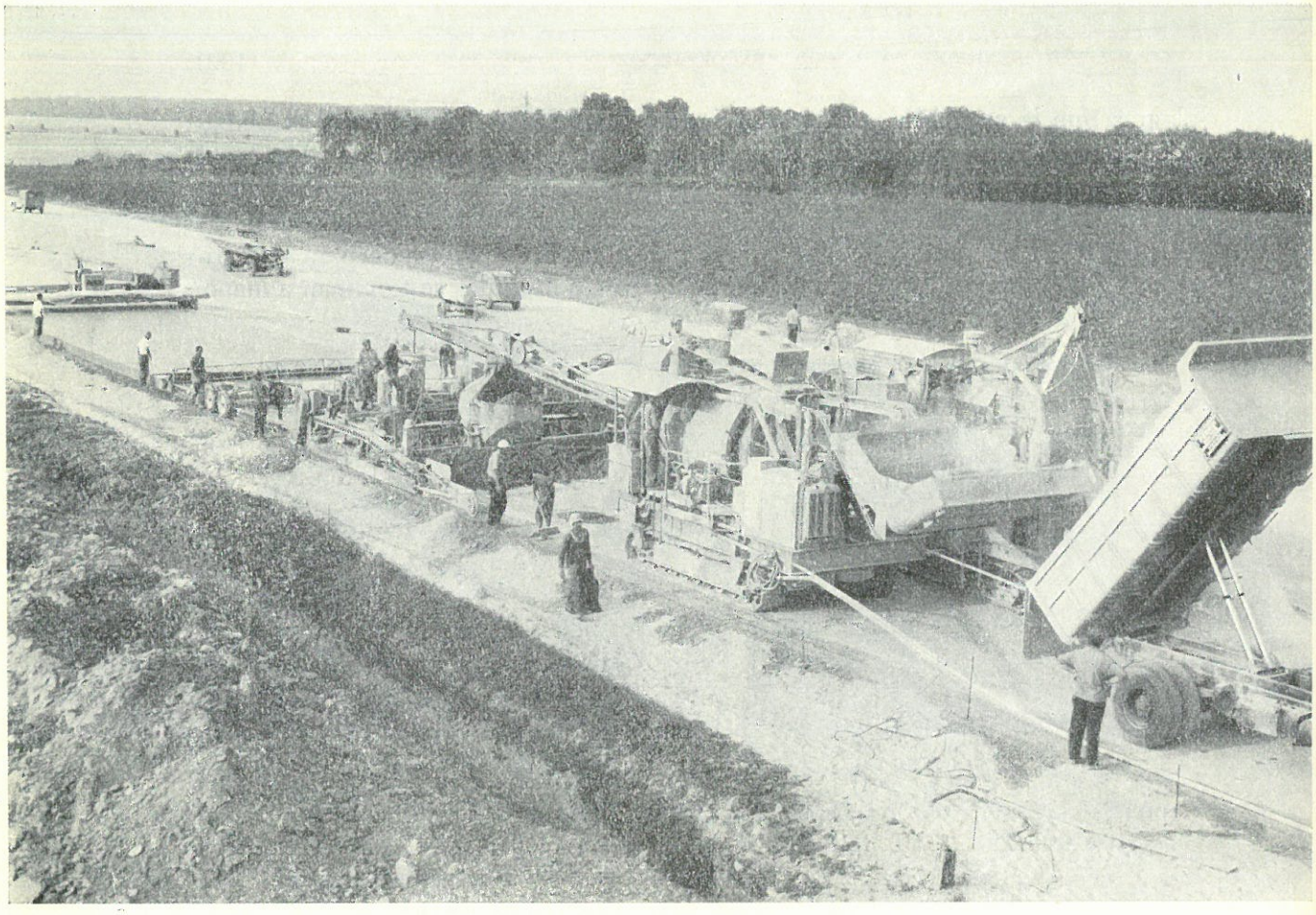


Fig. 27.6.—Vista de conjunto de una máquina terminadora de encofrados deslizantes con hormigonera móvil.

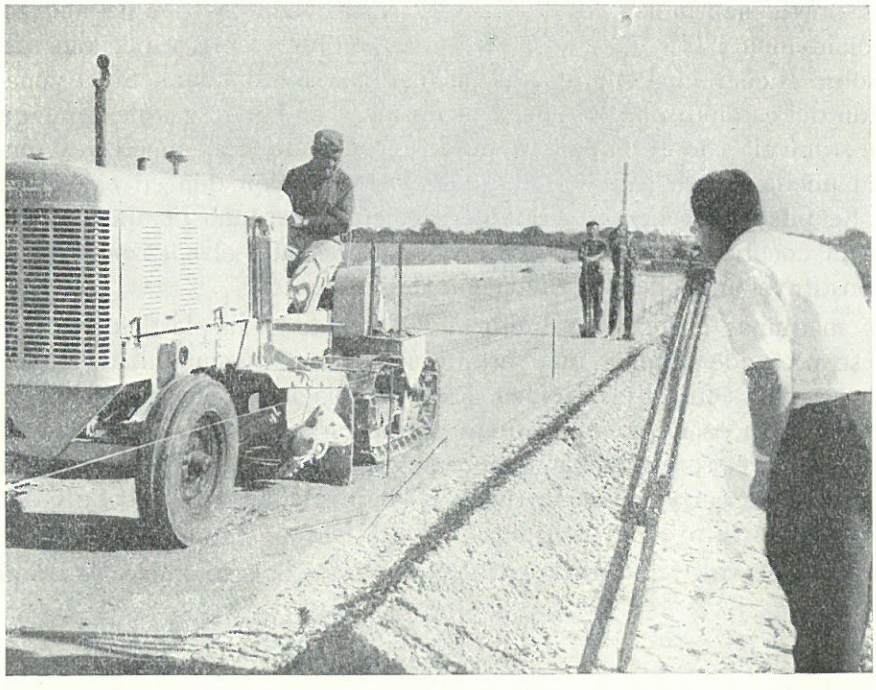


Figura 27.7.

ción y empleo que el que exigen los equipos tradicionales; las mayores dificultades provienen de la necesidad de preparar muy exactamente las dos zonas laterales de marcha de la máquina y el cimiento del firme.

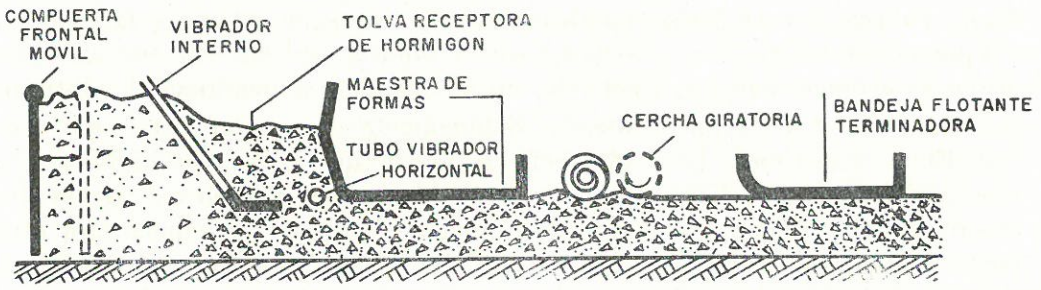


Figura 27.8.

27.3. Preparación y puesta en obra del hormigón. — El hormigón puede prepararse en una instalación central o bien en la obra misma. Las instalaciones centrales se sitúan en puntos debidamente escogidos, donde el abastecimiento de los áridos puede realizarse con facilidad y economía. Tienen silos donde los áridos de diferentes tamaños se almacenan en volumen suficiente para asegurar el funcionamiento continuo de las hormigoneras. En las instalaciones de importancia, la dosificación de los distintos áridos, cemento, agua y producto aireante en su caso, debe hacerse automáticamente. Hay que cuidar en estas instalaciones, como hemos dicho, de comprobar periódicamente que la dosificación es la correcta; donde hay más peligro de alteraciones es en las instalaciones del agua.

El transporte del hormigón fabricado desde la estación central puede realizarse en camiones mezcladores, que durante el recorrido mantengan la uniformidad de la mezcla, o bien en camiones normales; el transporte en camión normal es peligroso, pues es muy fácil que se produzca la segregación de los elementos constitutivos del hormigón. En todo caso hay que tener en cuenta que el tiempo máximo desde que se añada el agua al hormigón hasta que éste quede extendido y apisonado no debe exceder, normalmente, de una y media a dos horas y media; al cabo de este tiempo se inicia el fraguado, lo cual no deberá suceder antes que el hormigón esté perfectamente consolidado. Con altas temperaturas el tiempo que puede autorizarse será el mínimo, y el máximo, en épocas frías y húmedas. Para evitar al segregación de los áridos es imprescindible que los camiones de transporte viertan lo más cerca posible del punto mismo de empleo, por una razón de economía, y evitar la segregación que indefectiblemente se produce siempre en el movimiento secundario del hormigón fabricado. Es recomendable que el camión vierta sobre un depósito de capacidad suficiente que, montado sobre unos carriles, se mueve transversalmente a la carretera y va haciendo la distribución del hormigón con el espesor conveniente; el armazón sobre el que va montado el depósito de reparto

se traslada longitudinalmente sobre los encofrados o el macizo de asiento de las máquinas deslizantes.

27.4. Fabricación del hormigón en obra. — El hormigón se puede fabricar en máquinas que se mueven a lo largo de la obra a realizar. En este caso los áridos se acoplan a lo largo del tajo, en el camino, en montones de distintos tamaños, o bien se llevan dosificados debidamente desde una instalación central. El primer sistema tiene el inconveniente de que es preciso disponer acopios importantes a lo largo de la obra, que ocupan un espacio que frecuentemente no sobra y que además puede ensuciarse antes de su empleo. Por otra parte, realizar la dosificación en peso del agregado en instalaciones móviles es difícil, y hacerlo en volumen, es inexacto. Por esta razón, es práctica muy extendida la solución de que los áridos lleguen a obra debidamente clasificados y medidos en instalaciones dosificadoras especiales (fig. 27-6); como la capacidad de la hormigonera es, normalmente, menor que la del camión, que, por otra parte, conviene sea lo mayor posible para que el transporte resulte económico y tener asegurado el abastecimiento de la hormigonera, es corriente que cada camión vaya dividido por tabiques verticales en varios compartimientos, cada uno con la capacidad de una amasada. Con los áridos puede ir o no el cemento; en el primer caso, debe llevarse separado y protegido de los agentes atmosféricos. Es conveniente echarlo a la hormigonera después de que estén en ella los áridos. Las hormigoneras se mueven al avanzar el tajo (fig. 27-6) y vierten el hormigón exactamente en su punto de empleo, junto a la máquina extendedora, o bien se mueve lateralmente fuera del firme, pero llevan un brazo móvil sobre el cual corre colgado sobre ruedas un recipiente que transporte el hormigón a su punto de utilización. Tanto en su caso como en otro, es preciso que la altura de caída del hormigón sea pequeña, sin exceder, a ser posible, de 40 cm.; es muy conveniente que el primer extendido del hormigón se haga todo él con igual espesor, habida cuenta de cuál ha de ser el definitivo, pues de esta manera es más uniforme la compactación.

Sea el que sea el sistema de hormigonera empleado, la dosificación de los áridos debe hacerse en peso; el error admisible para ellos es del 0,5 por 100; el mismo error es el máximo admisible para la dosificación de agua. La hormigonera debe funcionar a una velocidad comprendida entre 15 y 20 r.p.m. El tiempo de amasado debe ser de medio a un minuto, después de estar en la hormigonera todos los materiales; en las hormigoneras modernas estos tiempos pueden reducirse, pero hay que tener precaución, pues es sabido que la disminución de tiempo de amasado por bajo del óptimo de cada mezcla y cada máquina es causa de una importante disminución de resistencia que puede llegar al 20 por 100. Teniendo en cuenta las pérdidas de tiempo inevitables en una marcha normal, puede considerarse un rendimiento máximo de 20 a 30 amasadas por hora. La elección del tipo de instalación a emplear depende fundamentalmente de las condiciones locales y de las consideraciones de orden eco-

nómico, entre las cuales entra muy fundamentalmente el volumen total de hormigón a fabricar. En la elección del tipo de máquina hormigonera hay que buscar en primer término la eficacia de la mezcla; la uniformidad del hormigón obtenido es base fundamental del bien resultado del pavimento; vigilar que esta condición se cumpla es importantísimo. Hoy día, además de los procedimientos clásicos, para comprobar esta propiedad está empezando a emplearse con éxito el utilizar cementos marcados con isótopos radiactivos; puede ser método rápido y eficaz de comprobación no destructiva de la uniformidad de su dosificación en obra. En todo caso, por uno u otro procedimiento, hay que llevar una inspección muy rigurosa de calidad, comprobando ésta varias veces durante las jornadas de trabajo. Es recomendable el empleo de instalaciones automáticas; son más exactas que las manuales, pues la repetición monótona de operaciones idénticas está expuesta al error por la fatiga del personal; pero el ajuste de la máquina automática también puede alterarse, y por ello la inspección periódica es fundamental.

27.5. Extensión del hormigón. — El hormigón depositado en el punto de empleo hay que extenderlo con el espesor necesario; aunque el hormigón se haya repartido con suficiente exactitud, es preciso igualarlo debidamente antes de proceder a su consolidación; esta operación se hace mecánicamente por medio de una maestra, que con un pequeño movimiento transversal al eje de la carretera, al mismo tiempo avanza en sentido longitudinal; esta maestra distribuidora debe llevar delante de ella unos 10 a 20 centímetros de hormigón; si la cantidad de hormigón fuese mayor, está expuesto a que salte por encima de ella; si el reparto previo del hormigón hubiera dejado éste por debajo de

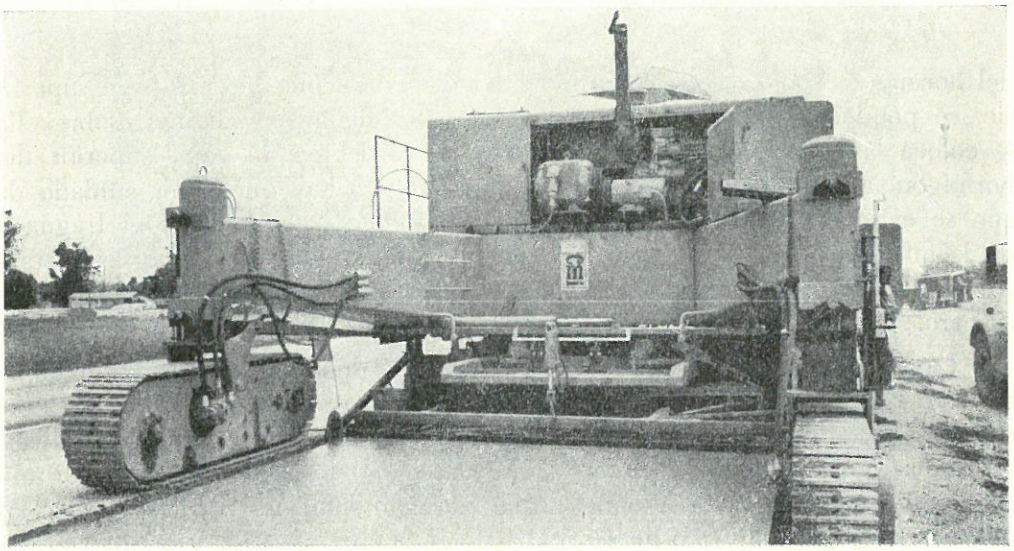


Figura 27.9.

la maestra igualadora, quedarán puntos bajos detrás de ella, y el apisonado del firme, que se realiza posteriormente, y que es completamente automático, será, a la fuerza, deficiente, así como la rasante. El hormigón, después de la maestra igualadora, debe quedar unos 5 cm. por encima de la que ha de ser la rasante definitiva.

Cuando el pavimento lleva armadura, ésta debe colocarse en forma tal que no se mueva de su posición durante la operación de vertido y apisonado

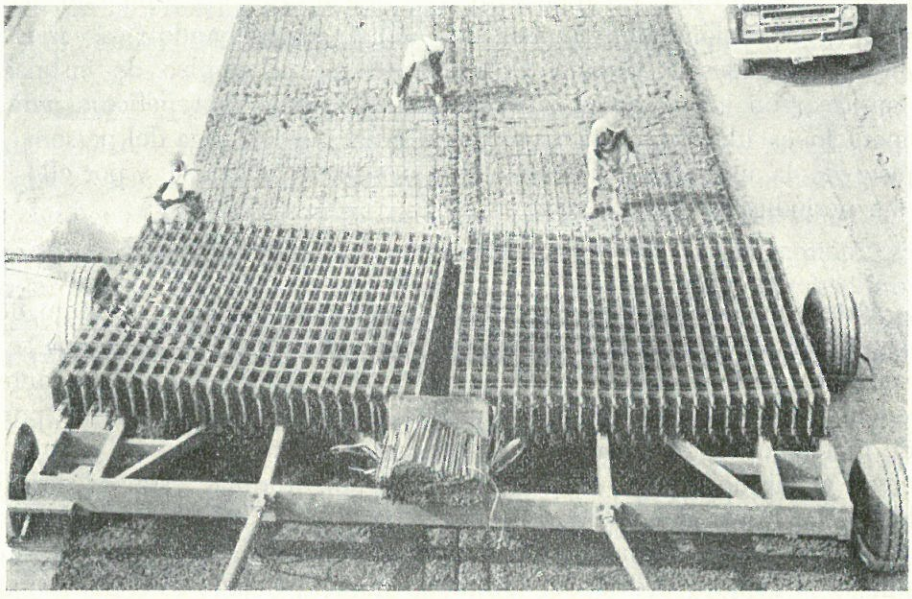


Figura 27.10.

del hormigón; como la armadura debe ir colocada a unos 5 cm de la superficie, se puede extender la primera capa de hormigón sin apisonar; sobre ella se coloca la armadura e inmediatamente se distribuye la capa superior del hormigón, apisonándose el conjunto (figura 27-10;) hay que tener cuidado de que se extienda la capa superior antes de que se haya iniciado el fraguado de la inferior. Se puede colocar la armadura sobre pequeños soportes metálicos (fig. 27-12), extendiendo y apisonando el hormigón de una vez; el método es caro.

Las operaciones precisas para la terminación de un firme de hormigón se realizan en obras de importancia con medios mecánicos; las distintas fases del proceso, extendido, apisonado y terminado, se ejecutan con dispositivos diversos que actúan independientemente, que pueden ir montados en un bastidor único o en bastidores independientes, que marchan sobre los carriles o sobre los macizos longitudinales que hemos indicado en el epígrafe 27.2, y se mueven por motores montados en el propio aparato

El aparato distribuidor tiene que llevar un dispositivo de reparto de la

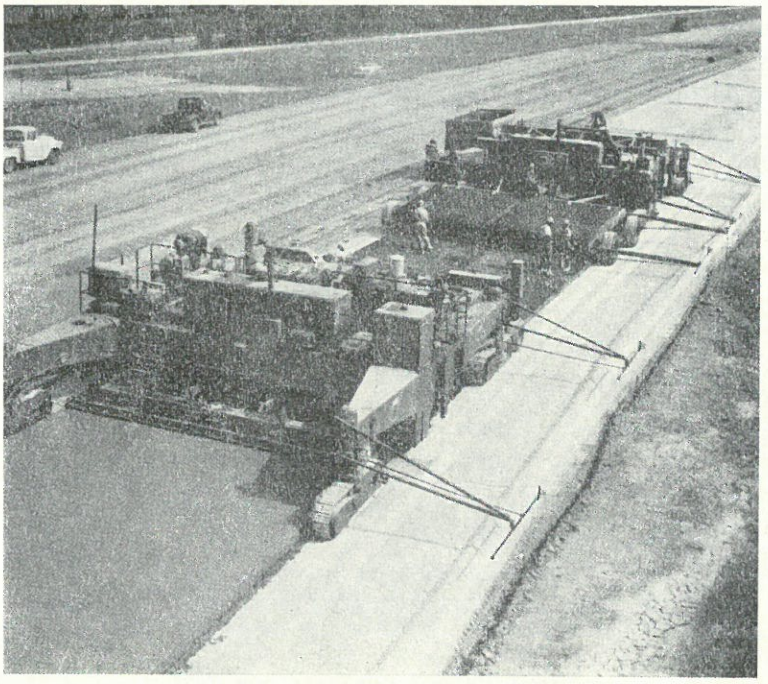


Figura 27.11.

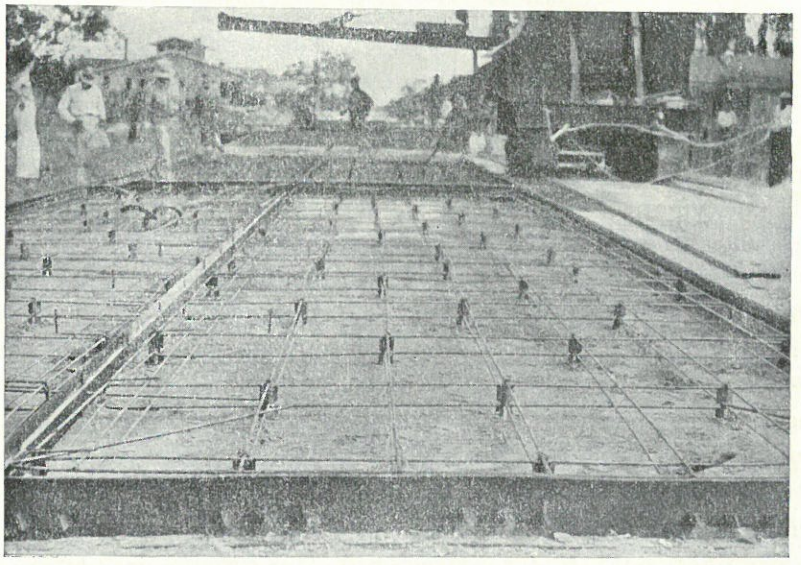


Figura 27.12.

masa delante de la viga niveladora. Se emplean diversos mecanismos; por ejemplo, unas paletas, un tornillo sin fin (fig. 27-13), o bien una pieza repartidora especial que tiene un movimiento en sentido transversal a la dirección de marcha del aparato; estos dispositivos, al mismo tiempo que reparten el hormigón, hacen un remezclado del mismo; en todo caso, hay que cuidar de que no se produzca segregación en el hormigón con los dispositivos de la maquinaria adoptada.

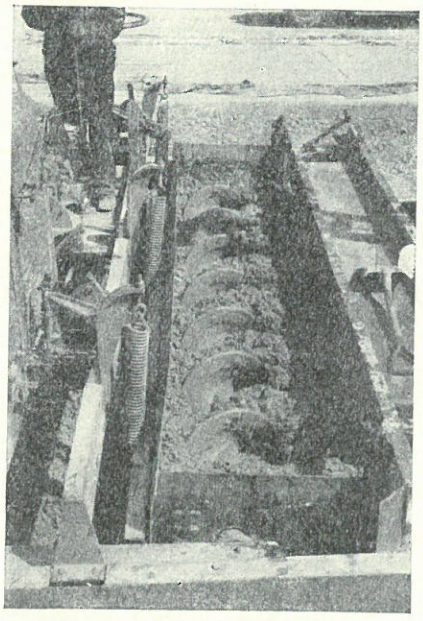


Figura 27.13.

Detrás del aparato nivelador va el de apisonado, hoy normalmente por vibración; una viga, ensanchada en su parte inferior, en la cual se produce vibración por dos motores eléctricos que giran en sentido contrario y que tienen unas masas excéntricas u otro medio de los explicados en el epígrafe 25.12; es conveniente que la amplitud de la vibración sea la mayor posible; la rigidez de los muelles debe estar en relación con la trabajabilidad del hormigón a compactar.

Generalmente, los dispositivos de nivelado y vibración van juntos en un mismo bastidor (fig. 27-14). A esta máquina puede seguir una terminadora, que consiste en una o dos maestras que ajustan exactamente la rasante final.

Cuando la máquina de consolidación no puede o no convenga llegue a ciertas zonas de la obra, juntas, extremos de losa, etc., éstas deberán consolidarse con vibraciones de mano, de profundidad o de placa.

No hay que olvidar que la ejecución mecánica no excluye la necesidad de

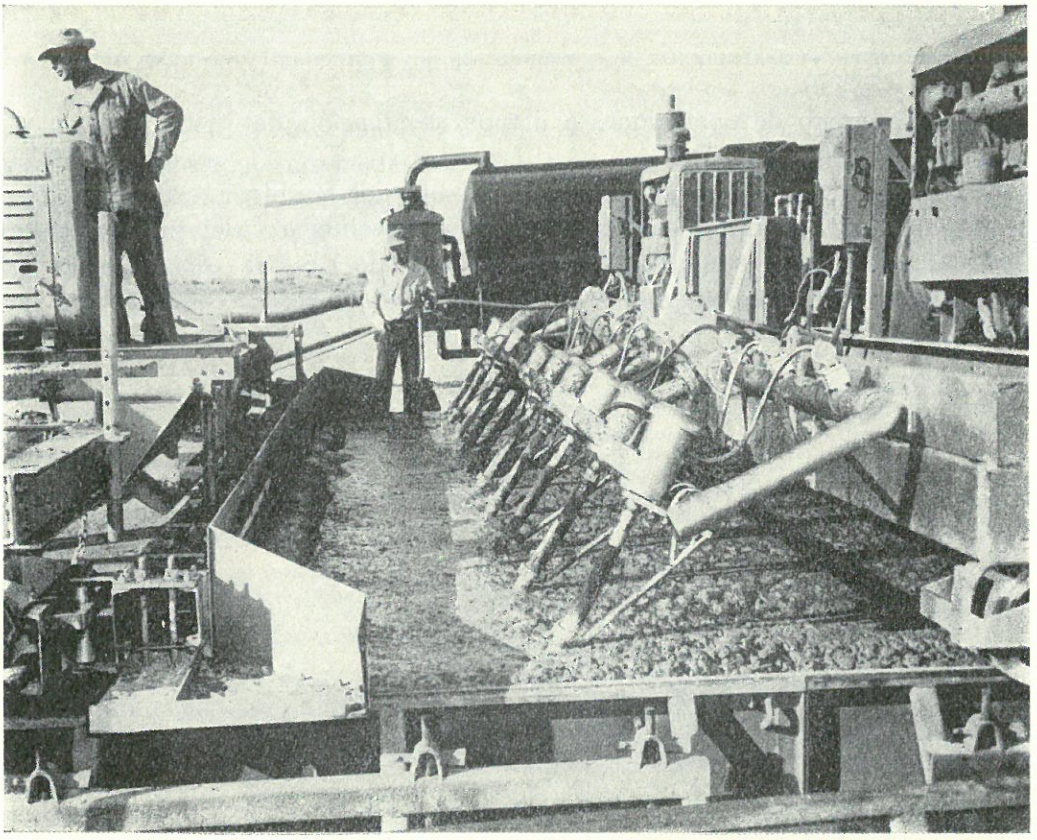


Figura 27.14.

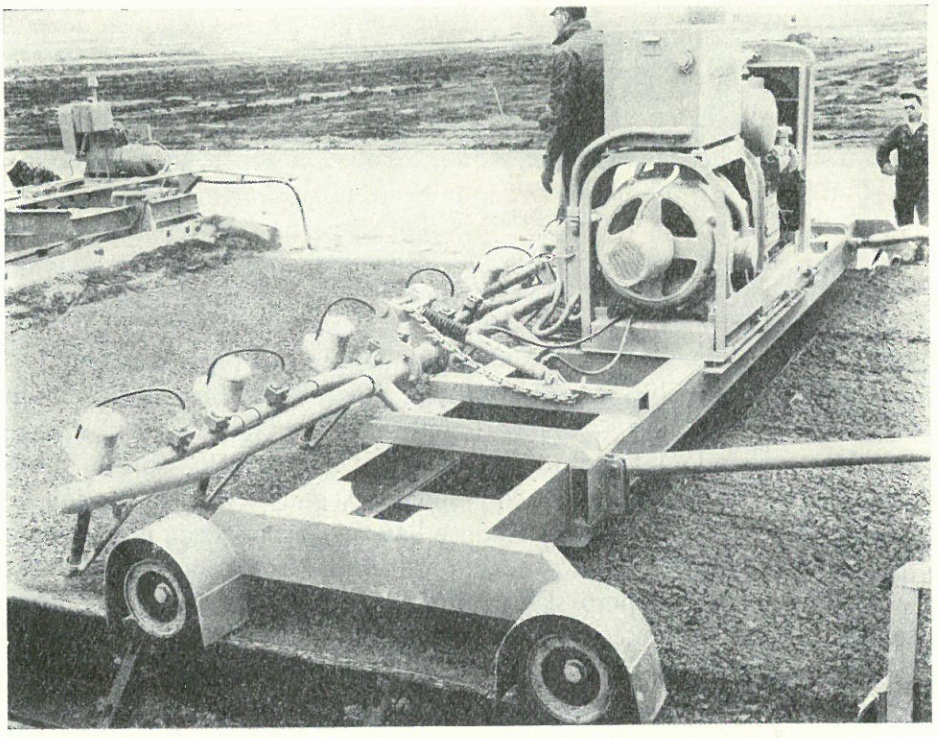


Figura 27.15.

un cierto número de operaciones a mano: terminación de juntas, arreglo de la superficie, etc. (fig. 27-16).

El empleo de maquinaria para el acabado del hormigón exige una gran uniformidad de la calidad de éste, ya que la consolidación del firme es automática, y se comprende que las desigualdades de calidad, especialmente de la plasticidad, tienen que producir firmes heterogéneos en densidad y, por tanto, en resistencia.

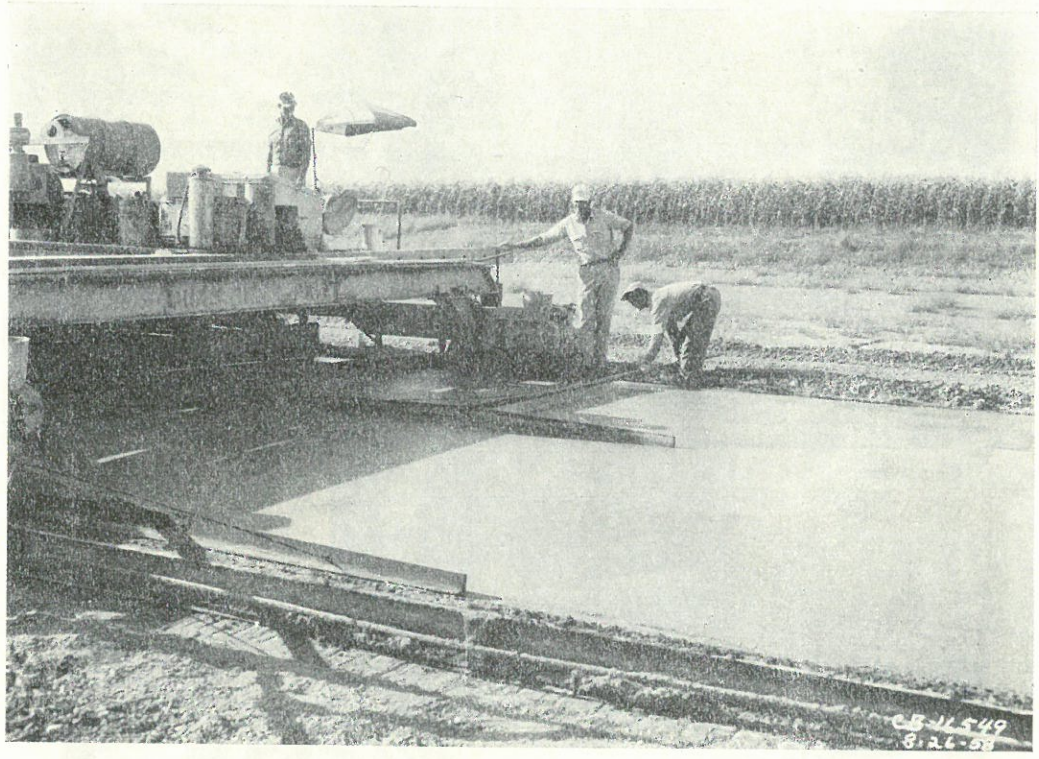


Figura 27-16.

La terminación del firme exclusivamente en sentido transversal puede dejar ligeras imperfecciones en sentido longitudinal; por eso, modernamente la operación de acabado se realiza con una maestra longitudinal (fig. 27-17). Va montada sobre un bastidor que se mueve longitudinalmente, como el resto de los aparatos. La terminadora longitudinal tiene que ir actuando sobre el firme en todos los puntos a la altura que le corresponda, según el tipo de sección transversal adoptado; este ajuste es delicado y hay que hacerlo con el máximo cuidado, pues si no se hace así está expuesto a que se estropee la rasante obtenida en el acabado transversal; pero si el ajuste del movimiento de la terminadora es el debido, se logran firmes muy superiores en rasante a los terminados únicamente con maestras transversales. La terminadora longitudinal debe emplearse

a tiempo: cuando se haya acabado el fraguado inicial del hormigón; si se hace antes está expuesto a que quede una superficie no uniforme; *la maestra longitudinal perfecciona la rasante del firme, corrigiendo pequeños defectos, pero no debe consolidar.*

Normalmente la terminación de la superficie del firme debe obtenerse en *una sola pasada* de las máquinas; pasar más de una vez está expuesto a hacer que refluya el mortero a la superficie.

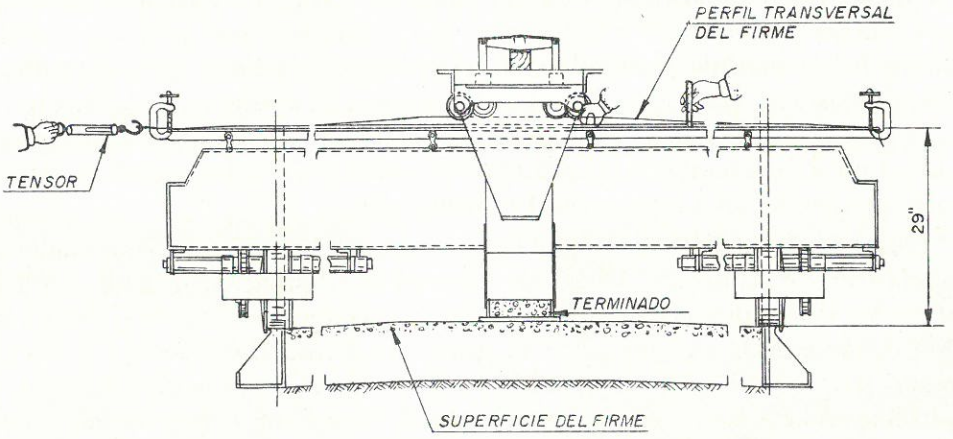


Figura 27.17.

27.6. Juntas. — En el epígrafe 26.8 se estudió la razón de ser de las juntas, sus clases y la separación conveniente entre ellas.

Son una solución de continuidad del firme que permite un cierto movimiento de las losas en que el pavimento queda dividido. Se comprende que la junta, discontinuidad del firme, es un punto débil del mismo. Por ellas, si no son impermeables, puede penetrar el agua en el cimiento, haciendo cambiar las condiciones de resistencia de éste, con peligro de que se produzcan asientos y, como consecuencia, grietas; el agua, penetrando por las juntas, puede originar fenómenos de surgencia (epígrafe 26.6); las juntas han de ser, por tanto, impermeables en todo momento.

La discontinuidad que representa la junta no debe ser causa de que se altere la uniformidad de la rasante del pavimento; ésta puede producirse durante el proceso de construcción, porque el apisonado en las proximidades de la junta no sea el mismo que en el resto de la masa o bien porque, después de construido, se originen asientos diferentes en las losas, por causas diversas. Una pequeña alteración de la rasante en la junta será causa de la aparición de efectos de impacto, que agravan el mal en progresión rápida; además, como las juntas están separadas a la misma distancia, las desigualdades de la rasante se perciben por el tráfico en tiempos sensiblemente iguales, dando lugar a una sensación desagradable.

La impermeabilidad se alcanza rellenando el espacio que queda entre las losas con un producto que lo cierre herméticamente en todo momento; para

ello es necesario: *a*) que el producto se adhiera perfectamente al hormigón; *b*) que sea dúctil para que se pueda deformar, sin romperse, cuando la junta se abra, pues al no ser así ésta dejaría de ser impermeable; *c*) no debe fluir fuera de la junta en tiempo de calor, cuando las losas aumentan de longitud y, por tanto, el espesor de la junta disminuye; si esta condición no se cumple, el producto de relleno, al salir fuera de la junta, puede alterar la rasante y en todo caso producirá un mal efecto al extenderse desigualmente por los bordes de aquélla. Cuando posteriormente la junta se abra, al descender la temperatura faltará material de relleno, que será sustituido por polvo y detritos; la junta habrá perdido elasticidad; *d*) el material de relleno debe ser suficientemente resistente para que durante el uso de la carretera no se incorporen a él detritos y piedrecillas, que pueden impedir que la junta se cierre y producir la rotura de sus bordes; *e*) el material empleado no debe envejecer rápidamente, perdiendo sus propiedades fundamentales.

Existen para el relleno de juntas una serie de productos pantentados; la mayoría están constituidos a base de betunes de destilación u oxidación mezclados con materiales inertes de gran finura; por ejemplo, tierras de diatomeas (celita o bentonita), cemento, etc.; el grado de finura debe ser tal que el 95 por 100 pase por el tamiz núm. 325 (44 micrón); el producto bituminoso de destilación debe tener una penetración de 85 para climas fríos, de 60 a 70 en medios y de 40 a 50 en calurosos (ensayo a 25° C., 100 g. y cinco segundos). Pueden también emplearse alquitranes RT-10, RT-11 y RT-12. Los ingleses han utilizado mezclas de caucho y betún y productos a base de resinas.

Para que el relleno pegue bien al hormigón, se pueden pintar las paredes de la junta con un producto bituminoso de imprimación formado a base de un betún de 200 de penetración (66 por 100), aceite de creosota (14 por 100) y nafta (20 por 100), este último como solvente; se mezclan en caliente los dos primeros y luego, en frío, se añade el solvente. Se aplican como una pintura a las paredes de la junta, con un pincel fino antes de rellenar con el material de impermeabilización.

Se puede, con un producto de las características indicadas, rellenar el espesor total de la junta de dilatación; así se empezó a hacer, pero se vio era más conveniente rellenar con él sólo la parte superior de la junta — 2 a 3 cm. — y el resto con un material elástico, pero que no se adhiera al hormigón (figura 27-18); para este último se ha empleado principalmente madera, que tiene buenas condiciones, pues si está seca se puede llegar a comprimir a un espesor del 50 por 100 del primitivo, recuperando hasta un 65 por 100 al cesar la carga; y si se empapa de agua, se entumece y aumenta su volumen hasta el

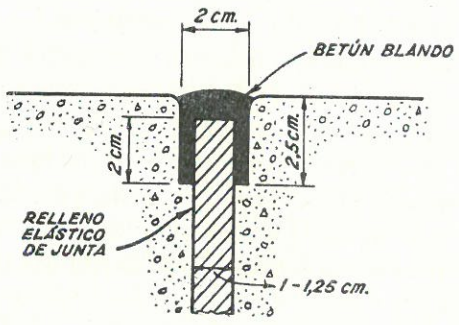


Figura 27.18.

100 por 100 del original; la repetición del ciclo de humedad-sequedad conduce a una reducción del espesor; empleando madera empapada, el espesor de ésta que puede quedar al secarse no entorpecerá la dilatación de las placas; las fibras de la madera deben colocarse verticales.

Se ha empleado también, para rellenar la parte inferior de las juntas, otros productos, como cartones, fieltros embetunados y distintos materiales celulares, entre los cuales se encuentra el corcho; este último se prepara en tiras que se comprimen y deshidratan, con lo cual su volumen disminuye bastante; se empaquetan con una envoltura impermeable; una vez colocadas en obra, al humedecerse aumenta de volumen, quedando comprimido en la junta.

La continuidad de la rasante del firme se logra con precauciones especiales de construcción para que la junta no sea causa de desigualdades. Es con-

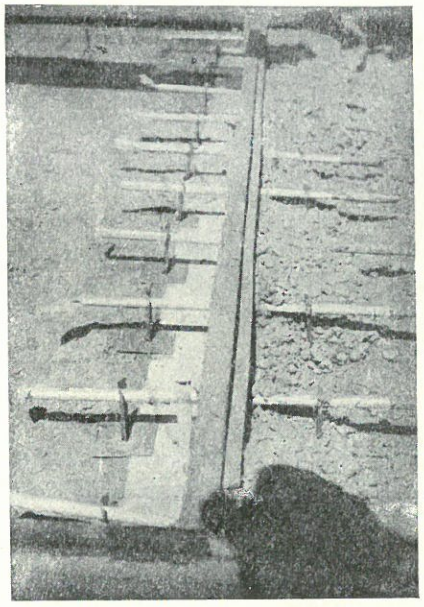


Figura 27.19.

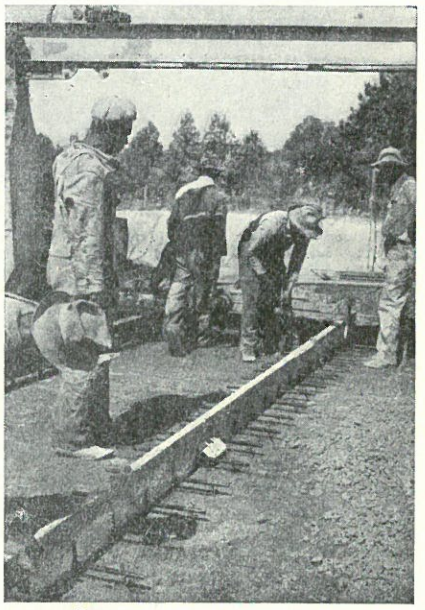


Figura 27.20.

dición fundamental que el apisonado de la zona de la junta se realice como si ésta no existiese; no es práctica recomendable hacer coincidir las juntas de dilatación con las de trabajo, pues al iniciar el apisonado es muy difícil evitar que se corra ligeramente la masa, produciendo una desigualdad en el firme. Conviene fijar el material de relleno de la junta en la forma más perfecta posible cuando ha de quedar dentro del firme para que no se mueva al hormigonar; se suelen emplear para ello clavos largos. Cuando existen pasadores, éstos sirven al mismo tiempo de elementos de sujeción (fig. 27-19); cuando se desea sacar la madera, los pasadores se colocan como puede verse en la figura 27-20; sus extremos se apoyan sobre montones de hormigón formados inmediatamente

antes de extender la totalidad de la masa o sobre unas pequeñas horquillas que se fijan al cimiento. Los pasadores han de quedar, sea el que sea el dispositivo adoptado, bien fijos para que no se muevan de su posición durante la operación de hormigonado; normalmente uno de sus extremos debe quedar fijo en el hormigón de una de las losas, y el otro ha de poder deslizar en la adyacente; para ello se pinta con betún y en el extremo se coloca una caperuza de hojalata que se rellena, en parte, con serrín (fig. 26-20, epíg. 26.8). Los pasadores se colocan de manera que en cada placa queden, alternativamente, empotrados y libres.

En la parte superior de la junta, donde ha de ir el relleno de sellado, se dispone un elemento independiente de las dimensiones necesarias, que bien puede ser madera o hierro, y que debe sobresalir ligeramente a ambos lados de



Figura 27.21.

la placa para poder identificar exactamente su posición; la parte superior de esta pieza debe quedar de 5 a 10 mm. por debajo de la rasante definitiva del frime; puede hacerse así la consolidación como si la junta no existiese; una vez terminada la superficie del firme se quita, a mano, el hormigón que ha quedado sobre el molde de la junta y se saca ésta (figs. 27-21 y 27-22); las aristas de la junta se redondean con un radio de 10 a 15 mm. cuando el hormigón está todavía fresco, utilizando para ello una llana de forma especial (fig. 27-23); es imprescindible redondear las aristas porque, de no hacerlo, está expuesto a que salten por la acción del tráfico y combado de las losas, lo cual, aparte del mal

efecto que produce, tiene el grave peligro de que la zona rota puede ser origen de un descascarillado del firme en las proximidades. Una vez extraído el molde, se procede al relleno de la zona de junta con el producto de sellado; cuando se emplee producto de imprimación, se pintan con éste las paredes de la junta antes de rellenarla.

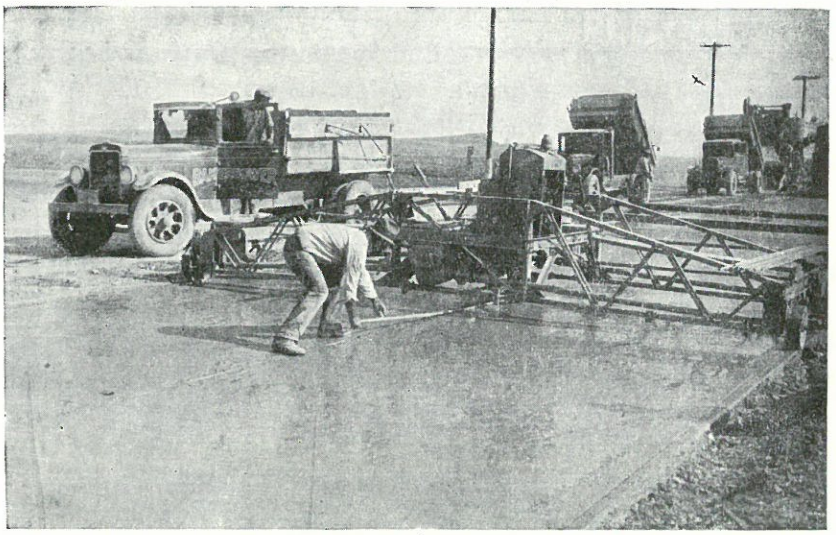


Figura 27.22.

Cuando se desea que el producto bituminoso rellene la totalidad de la junta, hay que sacar la madera de separación; esto no es sencillo, pues el hormigón suele pegarse a ella, y para evitarlo puede emplearse el procedimiento que

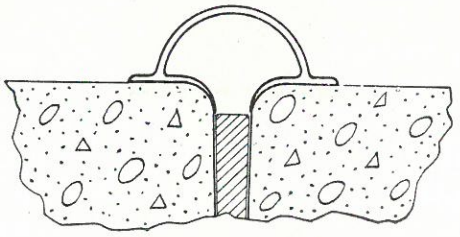


Figura 27.23.

puede verse en la figura 27-24; unos palastros engrasados quedan en contacto con el hormigón y pueden sacarse fácilmente una vez que se ha extraído la cuña central de madera. Los ingleses han empleado con éxito el tipo de junta que puede verse en la figura 27-18, la parte de betún es mínima y, por ello, el efecto de incrustación de piedrecillas, muy reducido; por otra parte, el betún protege eficazmente la parte alta del relleno de madera.

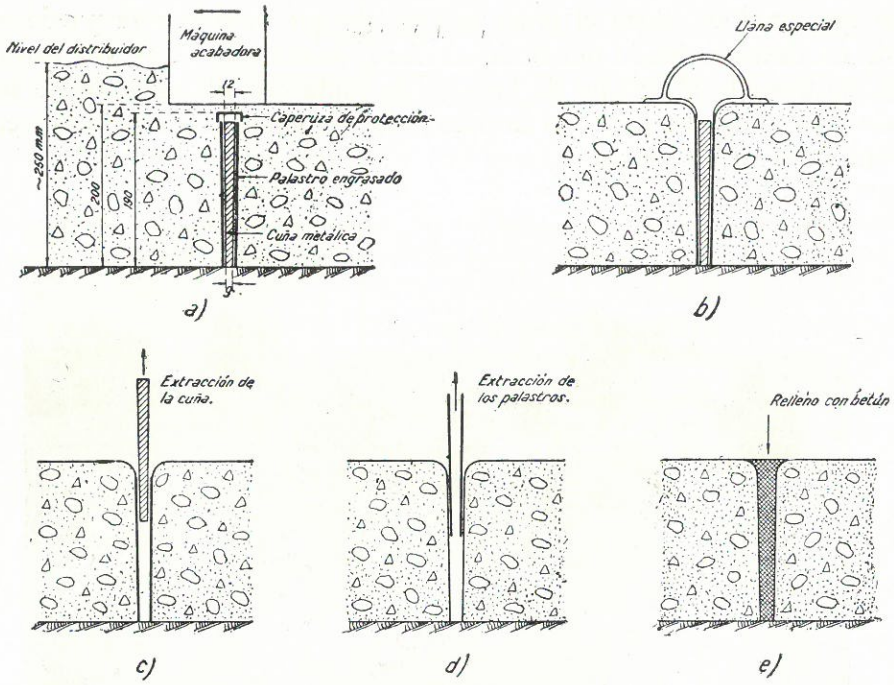


Figura 27.24.

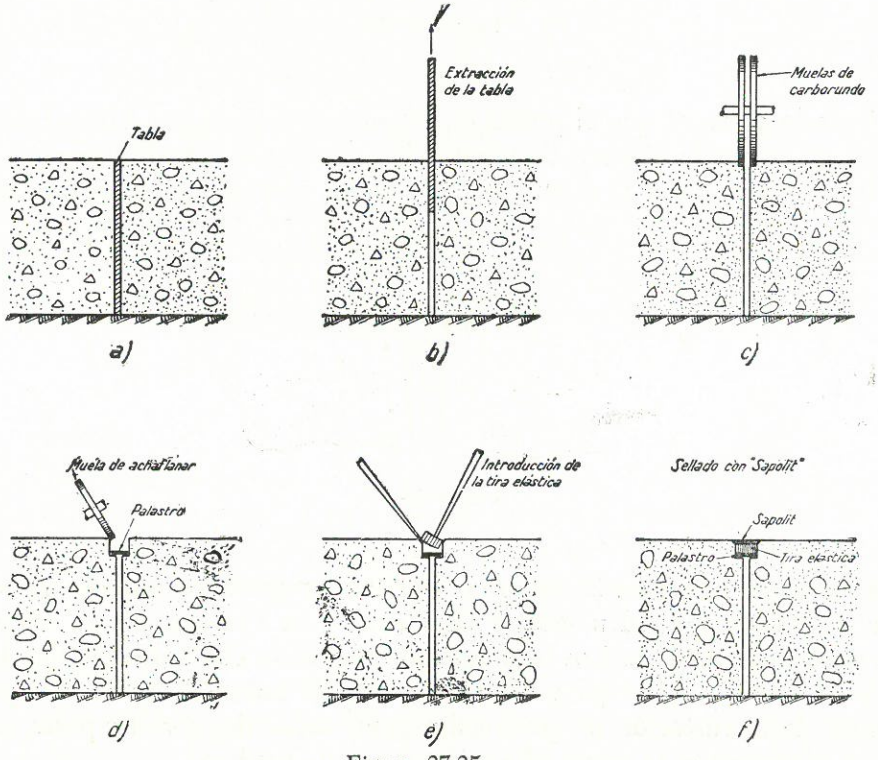


Figura 27.25.

Es interesante el tipo de junta empleado en Bélgica, cuyo proceso de construcción se detalla en la figura 27-25; la junta se forma con una tabla que se extrae una vez consolidado el hormigón (*b*); con unas muelas de carborundum se practica, en la parte superior de la junta, un ensanchamiento (*c*), hecho lo cual se dispone, para el sellado primero, un palastro (*d*), después una tira elástica (*e*) y, por último, se sella con un producto patentado a base de fosfato cálcico, el "Sapolit", de gran dureza.

Hay, aparte de las disposiciones indicadas, infinidad de tipos, la mayoría patentados; se debe tener en cuenta que la disposición ha de ser simple y económica; los dispositivos complicados e ingeniosos resultan excesivamente caros y, además, corrientemente no dan en la práctica el mismo resultado que en un ensayo aislado de demostración.

Las juntas de contracción, de cuyas características técnicas ya se ha tratado en el epígrafe 26.8, son, según se dijo, planos de rotura provocados en puntos determinados, en los cuales es posible adoptar las disposiciones de impermeabilización precisas; en el epígrafe citado de proyecto se dan los detalles técnicos para su proyecto. Desde el punto de vista constructivo, estas juntas se cortan con sierra de carborundum (fig 27-26); el trabajo de corte, que es fun-



Figura 27.26.

damental, se realizará en el momento preciso de endurecimiento del hormigón; exige sierras de alta calidad; normalmente, el momento óptimo de efectuar el serrado de la junta oscila entre seis y doce horas después de extendido y consolidado el firme; la proporción A/C y la temperatura del ambiente influyen en el momento aconsejable dentro de los límites señalados; como las averías en las sierras son bastante frecuentes, hay que disponer de un número de ellas de recambio para que no se pierda el momento del corte óptimo, lo que representaría unas juntas defectuosas o la pérdida de una apreciable longitud del firme.

Vimos que recientemente se ha empezado a emplear con éxito las juntas de neopreno, más caras de establecimiento pero de resultado bueno y seguro, según nuestra experiencia. Son láminas delgadas de este material con una altura de 2 a 3 cm.; pueden pintarse con productos especiales que, además de actuar como lubricantes para ayudar a introducirlas en la junta, contribuyen a su impermeabilización. Se estima que la abertura de la junta a la temperatura más baja no debe ser superior al 0,8 del espesor del perfil de neopreno antes de ser sometido a carga ni inferior a 0,3 veces a la temperatura más elevada. El ancho de la junta en el momento de la colocación del neopreno deberá ser el 0,4 del grueso de éste (figs. 27-27 y 27-28).

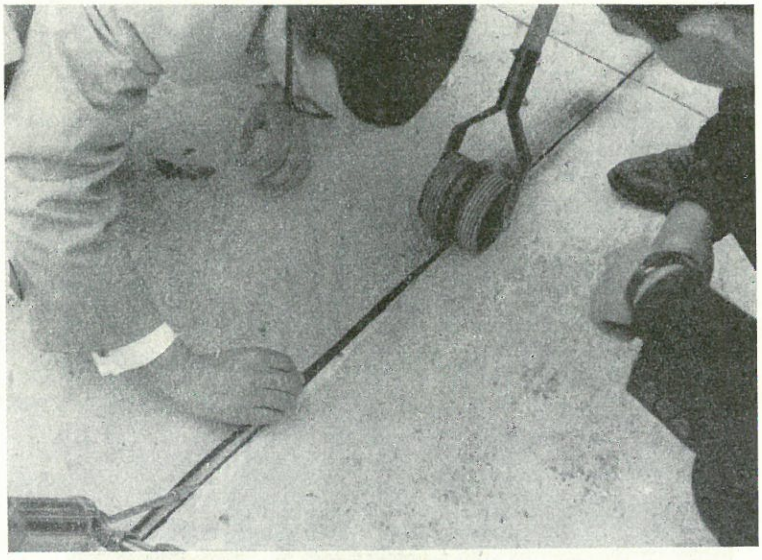


Fig. 27.27. — Juntas de neopreno.

27.7. Terminación de la superficie del firme. — Para que en la superficie del firme no quede lechada sobrante, se suele pasar, para terminar la superficie, una tela de yute dispuesta como puede verse en la figura 27-29.

27.8. Curado. — La operación de curado es fundamental; vimos (epíg. 25.8) que el fraguado del hormigón debe realizarse con una proporción elevada de

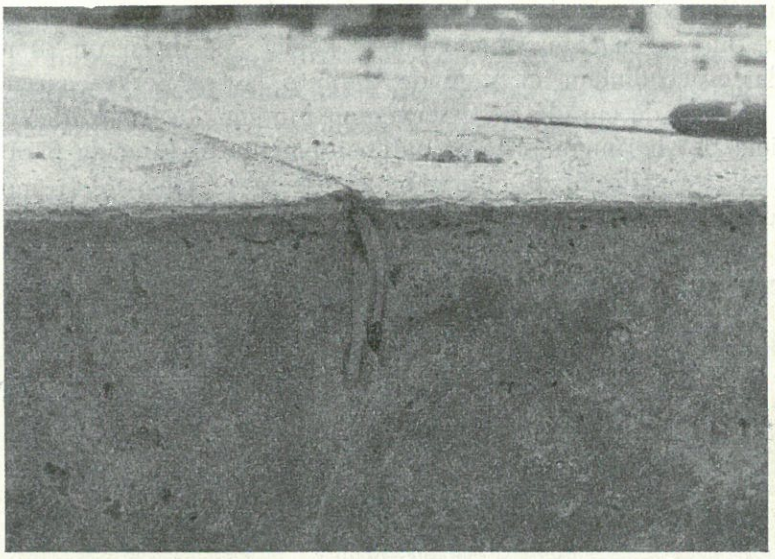


Figura 27.28.

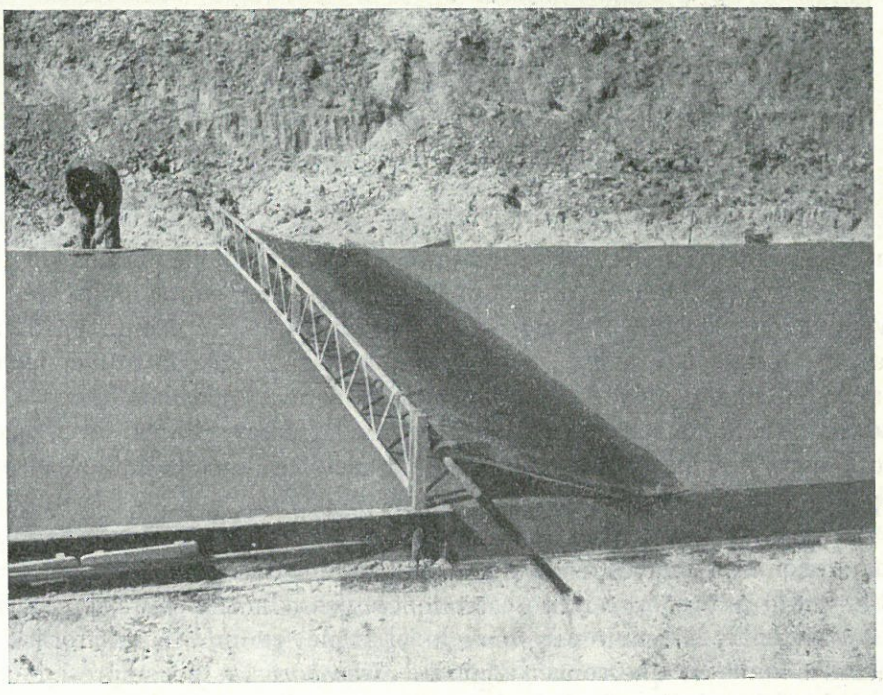


Figura 27.29.

humedad si se quieren evitar, o al menos disminuir, los efectos de la retracción; en un hormigón mal curado, además de las grietas, hay disminución de resistencia, que se ha comprobado puede llegar a alcanzar un 30 por 100; se debe cuidar especialmente el fraguado durante las primeras cuarenta y ocho horas. El período de curado debe ser, como mínimo, de siete días. Hasta que la superficie del hormigón está lo suficientemente endurecida para que no se adhiera a ella el material de cubrición, es preciso emplear toldos móviles o cubiertas que evitan la evaporación; los primeros (fig. 27-30) empezaron a usar-

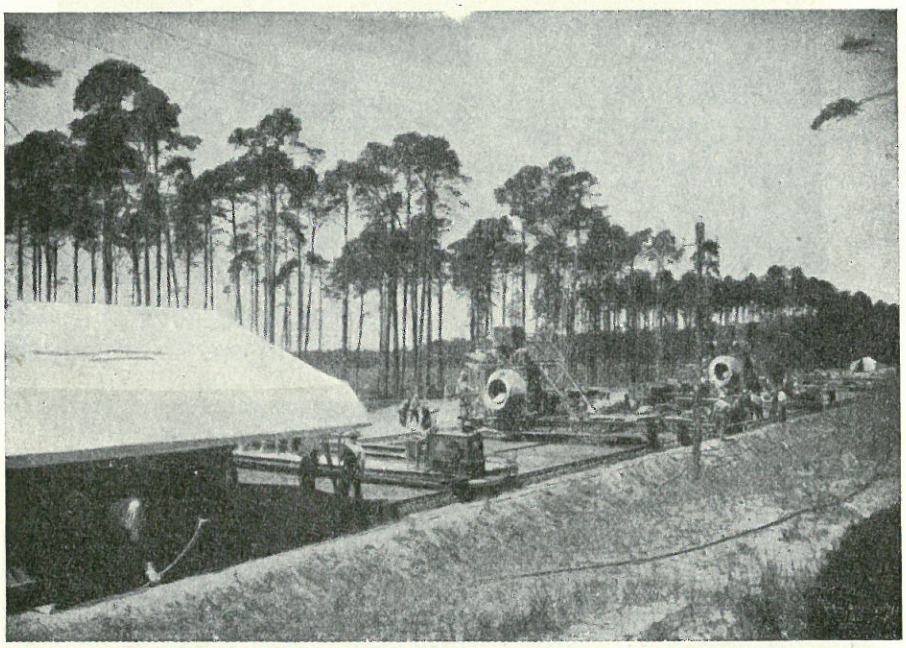


Figura 27.30.

se en la construcción de las autoestradas alemanas; deben tener un dispositivo que evite se produzcan a través de ellos corriente de aire que active la evaporación. Sencillo y práctico es el sistema que emplearon en la autoestrada del Oeste, en Francia; cada una de las piezas que constituyen la cubierta son suficientemente ligeras para que las puedan mover dos hombres (fig. 27-31); pasadas las veinticuatro primeras horas se puede remover la cubierta, sustituirla por una capa de paja o tierra que se mantiene bien húmeda durante el resto del tiempo.

Antiguamente se empleaba el sistema de construir balsas de tierra que se mantienen con una capa de agua de pequeña altura; este método sólo es posible usarlo cuando el terreno es completamente llano y existe agua suficiente.

Los sistemas de mantener húmedo el firme, en una u otra forma, tienen el inconveniente de que son en algunos casos costosos y siempre complicados de atender, pues la longitud de la zona en curado es grande; si se emplea un

equipo moderno de alto rendimiento es posible hormigonar 500 m. diarios, que, en ocho días, representarían 4 Km. de dos vías de ancho, a los cuales es necesario prestar una constante atención. Y no hay que olvidar es necesario exista uniformidad en las condiciones del curado, si se quiere la haya en la calidad del hormigón y no se originen esfuerzos internos que puedan ser causa

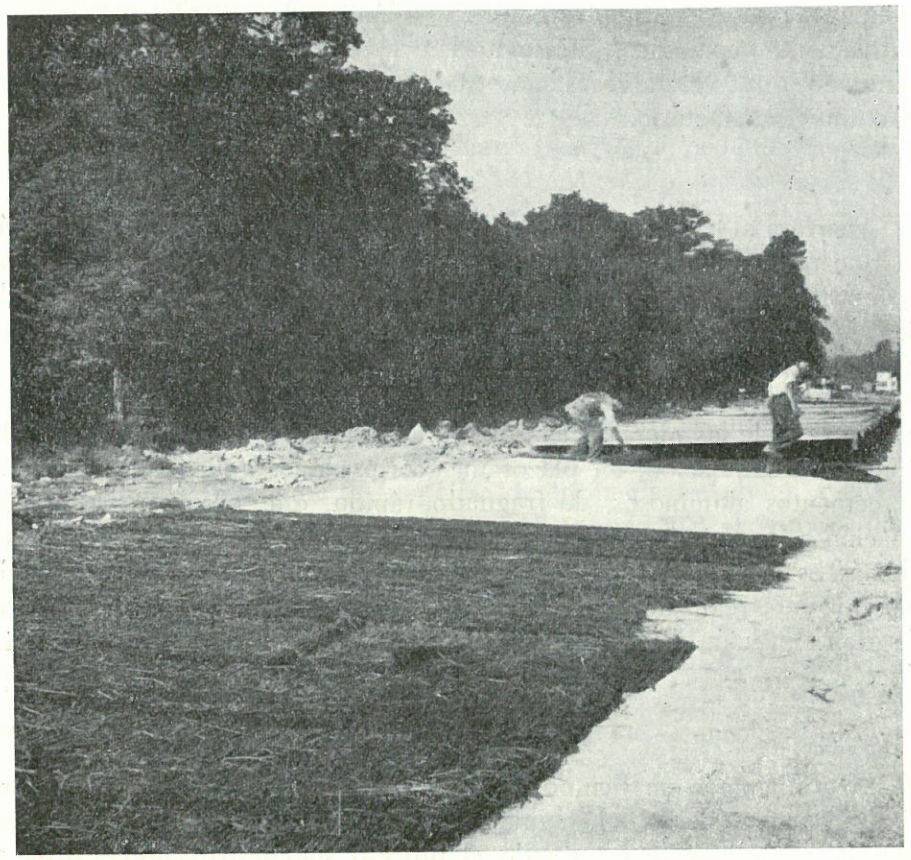


Figura 27.31.

de grietas. Para evitar los inconvenientes del curado, por los procedimientos que antes se indican, se ha recurrido al empleo de sales delicuescentes; se han utilizado el cloruro cálcico (Cl_2Ca), el silicato sódico (SiO_3Na_2) y el oxicloruro de cal (Cl_2OCa). El primero ya hemos visto cómo se comporta (epígrafe 19.11); tiene el inconveniente de que si se emplea con exceso puede ser causa del descascarillado de la capa superficial; para repartirlo en polvo se emplean aparatos que aseguran una distribución rápida y uniforme del producto; la dosis es de 1 Kg./m.^{2}. El cloruro cálcico se usa mucho también, incorporándolo al agua empleada en el amasado del hormigón; en este caso la dosis es de 1 Kg. de cloruro cálcico por cada 50 Kg. de cemento empleado en el hormigón.

Los ingleses han utilizado con éxito el silicato sódico, que no sólo favorece el fraguado, sino que, al parecer, aumenta la resistencia al desgaste superficial del hormigón; tiene además la ventaja de ser incoloro.

En Estados Unidos se ha empleado también bastante una capa de tratamiento superficial con producto bituminoso de aplicación en frío, a razón de 1,75 a 2 litros por metro cuadrado. Hace unos años se ha empezado a emplear el sistema de cubrir el firme fresco con una lámina de polietileno; es muy eficaz y relativamente económico, pues evita la evaporación, y el material, si se maneja con cuidado, dura varias veces; nosotros lo hemos empleado en España con resultado muy satisfactorio.

27.9. Apertura al tránsito. — El firme de hormigón no debe abrirse al tránsito hasta que no haya tenido lugar el proceso completo de fraguado, para lo cual es necesario un plazo de quince días desde que se ejecutó el hormigonado. El tráfico de peatones no debe permitirse durante los cuatro o seis primeros días, dependiendo de las condiciones climatológicas; mientras tanto, es necesario, si se trata de vías urbanas, disponer los pasos precisos para el público y, en su caso, para el acceso de las mercancías a las casas. Cuando sea necesario dejar abierto el firme a la circulación, en plazos más cortos de los indicados, habrá que emplear cementos aluminosos, de fraguado rápido, que permitan restablecer la circulación a las veinticuatro horas de terminado el firme; la solución es cara y además es preciso, en este caso, cuidar especialmente el proceso del fraguado, que debe realizarse con elevada proporción de humedad para contrarrestar la gran elevación de temperatura que el fraguado de los cementos aluminosos produce.

27.10. Hormigonado en tiempo de helada. — Las temperaturas inferiores a 0° C. durante el proceso del fraguado del hormigón pueden producir grandes trastornos, no solamente retrasando el proceso, sino destruyendo el firme al helarse el agua libre que contiene. La prudencia aconseja no realizar obras de de este tipo en épocas de grandes fríos.

Deberá suspenderse el hormigonado cuando la temperatura baje de 2° C.; cuando, ejecutado el hormigonado a temperatura superior, sea de temer hiele durante el período de fraguado, será preciso proteger la superficie cubriéndola con paja o lonas; con sacos de yute rellenos de paja con un espesor de 10 a 15 centímetros ha logrado el autor una diferencia de 6 a 7° C. con relación a la temperatura del ambiente; también hemos empleado con éxito el polietileno y yute, habiendo logrado más de 10° C. de diferencia de temperatura.

Cuando sea imprescindible hormigonar a temperatura inferior a 2° C., será preciso amasar con agua a temperatura superior a 30° C., regando con agua a dicha temperatura cada dos horas durante los tres o cuatro primeros días y conservando bien cubierto el firme durante un plazo mínimo de tres semanas.

27.11. Efectos del hielo y la nieve. — *Descascarillado superficial.*—Cuando el pavimento de hormigón está bien proyectado y construido, los efectos del hielo, la nieve y las temperaturas bajas no son causa, en general, de la destrucción del firme; los que tienen capacidad de duración reducida pueden agrietarse y, en una repetición de ciclos, destruirse; pero la avería más corriente es el descascarillado superficial, que especialmente se produce cuando existe una capa superior de lechada de cierta importancia. Para evitar este fenómeno utilizar hormigones con baja proporción de agua-cemento. Hay que tener especial cuidado en no emplear en la lucha contra el hielo y la nieve sal común sola; da buen resultado para quitar una capa de gran espesor una mezcla ,en volumen, de sal y cenizas (1 : 4) o de sal y arena (1 : 18); cuando se trate de películas delgadas pueden emplearse mezclas de sal con cenizas o arena en proporción de 1 a 12.

Según vimos (epígrafe 25.14), el hormigón con alto contenido de aire es más resistente a los efectos de descascarillado que el corriente.

27.12. Comprobación de la calidad del hormigón del firme. — Según hemos dicho (epígrafe 25.6), en los Pliegos de Condiciones para firmes de hormigón se suele exigir una resistencia mínima a compresión de las probetas sacadas del firme ya construido; si baja una cierta proporción del límite señalado, se aplica una penalidad, y si desciende de una cifra determinada, se obliga a levantar el firme. En Francia se exige que la resistencia mínima sea el 96 por 100 de la obtenida en el laboratorio; en los aeropuertos ingleses se pide el 85 por 100. En la medida de la resistencia a compresión tiene una influencia importante el diámetro de la probeta y el tamaño del árido; la probeta, tomada del firme, debe ser un cilindro cuya longitud sea dos veces su diámetro; hay que igualar las bases de la probeta con mortero más rico que el de la muestra o con una mezcla de cemento y yeso calcinado; cuando la relación entre la altura y el diámetro no sea la indicada para obtener la resistencia, será preciso multiplicar por los siguientes coeficientes:

$\frac{\text{altura del cilindro}}{\text{diámetro del cilindro}}\left(\frac{h}{d}\right)$	
1,75	Multiplicar la carga de rotura por 0,98
1,50	» » » » 0,95
1,25	» » » » 0,94
1,10	» » » » 0,90
1,00	» » » » 0,85
0,75	» » » » 0,70
0,50	» » » » 0,50

Las muestras de hormigón fraguado, después de veintiocho días, se sacan con una sonda como la representada en la figura 27-32. Pueden también tomarse muestras del hormigón sin fraguar; en el caso de que sea cilindro puede tener 30 cm. de altura y 15 cm. de diámetro para áridos menores de 5 cm.; cuando el tamaño sea mayor, el cilindro deberá tener 40 cm. de altura y 20 cm.

de diámetro. La muestra debe tomarse del hormigón inmediatamente antes del extendido; el molde ha de llenarse en tres o cuatro tongadas, que se apisonarán separadamente; a las tres o cuatro horas de fabricada la probeta deben igualarse sus bases con pasta de cemento; las probetas han de mantenerse tapadas durante cuarenta y ocho horas, y al cabo de ese tiempo colocarse en arena húmeda. Para los ensayos a flexión se fabrican probetas prismáticas. El ensayo de las probetas del hormigón tomadas del firme fraguado es el más

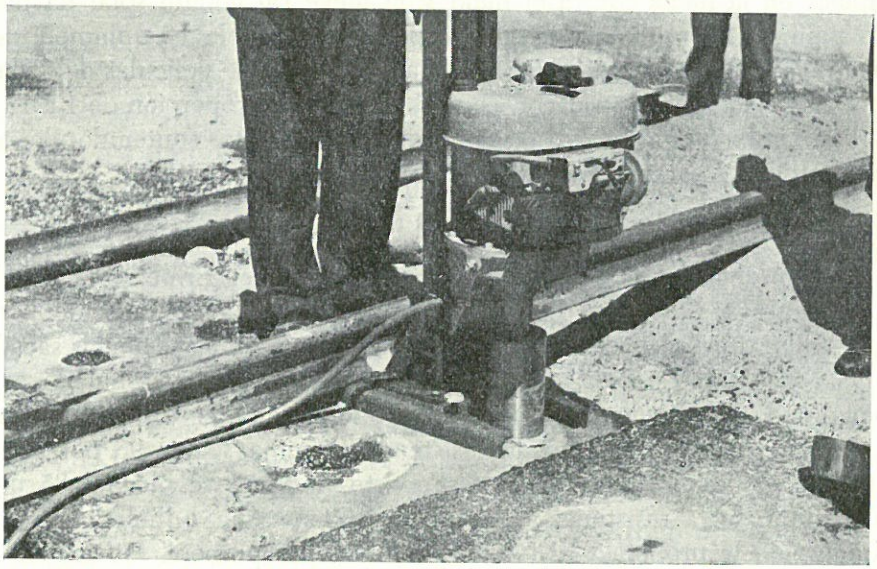


Fig. 27.32.—Sonda firme hormigón.

representativo de su calidad, pues reúnen la composición del hormigón y el proceso de fabricación y fraguado.

Los ensayos de la calidad del hormigón tomando las muestras en obra tienen el inconveniente de que, si se encuentra un defecto, es en la práctica muy difícil de corregir. En las instalaciones modernas es fácil alcanzar un rendimiento de 500 m. lineales por vía al día; si esperamos veintiocho días para el fraguado, tendremos 14 Km. realizados; el ensayo a los siete días representa tener ejecutados 3,5 Km.; el trastorno, tanto económico como del plan de realización, es muy fuerte y sólo puede justificarse por un grave defecto; por esta razón es de interés poder realizar ensayos que den, en el plazo más corto posible, el valor de la resistencia del hormigón.

El departamento de carreteras de Ontario (Canadá) ha puesto a punto un método que permite reducir el plazo de curado de las probetas a cuarenta y ocho horas, efectuándolo en unos recipientes especiales que se introducen para su autocurado; la probeta de hormigón cilíndrica, de 15,2 cm. de diámetro por 30,5 cm. de altura, colocada en un molde de chapa metálica fina, se introduce

en un recipiente metálico de 31,8 cm. de diámetro y 50 cm. de altura, aislándose éste por medio de una espuma de polieuretano. La probeta con su molde va dentro de un saco de plástico para conservar la humedad (fig. 27-33) y la temperatura. Después de una larga experimentación han llegado a la fórmula:

$$R_{28} = 1{,}35\, R_A + 82{,}97 \text{ Kg./cm.}^2$$

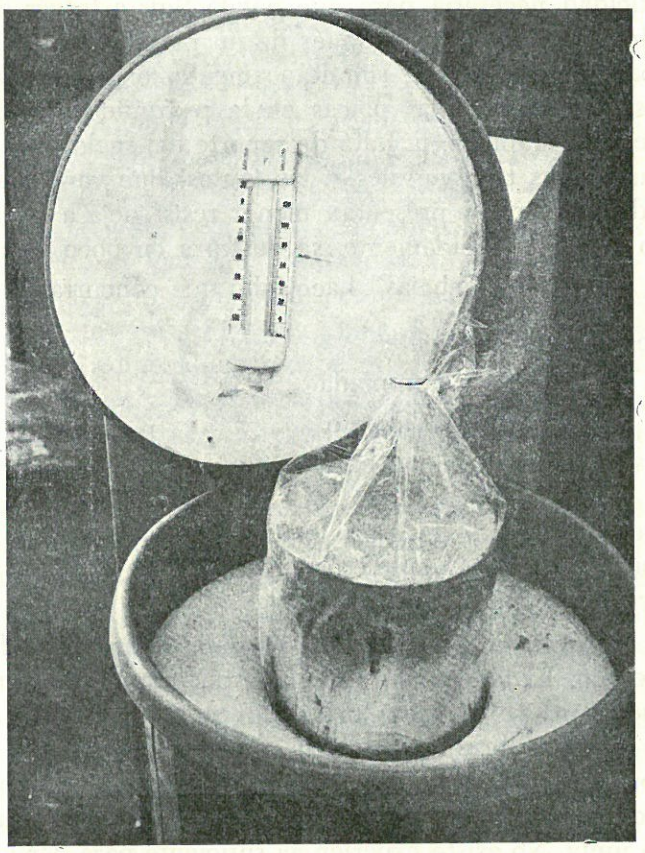


Figura 27.33.

en la cual R_A es la resistencia de la probeta en Kg./cm.^{2} a las cuarenta y ocho horas de curado. No existe relación cuando la resistencia se mide a las veintidós horas.

27.13. Fenómenos de "surgencia". Causas y remedios. — Este fenómeno (denominado *pumping* por los anglosajones), al cual ya se hace referencia en el epígrafe 26.8, fue apreciado hace algunos años en las carreteras de Norteamérica; los bordes de las placas de un firme de hormigón, al flectar repetidamente por la acción de las cargas de un tráfico pesado e intenso, hacían fluir a través de las juntas y grietas el suelo del cimiento, si éste, por no reunir

las características debidas, se encontraba en un estado de suficiente plasticidad; por ello, las placas quedaban sin apoyo en ciertas zonas, produciéndose grietas y desnivelándose. Para que el fenómeno tenga lugar es preciso que el agua llegue al cimiento del firme, cosa que puede suceder porque penetre a través de las juntas y grietas o porque alcance el cimiento por filtración o capilaridad; además, la cantidad de agua debe ser la precisa para que el suelo alcance la plasticidad necesaria para que pueda fluir a través de las juntas. El fenómeno se inicia, en general, después de un período de lluvias, aparaciendo manchas de barro en las juntas; simultáneamente, el terreno empieza a fluir por los bordes exteriores de las placas en la proximidad de las esquinas; el proceso progresa con rapidez; la falta de soporte del suelo hace aumentar la dimensión de las grietas transversales y las juntas, que van dejando pasar cada vez más cantidad de agua y presentan menor resistencia a la salida del barro; el firme, si no se acude rápidamente, se destroza en poco tiempo.

Para que existan "surgencias" hace falta que concurran:

a) Tráfico pesado frecuente.
b) Suelo de naturaleza apropiada.
c) Agua libre bajo el pavimento.
d) Juntas ineficaces o grietas en el firme.

La falta de cualquiera de estas condiciones hace que el fenómeno no se produzca (informe final del Comité especial nombrado al efecto por el Highway Research Board, 28 reunión, 1948).

Para que se presenten "surgencias" es preciso que el tráfico, además de intenso, sea pesado. El fenómeno, apreciado por esta circunstancia durante los años de la guerra, no se presenta más que cuando la carga por eje excede de 6.350 Kg. (14.000 libras). Es lógico que sean necesarias cargas fuertes, pues sólo entonces la flecha de la placa será importante y capaz, por ello, de producir la acción suficiente sobre el suelo para que éste se vea forzado a salir por la grieta o junta. No existe experiencia suficiente para dar una cifra del número de vehículos de gran carga precisos, pues indudablemente existen muchas variables que es difícil recoger en una norma concreta. Está perfectamente demostrado que el fenómeno es más acusado, a igualdad de carga, cuando la velocidad del vehículo es menor.

El suelo del cimiento tiene que ser de naturaleza apropiada para que, con una proporción de agua relativamente reducida, pueda alcanzar la plasticidad necesaria. Los suelos en los cuales entran como componentes fundamentales la arcilla y el limo son los más peligrosos. Se ha llegado a la conclusión de que, en general, el suelo ha de ser tal que más del 45 por 100 pase por el tamiz número 270 (0,053 mm.); no se presentan "surgencias" en los suelos A-1, A-2 y A-3 y en los del grupo A-4 con índice de plasticidad bajo; en suelos tipos A-6 y A-7 es donde se presentan más frecuentemente. Para que exista "surgencia" el límite líquido ha de variar de 20 a 40; el límite plástico, de 13 a 22, y los

índices de plasticidad, de 6,5 a 19,5. El contenido de agua debe ser mayor que el límite plástico en proporción relativamente elevada (más del 25 por 100).

Los cimientos en los cuales la compacidad alcanzada es menor que la debida, son aquellos en los cuales se presentan "surgencias" con una frecuencia mayor.

En los climas lluviosos es donde más peligro existe y, dentro de ellos, la época más grave es la primavera; hay que tener en cuenta, no obstante, que en los suelos arcillosos se mantiene el agua mucho tiempo y, por tanto, pueden aparecer "surgencias" en épocas secas.

Las juntas es el camino más directo que tiene el agua para producir el efecto que estudiamos. Los materiales empleados en su relleno son la mayor parte mezclas bituminosas; tienen el grave defecto de perder su elasticidad al envejecer; entonces la junta deja de ser impermeable cuando las placas se contraen. Por otra parte, el material bituminoso, aunque no haya envejecido, es quebradizo y duro a bajas temperaturas, precisamente cuando, por haberse contraído las placas, la junta tiene una dimensión mayor; ésta resulta entonces permeable al agua y, como además deja espacio para que salga el barro, pueden aparecer "surgencias". En este aspecto son más peligrosas las juntas de dilatación que las de contracción, porque el ancho de estas últimas es menor aún en los momentos de mínimas temperaturas.

Por ello, es recomendable separar lo más posible las juntas de dilatación y, en cambio, intercalar un número relativamente elevado de juntas de contracción; la máxima abertura de éstas será menor cuanto más grande sea su número y, por tanto, menor el peligro de "surgencia" a través de ellas. Los pasadores en las juntas no causan disminución apreciable en la intensidad del fenómeno.

Cuando el fenómeno se inicia en un pavimento existente, hay que acudir en el acto a combatirlo. Se debe para ello evitar la causa: presencia de agua en la superficie del cimiento en contacto con el firme; puede haber llegado a él a través de las juntas, de las grietas o del terreno. El primer remedio que se ocurre es impermeabilizar las juntas y grietas, reponiendo el material de relleno escaso o defectuoso en las primeras o rellenando con un producto bituminoso las segundas. Según ya hemos dicho, realizar esta operación no es fácil ni eficaz. Aun suponiendo que se pueda hacer bien, no habrá desaparecido el mal definitivamente, pues el material bituminoso empleado tendrá defectos semejantes al primitivo; al poco tiempo la junta volverá a dejar pasar el agua.

Cuando el agua llega al cimiento por el suelo mismo puede realizarse un drenaje lateral (epígrafe 13.5); pero ha de cumplir estrictamente las condiciones que impusimos, pues en caso contrario el peligro de que se atasquen será grande.

El procedimiento más eficaz y, por ello, el empleado más extensamente, consiste en interponer entre el firme y el cimiento una capa de pequeño espesor de una mezcla adecuada que evite que el terreno salga a través de las juntas o grietas. Para ello, se inyecta debajo de las placas, por agujeros prac-

ticados en ellas, un mortero formado por un suelo constituido por arena fina, limo y arcilla mezclado con cemento solo o bien cemento y asfalto o cemento Pórtland y cemento aluminoso.

Cuando en la mezcla sólo entra tierra, ésta debe estar constituida por arena fina, limo y arcilla, en proporciones tales que pueda formar con el agua una pasta fluida y homogénea. Su retracción en volumen debe ser menor del 10 por 100; el límite líquido, menor de 35. Cuando el mortero no se mezcla bien con agua, dando un conjunto suficientemente fluido, es expuesto que se atasquen las bombas.

La Comisión nombrada al efecto por el Highway Research Board, recomienda como proporciones de los materiales que forman el mortero de tierra las siguientes mezclas:

		Tanto por ciento
1.	Suelo	60 a 84
	Cemento	16 a 40
2.	Suelo	77
	Cemento	16
	Asfalto fludificado (SC-2), (MC-1), (RC-3)	7

La cantidad de agua es, en general, aproximadamente un 50 por 100; depende de la humedad del suelo y de la viscosidad que se desee, según el fin a que sea destinada: simplemente rellenar los huecos debajo de la placa o nivelar éstos. En todo caso debe ser suficientemente fluida para que pueda extenderse rápidamente por debajo del pavimento; la mezcla, al secarse, no se debe agrietar por los efectos de retracción ni ha de resultar quebradiza. Unos ensayos previos servirán para fijar en cada caso la viscosidad más conveniente. El cemento aluminoso se puede mezclar con el corriente en una proporción de un 15 a 25 por 100.

El empleo de productos bituminosos no será recomendable cuando sea necesario rellenar huecos relativamente importantes debajo de las placas, pues resultaría muy caro; el betún corre fácilmente por debajo de la placa hasta distancias que llegan a 1,50 metros de agujero, formando una película impermeable y flexible entre el pavimento y el suelo. La labor de la inyección es más fácil que si se emplea un mortero. El betún asfáltico utilizado suele ser un producto de penetración de 20-40 a 25° C. Se pueden usar también alquitranes.

El relleno de cavidades que se formen debajo de las placas se hace, generalmente, con mortero fluido, que resulta más económico que un producto bituminoso; existe un sistema mixto que consiste en rellenar primero los huecos bajo el firme con mortero e inyectar después un producto bituminoso. En todo caso es necesario, como medida previa, evacuar el agua que exista en las cavidades que se trata de rellenar; para ello es preciso, generalmente, abrir una zanja de drenaje en el paseo y dar salida a ella el agua por medio de orificios realizados en el terreno debajo del firme.

Los agujeros de inyección se practican en la forma que se indica en la fi-

gura 27-34. La presión de la inyección debe ser de 1,5 a 3 Kg./cm.^{2}; la operación debe continuar hasta que el mortero o el betún aparezca por las juntas o grietas.

Cuando se trata de nivelar placas que se hubiesen movido ligeramente, se practican los agujeros en los sitios convenientes en cada caso y se va inyectando el mortero poco a poco en la forma precisa para ir nivelando la placa.

Los aparatos de inyección, de tipo corriente para estas operaciones, terminan en toberas especiales que se hacen entrar en los agujeros de inyección practicados en la placa.

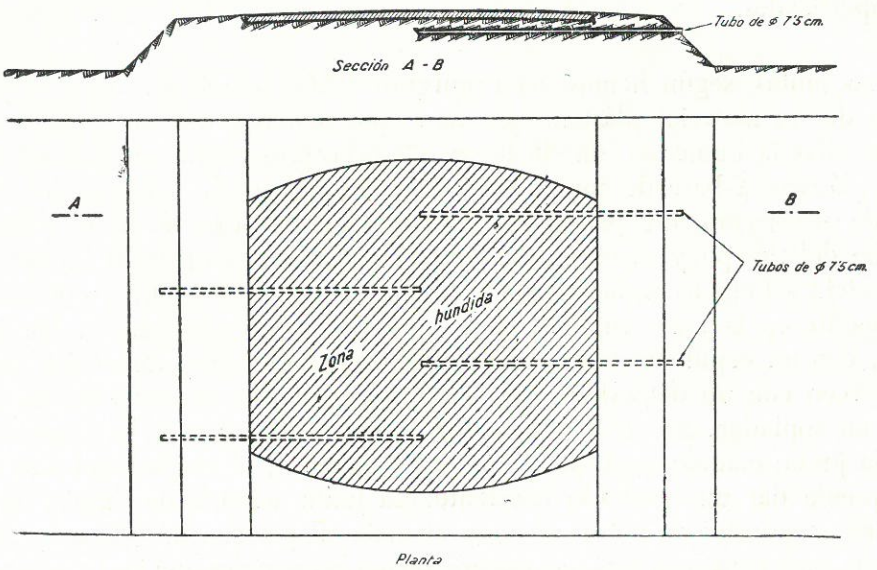


Figura 27.34.

Hay que tener presente que el remedio de la inyección no es definitivo; al cabo de un cierto tiempo el fenómeno de "surgencia" vuelve a presentarse y es necesario inyectar de nuevo. Hay casos en los cuales ha sido preciso realizar tratamientos anuales.

27.14. Conservación de los firmes de hormigón. — Los firmes de hormigón bien proyectados y construidos tienen necesidad de una conservación muy reducida, que prácticamente se limita al relleno de las juntas; cuando se producen baches o descascarillados superficiales, la reparación es difícil e insegura en la práctica; los efectos de retracción del fraguado y los cambios de temperatura en un material reciente, que debe quedar sin solución de continuidad con otro ya viejo y, por tanto, de características muy distintas en los dos aspectos, hace que la unión de ambos sea precaria; muy frecuentemente se producen grietas entre el pavimento y el relleno del bache, que son causa de que este último vuelva a aparecer al cabo de poco tiempo. Los descascarillados superficiales

son aún más difíciles de corregir, por el pequeño espesor del material que es preciso añadir. El relleno de las grietas con material bituminoso, aunque es remedio bastante eficaz, no es definitivo y, por otra parte, el aspecto del firme así reparado resulta desagradable.

La conservación del firme de hormigón consta, por tanto, de dos operaciones perfectamente definidas:

a) Reparación de las juntas y grietas.

b) Bacheo del firme: baches propiamente dichos, descascarillado o defectos superficiales.

Las juntas, según hemos visto (epígrafe 27.6), se rellenan total o parcialmente de un material plástico que tiene por objeto evitar que penetre a través de ellas la humedad, dando lugar a averías importantes en el firme. El material plástico, a base de compuestos de asfalto, alquitrán o goma, por un proceso de envejecimiento, pierde sus propiedades elásticas, se hace quebradizo al cabo del tiempo y es necesario renovarlo; para ello es preciso extraer el material viejo y limpiar cuidadosamente la junta; cuando esto hay que realizarlo únicamente en la parte superior (2 a 3 cm.) se hace con relativa facilidad a mano, con un cepillo metálico o con un hierro de forma y dimensión apropiadas o bien con un dispositivo mecánico que tiene una pequeña escoba giratoria y un soplador (fig. 27-35); una vez extraído el material hay que limpiar bien la junta; cuando se disponga de un compresor, el empleo del aire a presión puede dar un resultado excelente. La junta, además de limpia, debe estar bien seca antes de volver a echar el material plástico de relleno y sellado, pues en caso contrario éste no pegará bien a las paredes y la junta dejará pasar el agua. Debe echarse para rellenar la junta solamente el material necesario, pues si queda un exceso fuera de ella el aspecto del firme es desagradable; por eso hay que usar unos recipientes dispuestos en forma tal que salga solamente un chorro fino; existen también dispositivos mecánicos que facilitan el relleno; hay algunos tipos en los cuales la misma máquina lleva el dispositivo de calentar y extender (fig. 27-36); los ingleses usan también máquinas que regularizan y ensanchan la junta o grietas; cuando la operación se realiza con viento, deben llevar viseras para evitar que el producto bituminoso, arrastrado por aquél, caiga fuera de las juntas.

Si el material de la junta no hubiese envejecido y solamente se hubiera perdido una cierta cantidad en la parte superior de la junta, se procederá únicamente a rellenar lo que falte, con la precaución previa de limpiar la junta con todo cuidado antes de hacerlo, para que no quede polvo o materias extrañas entre el material viejo y el añadido.

Cuando el material plástico rellena la totalidad de la junta, hay el peligro de que fluya a la superficie si la dimensión de ésta se reduce; es preciso quitar el exceso, lo cual puede hacerse con una pala movida a mano o bien mecánicamente. En las juntas de contracción el problema es semejante al de



Figura 27.35.



Figura 27.36.

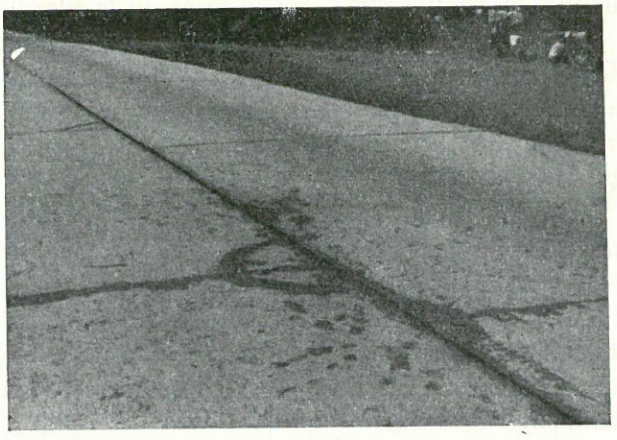


Figura 27.37.

juntas de expansión con relleno únicamente en su parte superior: como éste tiene una altura reducida, la limpieza y reparación es análoga al caso anteriormente estudiado. En juntas rellenas de material plástico en toda su profundidad no se suele renovar aquél completamente; la reparación se limita a los dos o tres centímetros superiores; sacar el material en la totalidad del espesor de la junta es muy complicado.

El relleno de las grietas es una operación engorrosa y difícil; hay que limpiarlas bien con aire comprimido cuando tienen anchura suficiente; si son estrechas se limpian con escobas o cepillos. El relleno de las grietas solamente

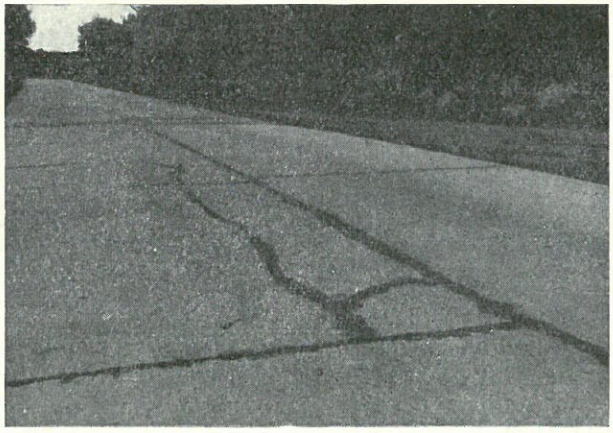


Figura 27.38.

debe hacerse cuando su profundidad sea la total de la placa; se usan mezclas de asfalto o de alquitrán con productos pulverulentos diferentes de las mismas características de los empleados para el relleno de juntas. El aspecto de un firme cuyas grietas se rellenan con una mezcla bituminosa es feo; no obstante, no hay más remedio que hacerlo, pues en caso contrario el firme se deteriora rápidamente (figs. 27-37 y 27-38).

Cuando el firme se agrieta en forma tal que se producen piezas sueltas de pequeña dimensión, éstas no distribuyen las cargas del tráfico sobre el cimiento como la losa primitiva; se producen concentraciones de cargas que dan lugar a asientos origen de baches; los efectos de impacto van aumentando el mal con gran rapidez; hay que cortar y levantar la zona averiada y sustituirla por un firme nuevo. El problema no es fácil de resolver, porque el hormigón nuevo pega difícilmente al antiguo.

La zona averiada se debe levantar con amplitud para estar seguro de que lo que queda del firme antiguo está en perfectas condiciones de resistencia; hay que quitar la totalidad del espesor del firme.

Hay que empezar por reparar el cimiento, dejándolo en perfectas condiciones de resistencia y rasante; si, como es posible, se hubiera producido "surgencias" y existiese agua en el cimiento, habrá que evacuarla; será preciso, en

fin, hacer todo cuanto en cada caso sea necesario para lograr que el cimiento de la parte que se va a reparar tenga una resistencia por lo menos igual al resto del firme.

El hormigón en la zona bacheada, en algunos casos, se construye de mayor espesor que el del firme. La Cement Portland Ass. recomienda:

Tipo de firme	Espesor E de la reparación en:
a) Losas con bordes recrecidos	1. $E = 1{,}3$ veces el espesor de la parte central en todos los baches que tengan esquinas sin pasadores. 2. $E = 1{,}2$ veces el espesor de la parte central en los baches que no tengan esquinas sin pasadores.
b) Losas de espesor uniforme con pasadores o dispositivos análogos	1. $E = 1{,}1$ del espesor de la placa para los baches que tengan esquinas sin pasadores. 2. $E =$ el mismo espesor de la placa para todos los baches que no tengan esquinas sin pasadores.
c) Losas de espesor uniforme sin pasadores u otros elementos de transmisión de esfuerzos	$E =$ el mismo espesor de la placa para cualquier posición del bache.

La forma de realizar los bacheos y las dimensiones mínimas recomienda el Cement Portland sean las que se fijan en las figuras 27-39, 27-40 y 27-41. Cuando la reparación se extiende a la totalidad del ancho del firme y dentro de la zona a levantar existe una junta de expansión, ésta debe trasladarse a la unión con el antiguo firme.

La dosificación del hormigón empleado para bachear debe ser, por lo menos, igual a la utilizada en el firme; no es posible abrir al tráfico el bache reparado hasta que el hormigón no haya alcanzado una cierta resistencia; se suele exigir un mínimo de 35 Kg./cm.^{2}; para que esto ocurra cuanto antes, es conveniente que el hormigón tenga una proporción elevada de cemento; con el mismo objeto se deben emplear proporciones bajas de A/C; normalmente se emplean relaciones de 0,40 a 0,36; el aumento de resistencia que así se obtiene en las primeras veinticuatro horas con respecto a un hormigón corriente de relación 0,45 a 0,50 es del orden del 30 por 100. Tratándose de un volumen pequeño de hormigón pueden extremarse las precauciones en el apisonado para alcanzar la compacidad necesaria.

Cuando es preciso que el hormigón adquiera rápidamente la resistencia total, se pueden emplear cementos de fraguado rápido o aluminosos; hay que tener en cuenta que en los de este último tipo la retracción es grande si no se emplea una mayor proporción de agua para el amasado y, especialmente,

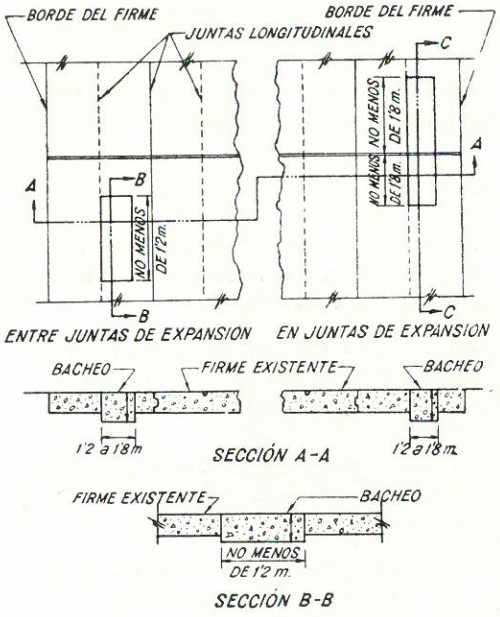


Figura 27.39.

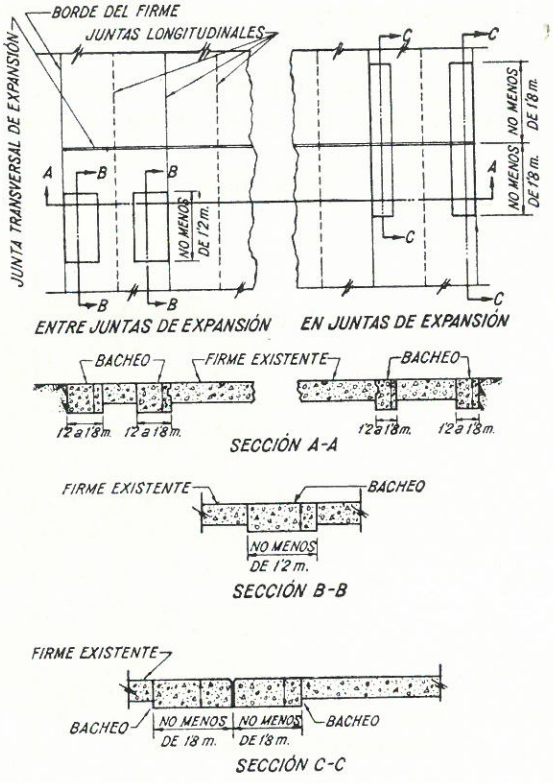


Figura 27.40.

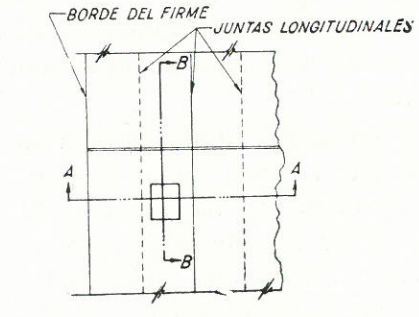


Figura 27.41.

para la cura, pues durante el proceso de fraguado desarrollan una temperatura muy elevada.

Para acelerar el fraguado se ha empleado mucho en Europa y América el cloruro cálcico; la proporción necesaria oscila entre el 2 y el 4 por 100 del peso del cemento; el cloruro cálcico empleado en la proporción correcta no solamente acelera el fraguado, sino que aumenta la resistencia definitiva del hormigón hasta un 10 por 100 al cabo de tres años; si la proporción empleada es excesiva, el hormigón puede endurecer tan rápidamente que no dé tiempo a colocarlo y consolidarlo debidamente en obra.

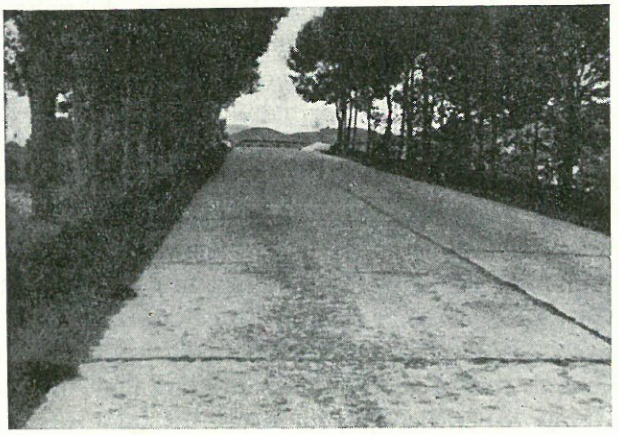


Figura 27.42.

Los baches reparados hay que someterlos a un proceso de curado durante el tiempo que estén cerrados al tráfico; normalmente, de cuarenta y ocho a setenta y dos horas, excepto cuando se emplean cementos rápidos o aceleradores de fraguado. En forma análoga al bacheo se procederá cuando por cualquier causa hay que tapar zanjas abiertas en el firme; en este caso se deben extremar las precauciones en la consolidación del relleno de la zanja, para evitar asientos que serían funestos para la reparación del firme; el espesor del hormigón de la reparación debe ser, por lo menos, 1,2. Las reparaciones de tapado de zanjas son muy difíciles de realizar con seguridades de éxito, y por ello es recomendable gastar, al construir el firme, el dinero preciso para sacar fuera de él los servicios o adoptar las disposiciones convenientes para que sea posible una reparación sin necesidad de levantarlo; aunque a primera vista pudiese parecer muy costoso, en definitiva resultará más económico; los firmes de hormigón en los cuales es preciso realizar reparaciones frecuentes motivadas por el tapado de calas o zanjas se destrozan rápidamente.

El descascarillado superficial (fig. 27-42) es muy difícil de arreglar con seguridad de éxito; al reponer en un pequeño espesor la capa de rodadura con mortero y producirse los efectos de retracción, el nuevo enlucido salta la mayoría de las veces; cuando el efecto de descascarillado es muy importante, la reparación más recomendable es cubrir todo el firme con un tapiz bituminoso.

27.15. Resinas epoxy. — En todo caso, las reparaciones de los firmes de hormigón, sean las que sean, resultan arriesgadas; el hormigón nuevo es muy difícil pegue al antiguo si se trata de bacheos, y la reparación del descascarillado superficial es siempre deficiente, a no ser que el tapiz superficial tenga un espesor de unos centímetros, lo cual resulta costoso. Recientemente se han empezado a emplear con éxito las resinas epoxy; son compuestos orgánicos formados por carbono, hidrógeno y oxígeno; estos compuestos tienen un carácter termoplástico; en estado líquido, de una determinada viscosidad, reaciona a la temperatura ambiente con otro líquido o agente de cura, normalmente aminas, poliaminas o poliamidas que producen un fenómeno de polimerización, endureciéndose más o menos rápidamente la mezcla, dando lugar a un sólido de alta resistencia. La duración del proceso de endurecimiento puede variarse por la adición de productos correctores, normalmente polisulfitos líquidos.

Las resinas epoxy tienen la propiedad de que su fraguado no produce prácticamente retracción, es decir, que se conserva perfectamente el volumen primitivo; por ello pueden emplearse con éxito para bachear firmes de hormigón; la mezcla con el árido se hace en proporción de 8 a 1; mezclados con arena en la mínima proporción pueden servir para formar una película superficial reparando el descascarillado de las losas de hormigón. Las causas de fracaso en el empleo de este material son debidas en su mayoría a la utilización de agregados que no estén perfectamente limpios. Hay que tomar precauciones para el personal operario, que debe utilizar guantes de goma y caretas protectores si se emplean pulverizadores.

El empleo de estas resinas está en sus comienzos, pero el éxito obtenido en las aplicaciones debidamente hechas ofrece grandes perspectivas.

27.16. Empleo del hormigón viejo como base de otros firmes. — La utilización del hormigón viejo como base de otros firmes es solución que parece atractiva; hay que tomar, no obstante, precauciones muy rigurosas.

Las averías del firme que se trata de reparar pueden presentarse con efectos de "surgencia"; en este caso no se debe intentar aprovechar las losas como cimiento; hay que partirlas en trozos de una dimensión máxima de $0{,}6 \times 0{,}6$ metros, apisonándolas convenientemente para lograr un cimiento flexible; sobre él hay que extender una capa de piedra partida y arena de 6 a 10 cm. de espesor, una base de macadam asfáltico construido por penetración de 4 a 6 cm. de espesor y, por último, una capa de hormigón asfáltico denso de 30 cm. como mínimo; cuando no haya efectos de "surgencia" se tomarán las mismas precauciones, excepto las de partir las losas de firme antiguo. Si no se toman las precauciones indicadas, las juntas de cimiento de hormigón hidráulico se acusarán en la superficie de rodadura.

Cuando no haya efectos de "surgencia" sobre el firme antiguo de hormigón se podrá construir una nueva capa de rodadura de hormigón hidráulico en la forma siguiente: se empezará por lavar el firme antiguo con una disolución a partes iguales de ácido clorhídrico y agua, que se dejará actuar sobre el hor-

migón viejo unos cinco minutos; se limpiará enérgicamente la superficie tratada con escobas y rastras de goma y luego se lavará abundantemente con agua. Se extenderá después una lechada de cemento (un volumen de cemento por dos de agua) y con rastras de goma se quitará el exceso, dejando como máximo 1 mm. de lechada. Puede después extenderse o bien un mortero (un volumen de cemento por tres de arena), o bien un hormigón de más de 5 cm. de espesor (1 : 2 : 3). Se suele añadir al agua de amasado cloruro cálcico para acelerar el fraguado. Se consolida enérgicamente, en general, por vibración.

Bibliografía

GOLDBECK, A. T., y GRAY, J. E.: "A Method of Proportioning Concrete for Etrength, Workability and Durability". *National Crushed Etone Ass.*, Bull. 11, Rev. November, 1953, table 5, pág. 31.

— "Recommended Practice for Selecting Proportions for Concrete (ACI 613-54), reported by ACI Committee 613. *Journal of the American Concrete Institute,* September 1954, table 5, pág. 54.

— "Concrete Manual", 6th ed. U.S. Department Reclamation, 1955, pág. 52.

— "Design of Concrete Aiport Pavements". *Portland Cement Ass.*, 1955.

— "Concrete Road. Design an Construction". *Road Research Laboratory,* 1955.

— "Concrete Pavement Manual". *Portland Cement Ass.*, 1955.

— "Considerations for Constructions of Subgrades and Subbases for Riding Pavements". ACI Committee 325, Subcommittee I, *Journal of the American Concrete Institute,* vol 28, núm. 2, August 1956.

HULL, D. E.; FRIES, B. A.; TEWSBURY, J. G., and KEIRNS, G. H.: "Isotopes Solve Mixing Problems". *Nucleonics,* 14, núm. 5, pág. 41, 1956.

AARON, H.: "Welded Wire Fabric in Portland Cement Concrete Pavements". *American Roads Builders Ass.*, Technical Bulletin 217, 1956.

— "Structural Design Considerations for Pavement Joints". Report of Subcommittee III, ACI Committee 325, *Journal of the American Concrete Institute,* July 1956; ACI Proceedings, vol. 53, pág. 1.

— "Joint Spacing in Concrete Pavement: 10-year Reports on Six Experimental Projects". *Higwhay Research Board Research Report,* 17-B, 1956.

— "Standard Specifications for Construction of Roads and Bridges on Federal Highway Projects". FP-57, January 1957, U.S. Department of Commerce. Bureau of Public Roads.

— "Standard Method of Test for Cement Content of Hardened Portland Cement Concrete". *Manual ASTM,* Pt. 4, 1958.

ERWALL, L. G., y LJUNGGREN, K.: "Recent Uses of Radioisotopes in Technological Research and Control in Sweden". Proc. 2nd U.N. Conf. on Peaceful Uses of Atomic Energy, Geneva, págs. 3-12, 1958.

LERCH, W.: "Plastic Sjrinkage". *Journal of the American Concrete Institute,* vol. 28, número 8, February 1957.

— "Recommended Practice for the Design of Concrete Pavements". Report of Committee 325, ACI 325-58, ACI Proceedings, vol. 55, July (*Journal*), 1958.

YODER: *Principles of Pavement Design,* 1959.

WOOLF, D. O.: "A Study of 34-E Dual-Drum Pavers", *Public Roads*, 31, número 1, April 1960.

— "Design Wheel Loads for Interstate Highways". *Portland Cement Ass.*, 1960.

ABDUN-NUR, E. A.: "How Good Is Good Enough". *Paper, Convention of Amer. Concrete Inst.*, Feb. 1961.

— "Design of Concrete Paving Mixtures". *Portland Cement Ass.*, 1961.

— "Soil-Cement Pavement Data núm. 2", 1961.

YAMARICK, W. P.: "Portland Cement Concrete Paving With Central-Mixed Concrete". *HRB Bull.* 295, 1961.

— "Test for Concrete and Durability of Concrete Aggregates". *HRB Bull.* 305, December 1961.

— "Construction of Concrete Pavements". *HRB Bull.* 340, January 1962.

— "Rigid Pavements Design Studies". *HRB Bull.* 332, August 1962.

"Aceite de linaza en emulsión o solución empleado para evitar el descascarillado de firmes de hormigón". *Highway Research Abstracts*, núm. 12, pág. 76.

"Modo de evaluar los factores que afectan al "pumping" en firmes de hormigón". *Highway Research Record*, núm. 111.

"Reparación de firmes de hormigón". *Highway Research Board*, núm. 146.

"Firmes de hormigón hidráulico". Conclusiones de la Comisión que visitó EE. UU. *Revue General de Routes*, enero 1969.

CAPITULO XXVIII

FIRMES DE HORMIGON PRETENSADO

28.1. La técnica del hormigón pretensado, iniciada por el ingeniero francés M. Freyssinet, es sobradamente conocida para las estructuras normales, donde su empleo se ha extendido rápidamente con éxito extraordinario. La aplicación de sus principios, la precompresión del hormigón de las losas del firme resulta teóricamente muy atractiva; la anulación o reducción de los esfuerzos de tracción, puede ser un remedio para el origen de la ruina de estos firmes. M. Freyssinet decía: "Si se producen en una losa paralelamente a su superficie y en dos direcciones ortogonales compresiones de un valor superior a las tracciones que puedan presentarse en ellas, cualquiera que sea su causa, la losa no se fisurará jamás, y aunque esfuerzos accidentales más violentos pudiesen provocar una fisuración, ésta desaparecerá al ocultarse las causas, sin que sea posible percibirla si está limitada a la cara en contacto con el suelo". M. Freyssinet opinaba que era posible llegar a losas, sin juntas, de 400 metros de longitud y "al disminuir el número de juntas, será posible, económicamente, extremar hasta el máximo las precauciones de las que se construyesen; la reducción de espesor reduciría las cargas de combado; la losa precomprimida es más elástica que la corriente; las deformaciones máximas son reversibles y pueden llegar sin peligro a 20 veces las de una losa sin armar y a $20n$ veces las de una losa n veces más gruesa".

Las ventajas que señalaba M. Freyssinet son evidentes, si se logra la precompresión en condiciones constructivas económicas, teniendo en cuenta las características de los firmes de hormigón.

28.2. Sistemas de precompresión del hormigón. — Los sistemas para lograr la precompresión del hormigón de un firme han sido muy distintos; fundamentalmente, pueden clasificarse en la siguiente forma:

Internos { Con alambres en contacto con el hormigón.
Con alambres entubados.

Externos { Fijos.
Móviles.

El pretensado interno corresponde a la misma técnica utilizada en las estructuras normales: las losas llevan una armadura formada por alambres de acero de alto coeficiente de elasticidad que se tensan previamente al hormigonado; realizado éste, los alambres se sueltan y al disminuir su longitud producen, por adherencia, la compresión del hormigón; si las armaduras de acero

van dentro de tubos que quedan embebidos en el hormigón, el tensado de la armadura se da una vez realizado el hormigonado; después los tubos se rellenan con mortero. Los sistemas de precompresión externos producen ésta por diversos dispositivos, hoy principalmente, gatos planos o juntas elásticas; los primeros producen la compresión de las losas situadas entre las juntas, es decir, que realizan su función simultáneamente en las dos losas contiguas; el reparto de la precompresión en la cabeza de la losa puede hacerse por medio de una viga de apoyo; pero esta disposición complica la construcción. El gato plano está constituido por una especie de saco metálico formado por una pletina moldeada y soldada; la presión interior se da corrientemente por medio de agua; se llega a valores del orden de los 150 Kg./cm.^{2}. Los gatos pueden dejarse luego dentro de la junta, rellenándolos con mortero o extraerse, sustituyéndolos por unas cuñas que mantienen la compresión de las losas.

La precompresión, si se da en la losa con los sistemas descritos, es una determinada; en el transcurso de la vida del pavimento, esta compresión se verá alterada por los efectos de temperatura y humedad; habrá que cuidar de que, ni los máximos ni los mínimos, excedan de los admisibles, para que la losa pueda soportarlos sin peligro de rotura o pandeo, y evitar tracciones durante la vida del firme, por decompresión, que puedan ser origen de la formación de grietas; y no hay que olvidar la pérdida de compresión por relajamiento que el hormigón sufre durante los dos primeros años; todo ello habrá de tenerse en cuenta para el cálculo de las tensiones de la losa.

Las juntas neumáticas están formadas por una cámara de caucho o butyl alojada dentro de un molde metálico que se apoya en la losa; dentro de la cámara neumática se inyecta aire a una presión que oscila entre los 30 y los 80 Kg./cm.^{2}, estas juntas se pueden tarar fácilmente y se conocen muy exactamente las presiones transmitidas a las losas, mediante la simple lectura del manómetro. Este tipo de junta (fig. 28-1) se empleó en el tramo de ensayo es-

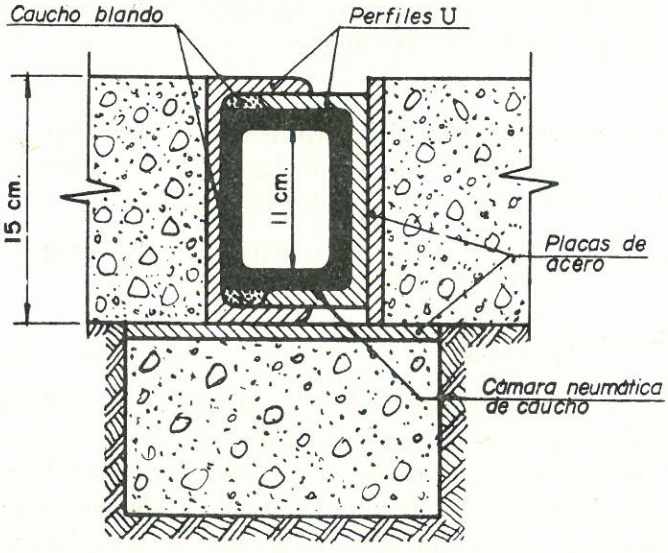


Fig. 28.1.—Junta neumática.

pañol, en la R.II, a 10 Km. de Madrid. Estas juntas se extienden a todo el ancho de la losa; para anchos de firme de 7 metros se emplean, por ejemplo, dos juntas elásticas de 3,50 metros cada una; la avería en una de ellas no produ-

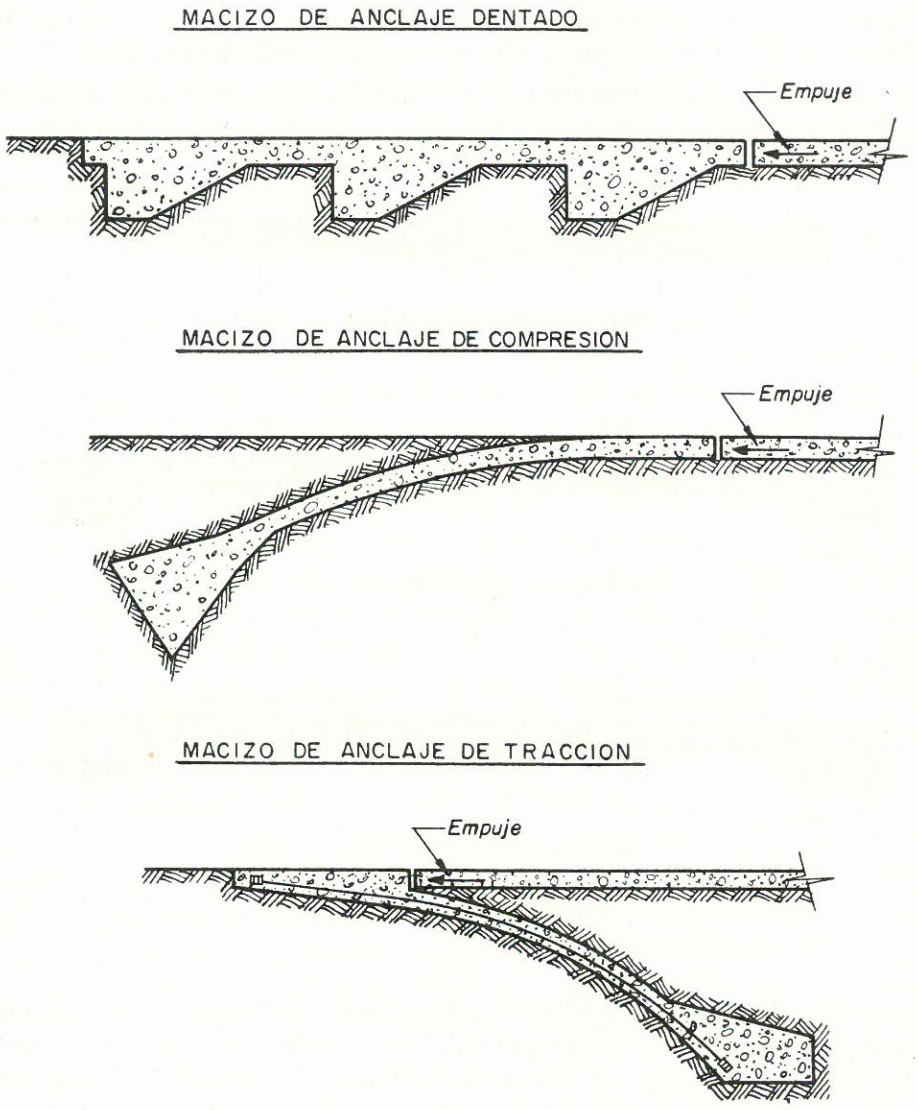


Fig. 28.2.—Empotramientos.

cirá la descompresión total de las losas; se empezó por disponer mayor número de cámaras por junta para evitar el peligro por la avería de la descompresión de la losa; pero era más caro y engorroso por el número de válvulas, que tiene que ser, naturalmente, una por cada cámara. El empleo del butyl más resistente y duradero que el caucho y el perfeccionamiento de detalles constructivos de la válvula, ha eliminado gran parte de los riesgos y hoy la tendencia

es a reducir a dos las cámaras por junta de ancho normal de dos vías de circulación.

En todos estos sistemas los empujes se transmiten de losa a losa y, para lograr la compresión, es preciso terminar en unos macizos, estribos que reciban y resistan el empuje del sistema en el extremo; estos macizos de terminación pueden tener una de las formas que se recogen en la figura 28-2.

Los esquemas de los sistemas de pretensado se resumen en la figura 28-3; en el dispositivo (1) el pretensado interno con alambres permite el libre juego

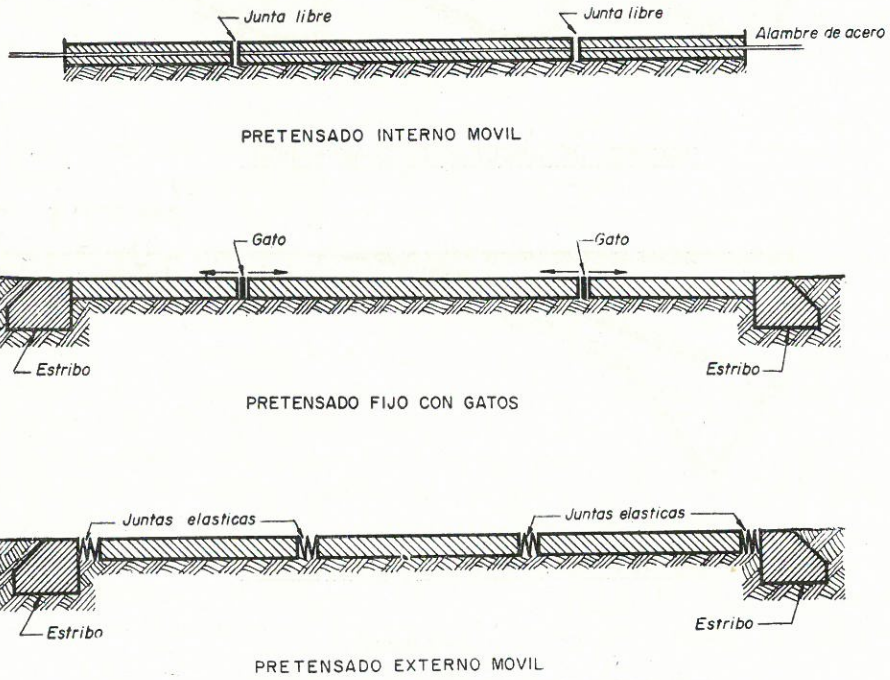


Fig. 28.3.—Tipos de juntas.

de las losas, utilizando para ello las juntas libres; los efectos de aumento de longitud, por incremento de temperatura, se absorben por las juntas sin aumento de compresión; en el dispositivo (2) de precompresión por gatos, los aumentos de longitud por incremento de temperatura sobre la ejecución producen una mayor compresión; en el dispositivo (3) las juntas elásticas regulan en parte los aumentos de compresión por incremento de temperatura; la energía acumulada en las juntas durante las épocas de temperatura elevada se devuelve en parte cuando aquélla disminuye, y así se conserva la compresión precisa. El pretensado con alambre entubado tiene unas características análogas al pretensado exterior, ya que los alambres no actúan por rozamiento, sino únicamente sobre el dispositivo del borde de la losa; el rellenar los tubos con mortero es delicado y engorroso por su gran longitud; además, como el espe-

sor de las losas es reducido, normalmente no mayor de 15 cm., los tubos pueden representar una pérdida de sección importante; a veces se han acusado al exterior con grietas o señales longitudinales.

El pretensado transversal, para evitar las grietas longitudinales del borde o del centro de la calzada, se hace siempre con cables o alambres colocados transversalmente y que quedan anclados en las caras o bordes laterales; aunque la técnica es idéntica a la del pretensado longitudinal con alambres, resulta la ejecución más engorrosa por ser mucho mayor el número de alambres a tensar y fijar; en la práctica no se realiza pretensado transversal para losas de espesores normales mayores de 12 cm.

28.3. Cálculo de las losas. — Las cargas de trabajo que en las losas pretensadas produce el tráfico es posible calcularlas por los procedimientos expuestos en el capítulo XXVI. Pero los firmes pretensados tienen unas características peculiares que hay que tener en cuenta; la causa principal de la ruina del firme de hormigon no pretensado es que las cargas producidas sobrepasan las de tracción del normigón; ello ha obligado a llegar, en algunos casos, a grandes espesores, 28 cm., por ejemplo, en la autopista del Sur de París. En las losas de hormigón pretensado no deben existir tracciones debido a la precompresión; por ello, sus espesores son mucho menores y las losas, mucho más flexibles, se adaptan mejor al cimiento; en los primeros firmes de este tipo se llegaron a espesores de 8 cm.; teóricamente era posible, pero en la práctica las dificultades constructivas de realizar, en una carretera, para alcanzar con la debida exactitud espesores tan reducidos, han llevado hoy día a utilizar losas de 12 a 15 cm.; con losas de 15 cm. no se precisa el pretensado transversal y, además, y ello es lo más importante, los efectos de pandeo no son, normalmente, de temer. La gran longitud de las losas, sin juntas, hace que sea preciso considerar atentamente los efectos producidos en ellas por la temperatura y la humedad. Las variaciones de temperatura, en relacion con las existentes en el momento del pretensado, es evidente que pueden dar lugar a un aumento de cargas de compresión por encima de las que el hormigón sea capaz de soportar, o a la anulación de la precompresión con la aparición de tracciones, que fácilmente, con los reducidos espesores de las losas en relación con las de hormigón normal, dará lugar a cargas de tracción superiores a las que el hormigón puede resistir.

Hay, por ello, que considerar cuáles son las variaciones máximas de temperatura en relación con la existente en el momento del pretensado. Las temperaturas que hemos de considerar a estos efectos son las del hormigón, algo distintas de las del ambiente; en las medidas hechas para el estudio del tramo de ensayo de Madrid se ha podido comprobar, por ejemplo, que en verano la temperatura media de las losas de hormigón era de 5° C. superior a la de la atmósfera; la temperatura de la losa varía, además, con la profundidad.

La tensión, a una profundidad z, es, según la ley NAVIER-STOKER:

$$\sigma_t = -\frac{\lambda E \theta_z}{1-v} + \frac{\lambda E}{e(1-v)} \int_0^e \theta_z \, dz + \frac{12\left(\frac{e}{2} - z\right)}{e^3(1-v)} \lambda E \int_0^e \left(\frac{e}{2} - z\right) \theta_z \, dz \qquad [1]$$

en esta expresión:

λ = coeficiente de dilatación lineal.
E = coeficiente de elasticidad.
z = profundidad de la pieza.
θ_z = temperatura de la losa a la profundidad z.
e = espesor total de la losa.
v = coeficiente de POISSON.

Factor común de esta expresión, que da la carga de trabajo es el producto λE de los coeficientes de dilatación lineal y de elasticidad del hormigón. El coeficiente de elasticidad E varía no sólo con la calidad del hormigón, sino también con la velocidad de aplicación de la carga, que en este caso es la variación térmica; será distinto y, por tanto, distinto también el producto λE según las variaciones de temperatura sean rápidas o lentas.

El valor de λ, coeficiente de dilatación del hormigón, vale aproximadamente:

12×10^{-6} para árido silíceo.
10×10^{-6} para árido porfídico.
8×10^{-6} para árido calizo.

la utilización de un árido calizo puede disminuir en 1/3 el valor de λE.

De las medidas experimentales hechas en diferentes tramos existentes, se ha llegado a:

$\lambda E = 4$ Kg./cm.^{2} por grado centígrado para variaciones diarias (rápidas).
$\lambda E = 1{,}8$ Kg./cm.^{2} por grado centígrado para variaciones anuales (lentas).

El valor de θ_z, temperatura a una profundidad z de la losa, en un instante t, es una función sinusoidal dependiente del tiempo t y vale:

$$\theta_z = \theta_o \, e^{-\mu z} \operatorname{sen}\left(\frac{2\pi}{T} t - \mu z\right),$$

siendo T el período considerado de oscilación térmica (veinticuatro horas); μ vale $\frac{1}{\varphi}\sqrt{\frac{\pi}{T}}$ es un valor que depende de las características térmicas del hormigón (conductibilidad y calor específico) y que puede considerarse varía de 0,04 a 0,06 cm.$^{-1}$; θ_0 es la amplitud del ciclo de temperatura en la superficie del firme.

Para determinar las cargas producidas por el gradiente térmico se emplea también, en vez de la fórmula [1], la d THOMLINSON:

$$\sigma_t = \frac{\lambda E \theta_0}{1 - v} K, \qquad [2]$$

donde $K = z\,\mu$.

28.4. Compresión mínima que debe darse a la losa. — La compresión C que debe darse a la losa será la precisa para que en el momento más desfavorable — temperatura mínima en la losa — no haya tracciones, es decir, que deberá verificarse:

$$\sigma_c + \sigma_t - C \leqq \frac{R}{n}$$

siendo R la resistencia admisible a tracción del hormigón, y n el coeficiente de seguridad; se suele tomar para $\frac{R}{n}$ de 40 a 50 Kg./cm.^{2}; el valor de la compresión deberá ser:

$$C = \sigma_c + \sigma_t - \frac{R}{n};$$

28.5. Rozamiento entre la losa y el cimiento. — Es fuerza que se opone al movimiento de la losa y, por tanto, disminuye el esfuerzo de compresión; hay, por tanto, interés en disminuirlo logrando que la losa pueda moverse sobre su lecho de apoyo lo más libremente posible. Para ello se interpone entre el cimiento y la losa una capa de arena fina y un papel *Kraft*, productos plásticos, etcétera; el coeficiente de rozamiento se puede suponer oscila entre 1 y 0,5; el rozamiento en los primeros desplazamientos de la losa puede llegar a tomar el valor 1,5; después de varias repeticiones baja apreciablemente, alcanzando un valor mínimo; a los efectos de cálculo en condiciones normales puede tomarse un valor de 0,75 a 0,60; de todas maneras las pérdidas de compresión por efecto del rozamiento que, como es lógico, dependen de la longitud de la losa, pueden llegar para losas largas de 200 m. a 20 Kg./cm.^{2}.

28.6. Fenómenos higrométricos.—Se ha comprobado que en losas pretensadas con sistema fijo la compresión aumenta cuando hay períodos de lluvia después de una gran sequía, por la absorción rápida de agua por el hormigón; pero el fenómeno, complicado, no se ha estudiado debidamente; por otra parte, el aumento de compresión medido no es grande y tiene poca importancia real.

28.7. Pérdida por relajación o fluencia. — Existe una pérdida por relajación tensional del hormigón, que tarda un cierto tiempo en alcanzar su equilibrio, normalmente dos años; el acortamiento es del orden de 4×10^{-4}. Durante dos años habrá que estar actuando cada cierto tiempo sobre los elementos de compresión, si ésta es regulable, para mantener su valor en el límite admisible.

28.8. Pandeo de las losas. — El pequeño espesor de las losas y un aumento importante de la compresión, normalmente causado por una elevación de temperatura, puede ser causa del pandeo de la losa; ésta, levantándose en una zona determinada, se puede llegar a romper; el fenómeno es similar al pandeo normal de una pieza, pero las condiciones de la losa y de una columna, por ejemplo, son totalmente distintas. El aumento de compresión, con los espesores hoy día normales en las losas, no es determinante del pandeo; es preciso una causa exterior accidental que descentre la fuerza de compresión; esta acción se la denomina de "cebado" del pandeo. Fácilmente se comprende que es más fácil se presente el pandeo cuanto menor es el espesor de la losa, pues un descentramiento absoluto igual tendrá un valor relativo, que en definitiva es el que cuenta, más grande. Para los espesores hoy normales, mayores de 12 cm., el peligro de pandeo es pequeño. La forma de calcular la posibilidad de pandeo depende de la hipótesis supuesta de causa exterior. R. Levi (*) llegó a determinar la carga crítica para que exista posibilidad de pandeo, en una losa continua que venía dada por la fórmula:

$$\sigma_e = 2{,}147\, f^{2/11} \cdot \gamma^{6/11} \cdot e^{6/11} \cdot E^{5/11};$$

donde:

f = coeficiente de rozamiento entre la losa y el suelo.
γ = peso específico del hormigón de la losa.
e = espesor de la losa.
E = módulo de elasticidad del hormigón.

pero, además de llegar al espesor σ_e este valor, es preciso que haya el "cebado" para que el pandeo se produzca. El tema ha sido puesto al día y ampliado en la publicación núm. 15 del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo por Carlos Kraemer: "Pandeo de losas pretensadas en pavimentos de hormigón."

(*) Institute Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 25 septiembre 1947.

Los casos más peligrosos son los de excentricidad en el extremo de la losa; las tensiones críticas son en el caso primero (fig. 28-4):

$$\sigma_c = 0{,}218\, e \sqrt{\frac{\gamma E}{e_x}};$$

y en el segundo (fig. 28-5):

$$\sigma_c = 0{,}483\, e \sqrt{\frac{\gamma E}{e_x}};$$

para igual excentricidad e_x, el segundo valor es más del doble del primero; el caso de la figura 28-4 es mucho más peligroso que el de la figura 28-5.

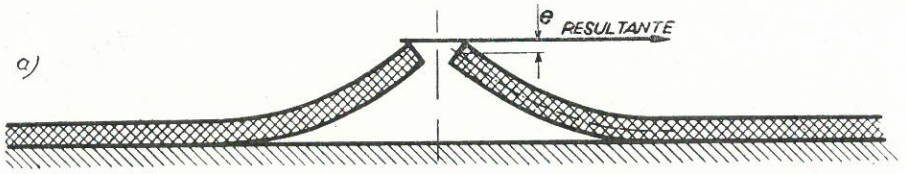


Figura 28.4.

En el caso de una curva vertical, a primera vista peligroso, no lo es en la realidad; si R es el radio de la curva y α el ángulo en el centro, sería necesario que el empuje debido a las dos tangentes extremas fuese mayor que el peso de la losa en la parte curva, es decir, que la condición límite sería:

$$\alpha R \gamma \geq 2 \sigma \operatorname{sen} \frac{\alpha}{2};$$

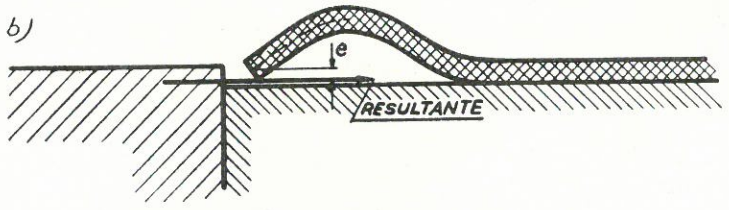


Figura 28.5.

o sea:

$$R \geq \frac{\alpha}{\gamma};$$

para valores $\sigma = 1.500$ T./m.^{2} y $\gamma = 2$ T./m.^{3} resulta que el radio de la curva vertical había de ser menor que 600 m., cifra que se excede normalmente con la amplitud en los trazados modernos.

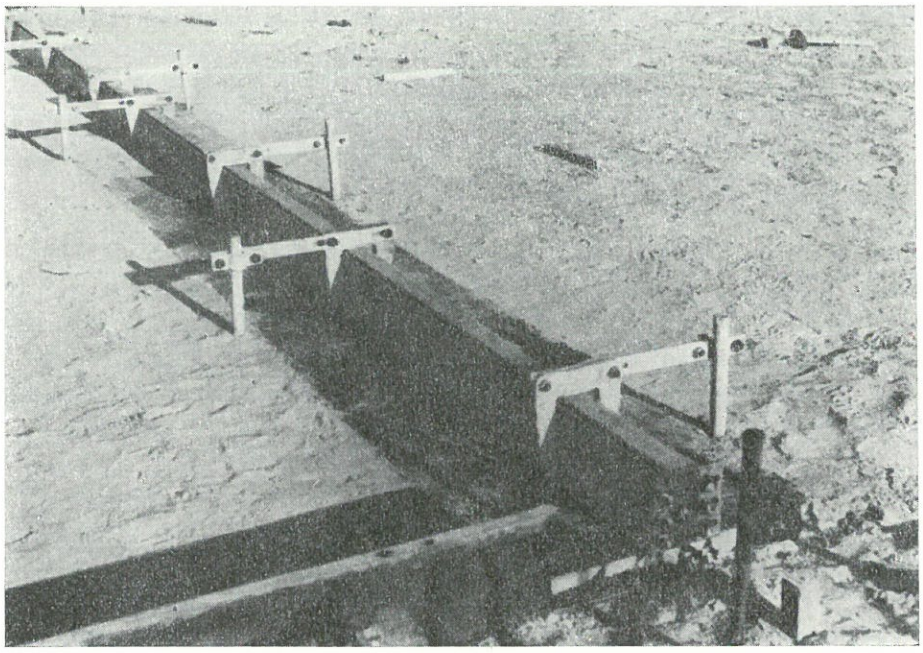


Fig. 28.6.—Junta neumática antes de construir las losas. Tramo de ensayo Fonteney-Tresigny.

(Atentamente proporcionada por M. Peltier, director del Laboratoire de Ponts et Chaussées.)

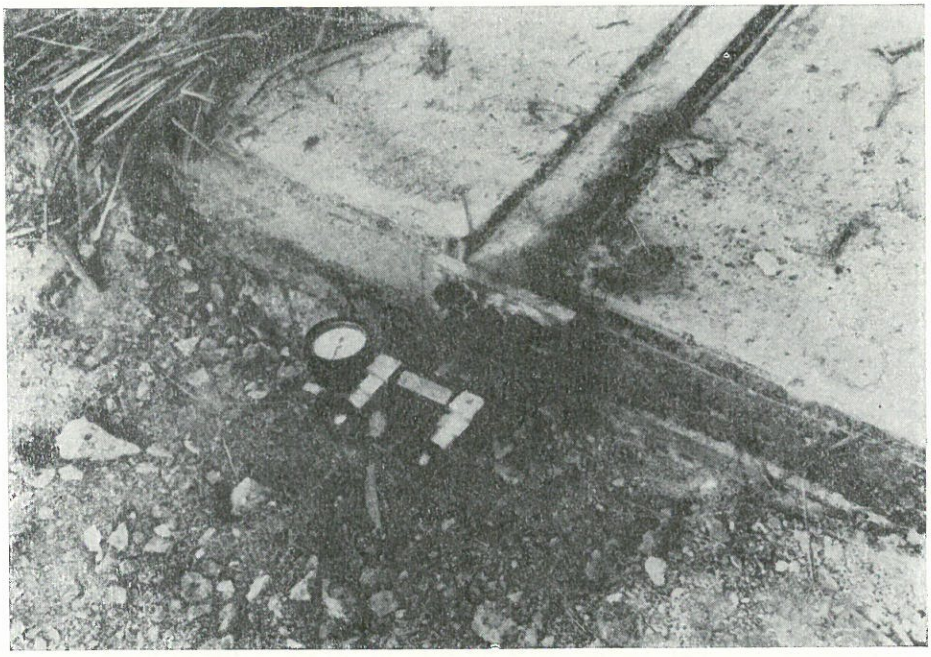


Fig. 28.7. — Manómetro para medir la presión en la junta elástica. Tramo de ensayo Fonteney-Tresigny.

(Atentamente proporcionada por M. Peltier, director del Laboratoire de Ponts et Chaussées.)

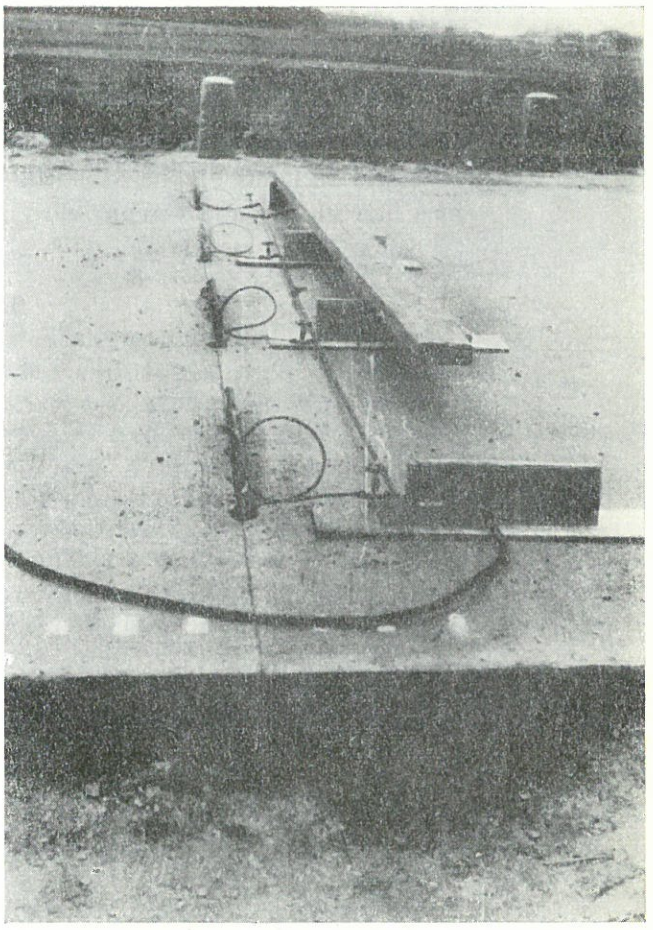
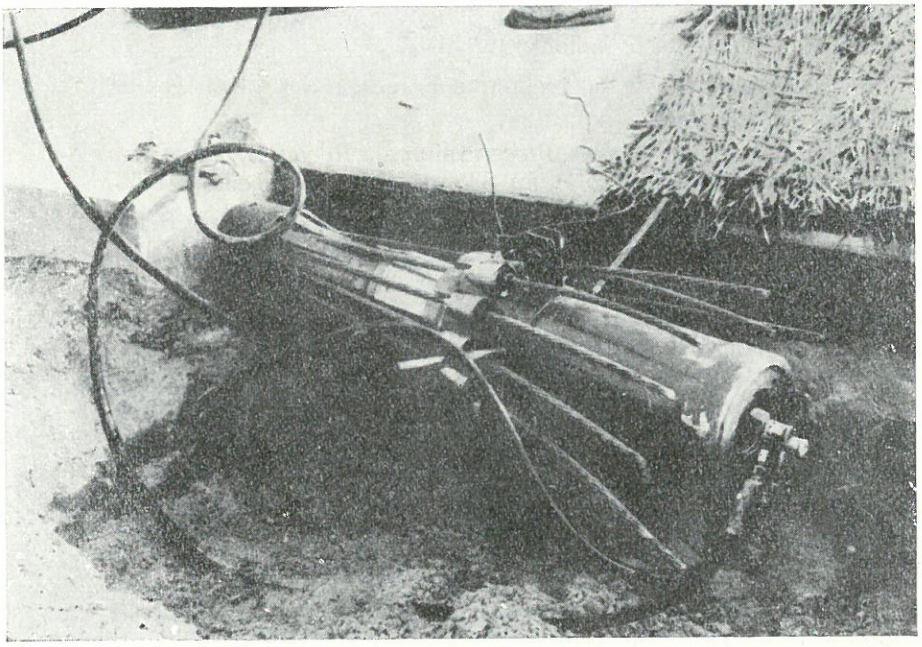


Fig. 28.8. — Gatos planos. Tramo fijo de Fonteney-Tresigny.

(Atentamente proporcionada por M. Peltier, ex director del Laboratoire de Ponts et Chaussées.)

Fig. 28.9. — Detalle de un gato de tensado de cables. Tramo de ensayo de Fonteney-Tresigny.

(Atentamente proporcionada por M. Peltier, ex director del Laboratoire de Ponts et Chaussées.)



Las figuras 28-6 a 28-9 son fotografías de detalles del tramo de ensayo francés de FONTENEY TRESIGNY, amablemente proporcionadas por el Director del Laboratorio de Ponts et Chaussées, de París, M. PELTIER, uno de los técnicos que más han investigado y realizado en el campo de esta nueva técnica.

Bibliografía

KONDO, Y., y col.: "Stress Distribution in the Prestressed Concrete Pavement". *Review of the eleventh general meeting of the Japan Cement Association* (Tokyo), página 83, may 1957.

Proceedings of the International Convention of Concrete Roads (Rome), 1957; "Papers on prestressed concrete roads", by M. F. PANCHAUD, Lausanne (Suiza); RAND P. DUTRON, Bruselas, Bélgica, and A. MAYER, París, Francia. Trabajos del Congreso de Roma sobre firmes de hormigón hidráulico.

Developments in Prestressed Concrete: "A review prepared by the Prestressed Concrete Development Committee". *Proceeding, Institution of Civil Engineers* (London), vol. 8, págs. 293-322, november 1957. *Reviewed in ACI Journal*, vol. 30, número 6, december 1958. *Proceedings*, vol. 55, pág. 746, 1959.

CARLTON, P. F., y BEHRMANN, Ruth M.: "Model Studies of Prestressed Rigid Pavements for Airfields". Bulletin núm. 179, *Highway Research Board*, págs. 32-50, may 1958. *Reviewed in ACI Journal*, vol. 30, núm. 4, october 1958. *Proceedings*, vol. 55, página 522, 1959.

CHOLNORY, T.: "Theoretical and Practical Aspects of Prestressed Concrete for Highway Pavements". Bull. núm. 179, *Highway Research Board*, págs. 13-31, may 1958. *Reviewed in ACI Journal*, vol. 30, núm. 4, october 1958. *Proceedings*, vol. 55, página 522, 1959.

HARRIS, A. J.: *Revetements de Routes et de Pistes en Beton Precontrains*. Groupment Belge de la Precontrainte. Section de l'Association Belge pour l'Etude, L'Essai et l'Emploi des Materiaux. Publ. núm. 5, january, 16, 1958.

PELTIER, R.: "Etat Actuel et Tendences de la Technique Française des Chaussées en Béton". *La Route*, págs. 21-32, 1959.

PELTIER, R.: "Etude de Flambement des Dalles Précontraintes". *Revue Générale des Routes et des Aérodromes* (París), vol. 29, núm. 335, págs. 78-89, december 1959.

RIESSAUW, F. G.: "Le Problème des Revêtements de Chausées et de Pistes en Béton Précontraint". *La Technique Routière* (Brussels), vol. 4, núm. 4, págs. 113-132, december 1959.

STREIT, G.: "Experiences Made in the Construction and Behavior of a Prestressed Concrete Road Test Section". (Enrfarungen beim Bai einer Spannbeton-Versuchsstrasse.) *Bau-maschine und Bautechnik*, vol. 6, núm. 10, págs. 353-357, october 1959.

Prestressed Pavement: "A World View of Its Status. Reported by Subcommittee VI", *ACI Committee*, 325. *ACI Journal*, vol. 30, núm. 8, february 1959. *Proceedings*, vol. 55, págs. 829-838, 1959.

"L'Inauguration de la Nouvelle Piste de 3300 Métres de l'Aéroport d'Orly". *Revue Générale des Routes et des Aérodromes* (París), vol. 29, núm. 335, págs. 37-38, december 1959.

MAYER, A.: "European Developments in Pretressed Concrete Pavements for Roads and Airports. *Highway Research Board, Bulletin* núm. 274, págs. 92-112, 1960.

McINTYRE, J. P.: "Prestressed Concrete for Runways". *The Military Engineer*, vol. 52, núm. 345, págs. 44-47, february 1960.

PELTIER, R.: "Prestressed Concrete Roads. Tests and Future Prospects". *Annales de l'Institud Technique du Batiment et des Travaux Publics* (París), vol. 13, número 145, págs. 16-28, january 1960, Béton Précontraint, 34.

"Design and Construction Report, Prestressed Concrete Test Tracks P-1 and P-2, Sharonville, Ohio". Ohio River Division Laboratories. *Technical Report*, núms. 4-14, november 1960.

FREIBAUER, B.: "Pretensioned Prestressed Concrete Slabs for the Vienna Airport. *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 6, núm. 1, págs. 48-50, 54-59, march 1961.

MELLINGER, F. M.: "Summary of Prestressed Concrete Pavement Practices". ASCE Proceedings, *Journal of the Air Transport Division*, vol. 87, núm. AR-2, págs. 163-177, august 1961.

RENZ, C. F., y MELVILLE, P. L.: "Experiences with Prestressed Concrete Airfield Pavements in the United States". *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 6, núm. 1, págs. 75-92, march 1961.

SALE, J. P.; HUTCHINSON, R. L. y CARLTON, P. F.: "Development of a Procedure for Designing Prestressed Airfield Pavements". *Proceedings, Highway Research Board*, págs. 205-234, 1961.

VANDEPITTE, D.: "Prestressed Concrete Pavements - A review of European Practice". *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 6, núm. 1, págs. 60-74, march 1961.

ZETLIN, Lev.: "A Novel Concept of Pretensioning Prestressed Concrete Pavements". *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 6, núm. 1, págs. 93-102, march 1961.

KRAEMER, Carlos: "Pandeo de losas pretensadas en pavimentos de hormigón". Publicación núm. 15 del L. T. M. S.

"Study of stresses in prestressed concrete pavements at maison - blanche airport". *Highway Research Record*, núm. 44, pág. 80.

CAPITULO XXIX

FIRMES ECONOMICOS DE HORMIGON

Un firme de hormigón precisa, aun ejecutando las operaciones de terminación a mano, una organización y una serie de elementos que encarecen su coste; por ello, solamente está justificado su empleo cuando el tráfico que ha de soportar la vía es de gran intensidad.

Para reducir el coste por metro cuadrado se han empleado bastante firmes en los cuales el ligante es el cemento, pero que por sus características resultan a un precio más económico; son los siguientes:

Macadam consolidado con cemento, puede ser construido ..... { Por penetración. / Sistema "Sandwich".

Firme de hormigón pobre consolidado con cilindro apisonador.

29.1. Macadam ligado con cemento, construido por penetración. — Consiste este firme, que se empleó en España hace algunos años en bastante extensión, en utilizar, en vez del recebo que normalmente se usa en la construcción de los firmes de macadam, un mortero compuesto de arena y cemento.

La piedra debe tener una dimensión que oscile entre 2,5 y 7 cm., dependiendo del espesor del firme; su tamaño máximo no debe exceder de 0,5 del espesor del firme. Como en este tipo de firme es fundamental que la piedra, una vez apisonada, presente una proporción suficiente de huecos, con una distribución homogénea para que la mezcla fluida de arena y cemento pueda penetrar en la masa, es necesario que sea de tamaño uniforme y no friable para que resista, sin romperse, la acción del rodillo apisonador.

Se extiende una capa de piedra, con un espesor sin apisonar de 17,5 a 20 centímetros para que, apisonada, quede reducida a 15 o a 17,50 cm., respectivamente; espesores mayores no deben emplearse, porque el mortero no penetra uniformemente.

Extendida la piedra se apisona con las mismas precauciones que se exigen en un firme de macadam hasta que quede bien encajada, pero sin llegar a romperse. Hecho esto se fuerza a penetrar, en los huecos de la piedra consolidada, un mortero fluido de 500 a 600 Kg. de cemento por metro cúbico de arena.

La arena debe cumplir las condiciones que se exigen para este material, en un buen firme de hormigón. La fluidez de la mezcla ha de ser la debida para

que penetre perfectamente en todo el espesor del firme; si es poca, no puede hacerlo; si es excesiva hay el peligro de que se vaya al fondo del firme y por él se corra a los bordes; hay que tener en cuenta que la cantidad de mortero que permanezca entre la piedra después del apisonado es la realmente eficaz para la resistencia final del firme. La prueba de fluidez se puede realizar de acuerdo con las recomendaciones de la Cement Portland Ass.; un cono de la forma y dimensiones señaladas en la figura 29-1 se llena con la lechada a ensayar; se

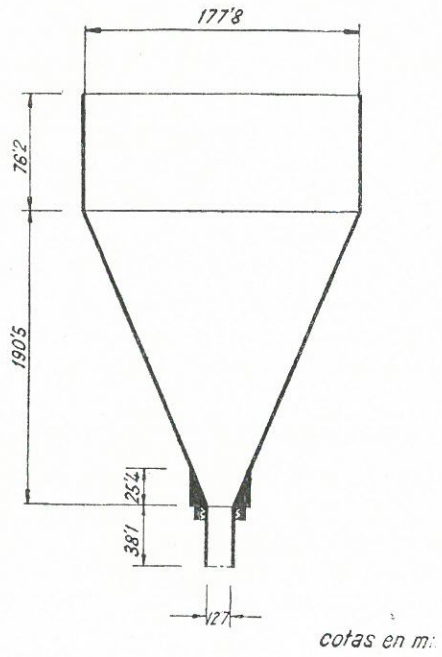


Figura 29.1.

deja reposar cinco segundos, contados a partir del momento en que se ha terminado de llenar el cono, se abre el tapón del fondo tomando el tiempo que tarda en salir la totalidad; la fluidez precisa debe variar con el tamaño de la piedra del firme; la Cement Portland Ass. recomienda:

TAMAÑO DE ÁRIDO		Fluidez (Tiempo de vaciado) Segundos
Pulgadas	Centímetros	
2 ½ a 3 ½	6,3 a 8,9	23-25
2 a 3	5,1 a 7,6	23-25
1 ½ a 2 ½	3,8 a 6,3	21-23
1 a 2	2,5 a 5,1	20-22
3/4 a 1 ½	1,9 a 3,8	19-21

La cantidad de agua conveniente para obtener una fluidez determinada depende de la naturaleza de la arena y del tamaño y forma de sus granos; para obtener la precisa a cada caso, se forma el mortero empezando por una proporción A/C de 0,50, por ejemplo, midiendo el tiempo de fluidez; añadiendo poco a poco cantidades iguales de agua, se dibuja la curva, tiempo de fluidez — relación A/C (en realidad no es la relación A/C verdadera, pues no se tiene en cuenta el agua contenida en la arena); la abscisa que corresponde a la ordenada que define la fluidez necesaria dará la cantidad de agua a añadir.

La mezcla en obra se obtiene en una amasadora de cualquier tipo, y debe distribuirse con una canaleta o dispositivo similar, ayudando con un cepillo a que penetre y obtener la uniformidad precisa del firme; antes de proceder a la consolidación final, se puede comprobar que la penetración es satisfactoria haciendo agujeros en el firme por delante de la zona de extensión del mortero; éste debe aparecer en el fondo del agujero por lo menos 0,30 m. antes que la lechada superficial.

La consolidación final debe hacerse unos treinta minutos después de haber extendido la lechada; puede emplearse un rodillo tándem de 6 a 8 toneladas; el apisonado ha de realizarse longitudinalmente, progresando de los bordillos al centro; son necesarias de tres a seis pasadas para obtener una completa consolidación.

La cantidad de mortero que debe quedar después de la consolidación final ha de ser justamente la necesaria para cubrir el árido grueso; unos hombres, con cepillos o rastras de goma y un recipiente con mortero, deben, simultáneamente con la consolidación, ir corrigiendo las faltas de dosificación que encuentren en el firme; se va comprobando la rasante, y las irregularidades que aparezcan se corrigen añadiendo gravilla de 15 mm. y volviendo a consolidar; la cantidad del mortero oscila de 30 a 40 litros por metro cuadrado de firme.

La consolidación puede hacerse con maestras vibrantes o incluso apisonando a mano; las irregularidades que existan después de la consolidación deben corregirse con un pisón de mano, usando para comprobar la rasante una regla de 3 m.; no han de existir irregularidades mayores de 0,5 cm.

Una vez efectuada la consolidación y corregidas las desigualdades de rasante, se termina la superficie del firme pasando una rastra de goma, con mango largo, desde fuera del firme; para remover el exceso de agua que pueda quedar en la superficie del firme se pasa después, el número de veces que sea preciso, una arpillera arrastrada en todo el ancho del firme por dos hombres; por último, se termina la superficie pasando un cepillo de fibra sobre la superficie en sentido transversal. En las figuras 29-2 a 29-6 pueden verse las distintas fases del proceso.

El firme debe curarse cubriéndolo tan pronto como sea posible, sin estropear la superficie, con arpillera mojada, y manteniéndolo así durante cuarenta y ocho horas; pasado dicho plazo puede reemplazarse la arpillera por tierra, paja o plástico, que también se mantendrá mojada durante un plazo de diez a doce días.

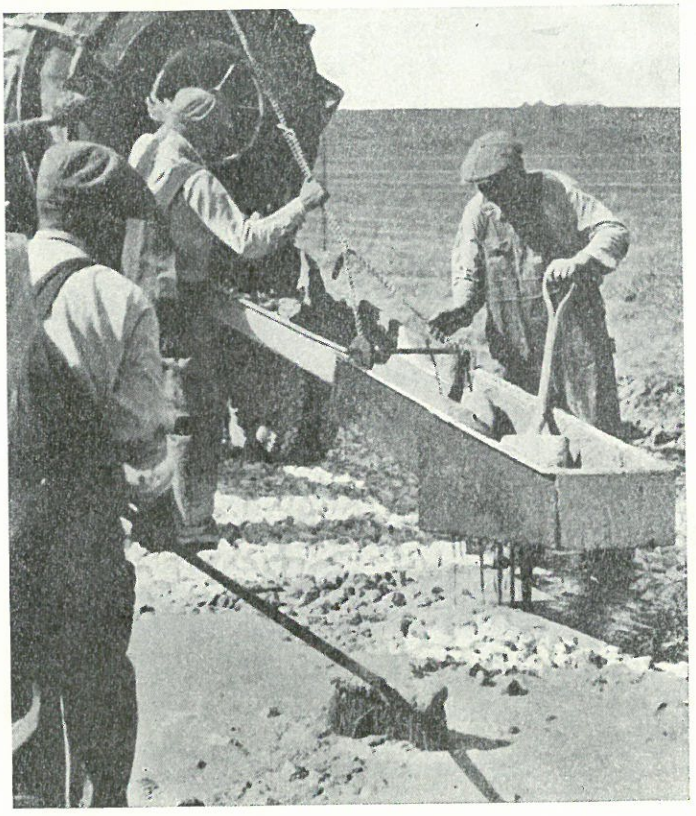


Figura 29.2.

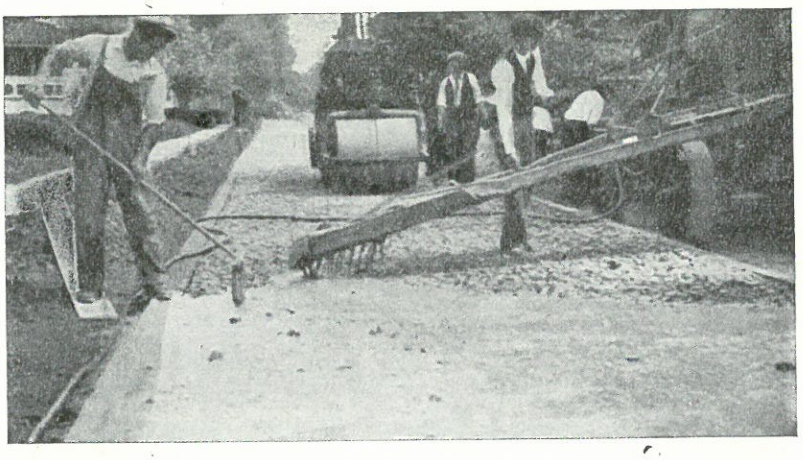


Figura 29.3.

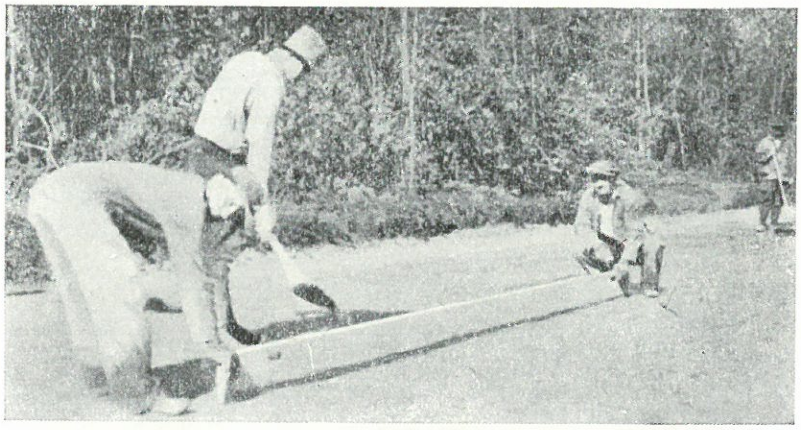


Figura 29.4.

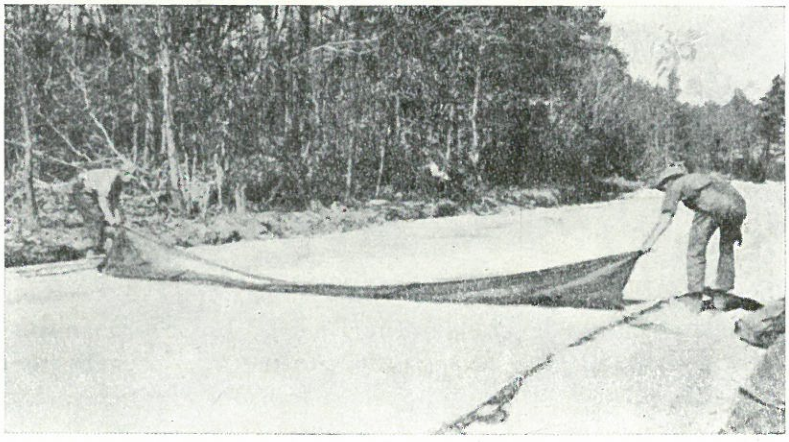


Figura 29.5.

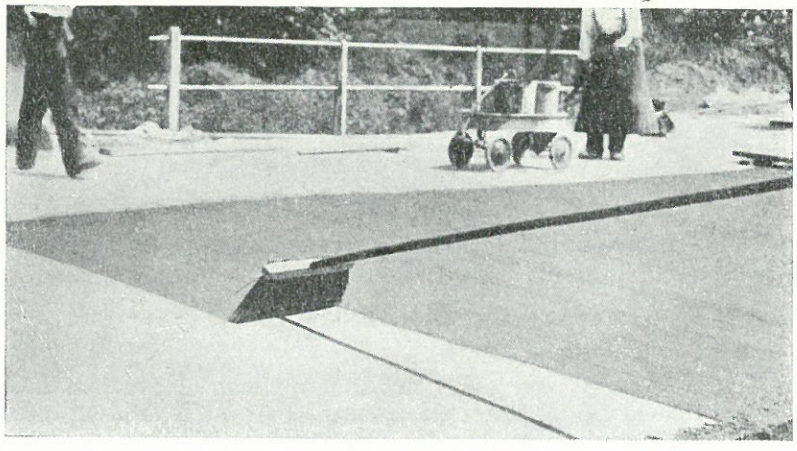


Figura 29.6.

Es absolutamente preciso que estos firmes tengan juntas de los tipos y características de un hormigón corriente. Cuando se consolide con rodillo, habrá que tener especial cuidado en las proximidades de las juntas; no será posible realizar la consolidación con él y habrá que hacerla a mano o con vibradores.

El firme construido no deberá abrirse al tráfico de vehículos antes de los diez o doce días que durará el período de curado.

A este tipo de pavimentos se aplica el mismo método de cálculo que a los de hormigón corriente, variando las constantes que en las fórmulas intervienen, de acuerdo con las características del hormigón; la carga de rotura o flexión de este tipo de firmes no se debe tomar superior a 35 Kg./cm.^{2}, salvo caso justificado por ensayos.

29.2. Macadam ligado con cemento, sistema "sandwich". — Este método, que ha estado en boga hace años, consiste en extender una capa de piedra de 6 cm. de espesor, encima de la cual se distribuye una de mortero plástico de 6 cm. de grueso, y sobre él otra nueva capa de piedra partida de 5 centímetros de espesor. Se apisona el conjunto con un cilindro ligero, con lo cual el mortero penetra entre la piedra, resultando un firme similar al hormigón. El mortero debe tener una dosificación de 600 a 700 Kg./m.^{3}; el gasto de cemento será, por tanto, de 36 a 42 Kg./m.^{2} En Alemania se construyen estos firmes con un espesor total de 10 a 15 cm.; la capa inferior, con espesor de 6 u 8 cm., está constituida por piedra de 40 a 60 mm. de tamaño máximo, respectivamente; la superior, por piedra de 35 a 53 mm.; la capa de mortero debe tener un espesor del 50 por 100 del total de la piedra de ambas capas. En Inglaterra se extiende una capa de piedra de 2″ (5 cm.) de espesor; sobre ella, una de mortero de 2,5 cm. de espesor (1 : 2), y sobre él otra de piedra de 5 cm.; la primera capa se apisona ligeramente hasta encajar la piedra; después de extendida la segunda, se apisona intensamente hasta que el mortero suba a la superficie.

El firme se mejora tratándolo superficialmente con un mortero fluido de 600 Kg. de cemento por metro cúbico de arena, con un mínimo del 20 por 100 y un máximo del 40 al 50 por 100 de gravilla muy dura de 5 a 12 mm.; de esta lechada se emplea 1 m.^{3} por cada 80 a 100 m.^{2}.

Para las pequeñas dosificaciones de cemento, en el macadam ligado con él no se emplean juntas; para las dosificaciones altas, método "sandwich", se disponen juntas en unos países y en otros no; en Alemania las juntas se colocan cada 15 m.

Estos firmes tienen una resistencia no comparable con la de un firme de hormigón; proyectados y construidos con esmero pueden ser una solución aceptable para caminos de tráfico medio. Se han empleado algo en España, con resultado desigual.

29.3. Hormigón pobre consolidado con cilindro apisonador. — En algunos casos, para carreteras con intensidad de tráfico reducido, se han construido firmes de hormigón pobre, 150 Kg. de cemento por metro cúbico, que se extiende a mano y se consolida como un macadam corriente, con un cilindro apisonador de 10 a 12 toneladas. Terminada la consolidación, el firme debe tenerse cubierto de tierra y cerrado al tráfico durante una semana; estos firmes no precisan juntas.

Es corriente tratar superficialmente este firme con un producto bituminoso; el conjunto que así se obtiene es de resistencia bastante superior al firme de macadam y de coste ligeramente más elevado.

CAPITULO XXX

FIRMES DE PIEDRA MAS O MENOS LABRADA. FIRMES DIVERSOS

30.1. Firmes de piedra y diversos. — Comprende los siguientes firmes:

- Pequeña dimensión y labra tosca ..... → Hormigón blindado.
- Forma aproximadamente prismática, labra cuidada .....
  - Pequeña dimensión. → Mosaico (impermeable).
  - Dimensión de 15 a 35 cm. ..... → Rejuntado con arena (permeable).
  - Adoquinado. → Rejuntado con cemento o asfalto (impermeable).
- Ladrillo, escoria, madera, etc.

Todos estos firmes están formados por un cimiento sobre el que va establecida la capa de rodadura, piedra de diferentes características según el firme, ladrillo, escoria o madera.

El cimiento es normalmente hormigón hidráulico; su espesor corriente, 15 cm. En algunos países se llega a espesores mayores cuando el subsuelo no tiene resistencia precisa; es necesario, en este caso, pensar qué solución resulta económicamente más conveniente, si aumentar el espesor o mejorar el suelo de la subbase.

30.2. Hormigón blindado. — La piedra de la capa superior en este firme está toscamente labrada; debe ser de forma poliédrica, con una cara, la que ha de formar la superficie de rodadura, plana, con dimensiones variables de 5 a 12 cm.; la altura o tizón de cada elemento deberá variar entre 7 y 9 cm.; tendrá una cara, opuesta a la de rodadura, aproximadamente plana, con lados, como mínimo, de 3 cm.; no se admiten dimensiones menores en la cara inferior, porque la piedra tendría poca estabilidad.

La piedra que constituye la capa de rodadura debe ir colocada sobre un lecho de mortero ligeramente húmedo, que se extiende sobre el cimiento, con un expesor variable de 2 a 5 cm., para absorber las diferencias de tizón de las piedras. La dosificación de este mortero varía de 400 a 500 Kg. de cemento por metro cúbico de arena.

La piedra del blindado se coloca a mano, asentándola sobre el mortero a golpes ligeros de martillo, debiendo quedar de 1 a 2 cm. por encima de la rasante definitiva del firme. Al bajar la piedra, el mortero subirá entre las

piedras, rellenando, en parte, las juntas. Las piedras se colocarán con la cara plana en la superficie de rodadura; las juntas entre los diferente elementos deben ser lo menores posible, nunca superiores a 8 mm., y quedar alternadas; una vez asentada la piedra, se procederá a su apisonado enérgico a mano con pisones de madera, hasta que quede en su posición definitiva; la rasante se comprobará con todo cuidado, arreglando o reponiendo aquellos elementos que hubieran resultado fuera de la posición correcta. Una vez quede la piedra de blindado con la rasante definitiva, se regará la superficie del firme con agua y se procederá a extender una lechada de mortero muy fluido, con una dosificación de 600 a 700 Kg. de cemento por metro cúbico de arena; la lechada

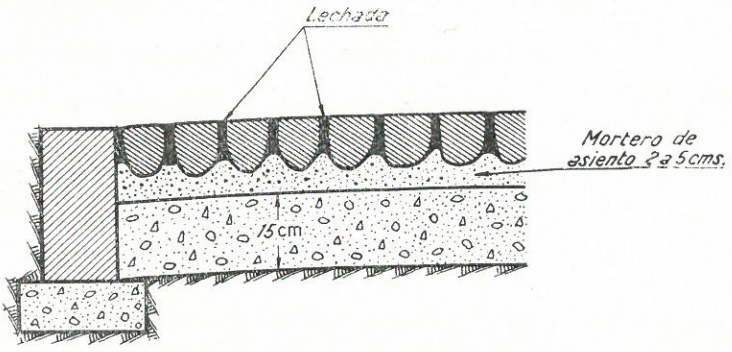


Figura 30.1.

debe rellenar los huecos que queden entre las piedras, pero se procurará no forme una capa de mortero grueso sobre ellas. Todas estas operaciones deberán efectuarse, forzosamente, antes de que fragüe el mortero de asiento, para asegurar la debida unión entre los diferentes elementos de la capa superior del firme. Extremando esta tendencia, algunos ingenieros preconizan la conveniencia de que el hormigón del cimiento esté sin fraguar cuando se construya la capa de rodadura. Una sección del firme de este tipo puede verse en la figura 30-1.

La capa de blindado deberá curarse con precauciones similares a las exigidas para el hormigón hidráulico, aunque no tan rigurosas; es preciso que la superficie se conserve húmeda durante un plazo mínimo de diez días. En épocas frías debe observarse estrictamente cuanto hemos dicho en relación con el firme de hormigón hidráulico.

El firme deberá quedar cerrado al tráfico de vehículos por lo menos durante quince días y, si es posible, tres semanas. No se permitirá el tráfico de peatones antes de los cinco días.

Los firmes de este tipo van siempre contenidos por bordillos enterrados o elevados, que pueden ser de piedra u hormigón.

Hay que contar como partidas especiales de este firme valoradas por metro cuadrado:

La preparación de la caja, que depende de las condiciones locales; como término medio puede tomarse una hora de peón.

En el cimiento de hormigón hay que contar de cuatro a cinco horas de peón para el amasado a mano y tres a cinco con hormigonera; en estos tiempos se incluyen todas las operaciones, incluso el apisonado.

El mortero de asiento cuesta de cuatro a siete horas de peón preparado a mano, y de dos y media a cuatro, a máquina; se consumen por metro cuadrado 50 litros.

En la piedra de la capa de rodadura, por extracción y machaqueo hay que cargar media hora de peón para el escogido y media hora de empedrador, con su peón, para la colocación y apisonado.

De lechada de mortero se consumen 20 litros, y se precisan por metro cúbico de cinco a ocho horas de peón, preparada a mano, y de tres a cinco, de máquina.

Los firmes de este tipo dan excelentes resultados con tráfico intenso, pero precisan una ejecución esmerada y buenos materiales. Aun existiendo juntas de dilatación, se pueden producir grietas; se suelen llenar con productos bituminosos, pero no se hace desaparecer el mal. Las reparaciones, como en los firmes de hormigón, son difíciles y poco eficaces. En resumen, los firmes de hormigón blindado tienen todas las ventajas de los pavimentos de hormigón hidráulico y sus mismos inconvenientes, aunque en menor proporción; son algo más caros.

En algunos casos, cuando los desperfectos en los firmes son de importancia, se ha recurrido con éxito, para su conservación, a cubrirlos con un tratamiento superficial o una capa de mortero bituminoso.

30.3. Empedrado mosaico. — Similar al anterior, con la diferencia de que la piedra que se emplea es un adoquín pequeño, cuidadosamente labrado. La cara superior tiene dimensiones variables de 6 a 8 cm. y debe ser plana. La piedra para mosaico ha de ser resistente a la compresión, desgaste por rozamiento e impacto, deberá labrarse fácilmente; el microgranito es el tipo de piedra ideal para este firme; los basaltos y ofitas son costosos de labrar y, además, se pulimentan. La piedra tendrá forma de prisma recto; la cara inferior deberá ser sensiblemente plana y la longitud de sus aristas no se diferenciará de las correspondientes de la cara superior en más de 15 mm. El tizón o altura será variable de 8 a 10 cm.

Sobre el cimiento de hormigón normalmente de 15 cm. de espesor, se extiende una capa de mortero en seco de 400 Kg. de cemento por metro cúbico de arena, sobre el que se asientan, con martillo, las piezas del mosaico; se colocarán con juntas alternadas por hiladas rectas o curvas, formando diferentes dibujos. Las juntas no deberán, en ningún punto, ser mayores de 5 mm. El espesor del mortero de asiento es menor que en el caso del blindado, pues las diferencias de tizón son más pequeñas; normalmente no debe pasar de 3 cm.;

se debe fijar el máximo espesor del mortero, que siempre es un elemento de menor resistencia que el hormigón o la piedra y, por tanto, conviene reducir al mínimo imprescindible.

Colocada la piedra, se apisona a mano con pisones de madera, hasta que queden perfectamente asentadas las piezas, hecho lo cual, y previa comprobación de la rasante y de las correcciones precisas, se riega el firme, primero, con agua, para que se hidrate el mortero de asiento, y luego con lechada formada por mortero de 600 a 800 Kg. de cemento por metro cúbico de arena. El firme se deberá conservar húmedo diez días y cerrado al tráfico, por lo menos quince.

De piedra entran por metro cuadrado unas 150 piezas como término medio; la labra de la piedra puede valer, por metro cuadrado, unas ocho horas de peón. La cantidad de mortero de asiento por metro cuadrado es de unos 30 litros; en la lechada se emplean 20 litros. La mano de obra de asiento, media hora de empedrador con su peón.

Los costes de mano de obra de preparación de la caja, fabricación del hormigón, mortero de asiento y lechada, como en el caso del blindado.

El firme de mosaico es excelente; como en la capa de rodadura la cantidad de cemento que entra es menor, es más difícil se produzcan grietas; el pavimento se asemeja más a un adoquinado. Bien construido, tiene una larga duración, prácticamente con gasto muy reducido de conservación. La reparación que puede ser precisa en pavimentos urbanos, el tapado de calas, es más sencilla de realizar que en el caso de hormigón; en la capa de rodadura no son de temer retracciones de fraguado en la proporción que en los firmes anteriores y, por tanto, es más fácil que la reparación no se separe del conjunto del firme; es preciso que el relleno de la zanja se realice con el máximo cuidado para evitar asientos posteriores.

Cuando, excepcionalmente, se presente algún bache, se levanta la capa de rodadura en toda la zona movida, comprobando si la avería está limitada a ella o es también del cimiento; en el primer caso, la reparación se hace colocando la nueva capa de rodadura con las mismas precauciones del pavimento primitivo. Si la avería afecta también al cimiento, se repone éste; sobre él se establece la nueva capa de rodadura. El bache reparado se deberá tener cerrado al tráfico durante cinco días, de no emplear cemento de fraguado rápido o aceleradores de fraguado.

30.4. Adoquinado. — Cuando el tráfico es de gran intensidad, los firmes de capa de rodadura de piedra que hemos estudiado no tienen las condiciones de resistencia precisas; es imprescindible aumentar las dimensiones del material que ha de soportar los efectos del tráfico, para disminuir el número de juntas y alcanzar una resistencia más elevada; para ello se construyen los adoquinados. El adoquinado es el firme urbano más antiguo. Las calles romanas estaban en muchas partes enlosadas; se buscaba en la dimensión de la piedra su resistencia y estabilidad; los primeros adoquinados propiamente dichos estaban for-

mados por piedras de considerable tamaño, 30 × 25 cm. de sección, con tizones de 30 cm. rejuntadas con arena; en muchas ocasiones iban asentadas sobre un firme de macadam o un cimiento Telford; estos viejos adoquinados, con juntas de considerable dimensión, hasta 1,5 cm., eran poco resistentes; sus juntas, rellenas de arena eran causa de que la cara superior del adoquín se desgastase rápidamente en las proximidades de ellas, tomando forma de curva que producía una superficie de rodadura desagradable; los efectos de impacto, debido a estas desigualdades iniciales, agravaban el mal, máxime con un tráfico de altas velocidades y fuertes cargas, haciendo el firme inadecuado al poco tiempo. Se empezó por establecer el cimiento de hormigón hidráulico, pero sobre él se seguía colocando el adoquín rejuntado con arena, obsesionados los ingenieros por la idea de obtener un firme que no fuese rígido, con el fin de disminuir la sonoridad bajo el tráfico de llanta rígida y evitar las grietas.

Se fue cambiando poco a poco la idea primitiva; con objeto de tener juntas de la menor dimensión posible, se labraron cada vez con más cuidado los adoquines y se disminuyó, hasta un cierto límite, su tamaño; hoy puede decirse que los adoquinados se construyen, la mayoría, sobre cimientos de hormigón y rejuntados con cemento; no obstante, pueden construirse sobre otros cimientos; por ejemplo, macadam existente o preparado especialmente.

La piedra para adoquines debe ser de naturaleza homogénea; no es admisible el material con estructura laminar, que puede saltar en lajas bajo la acción del tráfico; el microgranito es el material ideal. El basalto y la ofita se pulimenta, dando lugar a un firme deslizante; la caliza dura se desgasta desigualmente.

Ha de exigirse alta resistencia a compresión y desgaste por rozamiento; una buena piedra debe tener una resistencia a compresión mayor de 200 kilogramos/cm.^{2}; la resistencia al desgaste debe ser elevada (ver epígrafe 16.12).

Deben tener forma sensiblemente prismática; su tizón o altura depende de la resistencia de la piedra; para piedras duras, el tizón normal oscila entre 12 y 16 cm.; no deben admitirse diferencias, en más o en menos, superiores a 15 mm. sobre la cifra fijada; la cara superior debe ser un rectángulo con una longitud variable de 16 a 24 cm. y un ancho de 8 a 12 cm. Las dimensiones indicadas son las corrientes en España. La longitud de las aristas de la cara superior no debe diferir de sus correspondientes de la cara inferior en más de 3 cm.; los adoquines con diferencias mayores son poco estables; las aristas de la cara superior deberán ser rectas, no admitiéndose en ellas desigualdades mayores de 0,5 cm. Las caras habrán de ser planas, con desigualdades menores de 1 cm.

Preparado el cimiento, de la calidad que sea — macadam u hormigón —, el adoquinado puede asentarse y rejuntarse con arena, cemento o productos bituminosos.

Sobre el cimiento se extiende la capa de asiento: arena limpia o mortero en seco, compuesto, generalmente, de 400 Kg. de cemento por metro cúbico de arena; puede también emplearse una mezcla bituminosa de arena fina con un 8 por 100 de betún; el lecho de asiento no tiene más objeto que absorber

las diferencias de tizón del adoquín; es siempre menos resistente que el cimiento; en los pliegos de condiciones no debe estipularse el espesor mínimo, sino el máximo, de acuerdo con las tolerancias de tizón admitidas en el pliego.

Sobre la capa de asiento se colocan, a mano, los adoquines, dejando en rasante su cara de rodadura, aumentando o disminuyendo el lecho de asiento lo que sea preciso para que así ocurra; las hiladas de adoquín deben ser rectas, y las juntas, alternadas; éstas serán del menor ancho posible, 8 mm. como máximo. Asentados los adoquines, se macearán enérgicamente con pisones de madera hasta que queden perfectamente asentados; la posición de aquel que quede fuera de rasante una vez maceado se corregirá; para ello se utilizan barras y tenazas de hierro, con las cuales se moverán adoquines o sacarán, en su caso, para rectificar el espesor de su capa de asiento.

Una vez hecho esto se procederá al rejuntado; cuando éste se efectúe con arena, se extenderá ésta sobre el adoquinado, forzándola a penetrar en las juntas con agua y escobas; el firme, cubierto con arena, se abre inmediatamente al tráfico; durante los primeros días, hasta que el adoquinado asiente de una manera definitiva, es preciso tener cuidado del firme, regándolo con frecuencia, atendiendo al relleno de las juntas que lo precisen y rectificando la posición de los adoquines que descendiesen demasiado por la acción del tráfico. Cuando el rejuntado se realiza con cemento, se empieza, una vez maceado y rectificada la rasante del firme, por regarlo con el triple objeto de limpiar las juntas, humedecer las paredes y proporcionar al mortero de asiento el agua precisa para su hidratación; es difícil lograr esta última completamente, pues el agua no llega a empapar toda la masa del mortero; para evitar este inconveniente se puede emplear el mortero humedecido. Después se extiende una lechada de cemento y arena con una dosificación de 600 a 700 Kg. de cemento por metro cúbico de arena, que con ayuda de unas rastras se fuerza a que penetre bien por juntas, rellenándolas completamente. El pavimento se debe tener cerrado al tráfico y humedecido durante diez días. En algunos casos, para fuertes pendientes, cuando hay tráfico de tracción animal, para que los cascos de las caballerías se agarren mejor, las juntas se rellenan con un mortero bituminoso con polvo mineral similar al que se emplea para el ladrillo (epíg. 30.5).

Aparte de la extracción y cuarteo de la piedra, hay que tener en cuenta la labra del adoquín; como dijimos, se abona a destajo, pagándose por pieza. De las dimensiones indicadas entran de 30 a 35 piezas por metro cuadrado. El precio de preparación de la excavación y ejecución del cimiento se calcula como en los firmes antes estudiados. De mortero de asiento se precisan — dependiendo de la tolerancia máxima admitida en el tizón — de 30 a 40 litros por metro cuadrado. El asiento se hace, generalmente, a destajo, pagando la pareja de adoquinador con su peón; el rendimiento medio, en jornada de ocho horas, es de 15 a 18 metros cuadrados; el peón proporciona al adoquinador el mortero preciso para el asiento, que se le debe dar mezclado; la mano de obra de mezcla puede calcularse, preparado a mano, de cuatro a siete horas de peón por metro cúbico.

De mortero se suelen gastar 30 litros por metro cuadrado; la mano de obra de su preparación y extensión se puede calcular en 0,20 horas de peón por metro cuadrado.

Cuando el adoquinado está asentado y rejuntado con arena se suelen presentar baches, porque las juntas permeables dejan pasar el agua; al cabo del tiempo su acción, combinada con el tráfico, puede mover los adoquines y producir el bache; se arreglan levantando los adoquines que quedan fuera de rasante y reponiéndolos a su posición correcta, añadiendo la arena precisa.

En adoquinados rejuntados con cemento prácticamente no se precisa conservación si la piedra es buena. Excepto en las uniones con las vías del tranvía y en algunos puntos donde la obra se haya ejecutado mal, no se producen baches más que por desgaste excesivo y desigual de la piedra del adoquinado; cuando esto ocurre — especialmente con materiales blandos —, el arreglo es muy difícil; solamente un tapiz bituminoso puede dar, en algunos casos, una solución provisional. El desgaste de la piedra, si es de buena clase, tarda mucho en producirse, excepto en casos de tráfico excepcional.

Los baches que se pudieran presentar por defectos locales se arreglan levantando toda la parte movida y reponiéndola con las mismas condiciones de una obra nueva.

30.5. Firmes de ladrillos. — En el epígrafe 16.18 se estudió la fabricación y características de las piedras artificiales: ladrillos de arcilla, escoria, etc., que se usan en Norteamérica, Holanda y Alemania especialmente; la construcción de los firmes con ellas es similar a la de adoquinados sobre cimiento de hormigón, con algunas variantes, que vamos a señalar.

No hay variación alguna en cuanto hemos expuesto sobre el cimiento para otros firmes de este capítulo.

El ladrillo se puede asentar sobre lecho de mortero de cemento y rejuntarse con él, en forma análoga a la descrita para los firmes adoquinados y similares; se obtiene así un pavimento rígido en el cual, por la pequeña dimensión de los ladrillos, a veces se presentan grietas. Por esta causa es práctica extendida asentar los ladrillos sobre lecho de mezcla asfáltica y rejuntarlos con betún. La mezcla asfáltica para el asiento está compuesta del 5 al 8 por 100 de betún asfáltico y del 95 al 92 por 100 de arena fina, que se calienta previamente a su mezcla con el betún. Antes de extender el lecho de asiento, se riega el cimiento ligeramente con emulsión; la capa de asiento se extiende con un espesor uniforme de 15 a 18 mm.

El ladrillo se asienta por hiladas rectas, normales al eje del camino, con juntas alternadas; es más rápido colocar ladrillo que el adoquín, por ser idénticas las dimensiones de las piezas; el obrero no pierde el tiempo en escoger el material. Asentado el ladrillo, se puede macear como el adoquinado; en Estados Unidos han apisonado con éxito con rodillo tándem de 5 a 10 toneladas

de peso, que actúan sobre tablas de 25 cm. de ancho y 3,50 m. de largo (figura 30-2); se ha asentado también el ladrillo sobre un lecho de mortero plástico, librando la superficie con una máquina similar a la empleada para el firme de hormigón. Aunque los resultados son buenos al parecer, no creemos que la mejora que se obtiene compense el gasto que representa la instalación necesaria. Después del apisonado, sea cualquiera el método que se emplee, se procede a comprobar la rasante del firme, modificando la posición de aquellas piezas que fuera preciso.

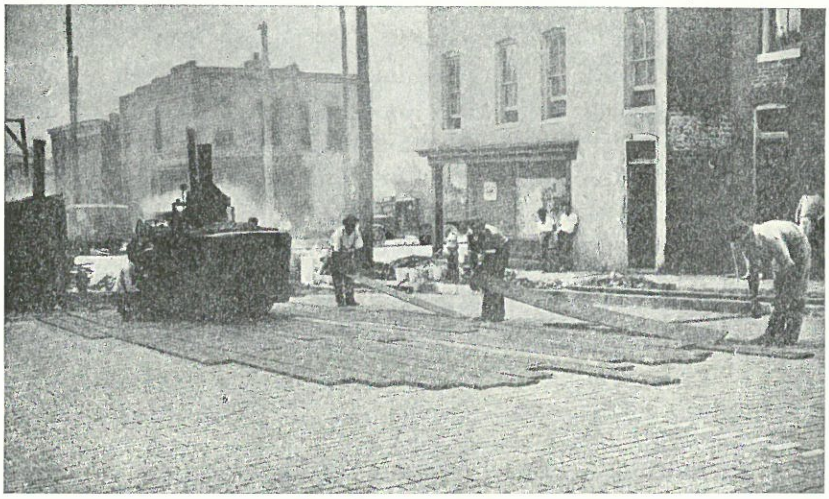


Figura 30.2.

Se puede usar mortero de cemento fluido análogo al utilizado para rellenar las juntas del adoquinado, o bien betún, mezclado o no con polvo fino; las características exigidas en Estados Unidos al betún son las siguientes: punto de llama, 260° C.; punto de fusión (método del anillo y la bola) mínimo, 100° centígrados, y máximo, 110° C.; penetración a 0°, mínimo, 15; penetración a 25° C., mínimo, 23, y máximo, 32. Al extender el betún para rellenar las juntas queda totalmente cubierta con él la superficie del firme; ello representa un gasto suplementario de betún y da una superficie deslizante, a no ser que se cubriese con gravilla, lo cual significaría un nuevo gasto que falsearía las características del firme; en Norteamérica se recupera el betún superficial, arrancándolo con unas paletas de ancho mayor que tres ladrillos; para facilitar la operación, antes de proceder al rejuntado se riega ligeramente la superficie del pavimento con una solución formada por el 35 por 100 de cloruro cálcico, 1 por 100 de almidón y el 64 por 100 de agua; hay que procurar que esta solución no penetre por las juntas de los ladrillos; humedecida la superficie, el betún no se adhiere y puede levantarse con gran facilidad (fig. 30-3). El firme, rejuntado en esta forma, puede abrirse al tráfico inmediatamente.

Los firmes de ladrillo bien construidos, con material resistente y uniforme,

dan excelentes resultados. Su duración es muy grande y los gastos de conservación reducidos.

Hay ladrillos que se fabrican con escorias de altos hornos o procedentes de la incineración de basuras; su empleo es similar al descrito, pero el material no suele dar resultados tan buenos como el ladrillo; en unos casos, por falta de uniformidad, y en otros, porque la superficie se pulimenta mucho.

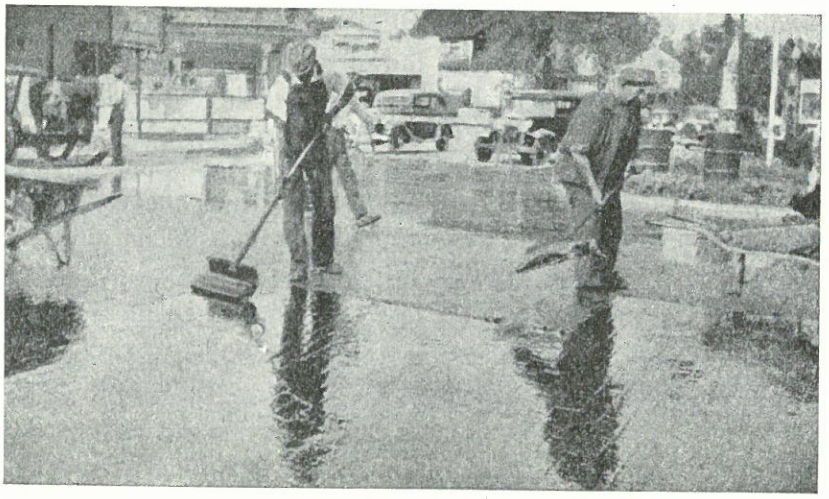


Figura 30.3.

Existen, asimismo, losetas de composición patentada que se fabrican en diferentes países; se colocan por los procedimientos indicados para el ladrillo en general, con juntas de cemento o betún asfáltico.

30.6. Otros firmes especiales. — En Francia se han empleado, siempre en pequeñas extensiones, revestimientos especiales de fundición y acero, que unas veces presentan una superficie de rodadura totalmente metálica, y en otras la armadura encuadra una zona de hormigón hidráulico o bituminoso. Tienen formas especiales (fig. 30-4) y pueden, con un cimiento de hormigón, ir asentados

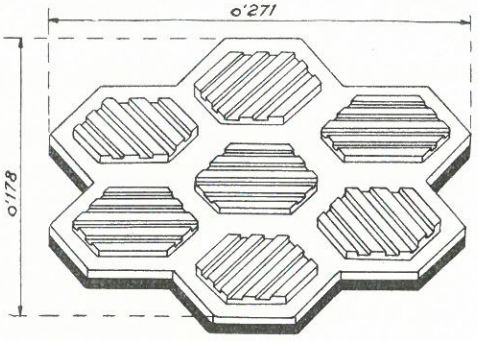


Figura 30.4.

sobre arena, mortero de cemento o bituminoso; cuando se colocan en esta última forma, después de presentados, se calienta su superficie, con lo cual se reblandece el betún, adhiriéndose entonces el mortero bituminoso al cimiento de hormigón y al revestimiento; son muy caros, pero de resultado satisfactorio.

En Inglaterra se han empleado hace años (1913) distintos tipos de pavimentos de caucho: unos, formados por bloques completos de este material; otros, en los cuales solamente la superficie, en un pequeño espesor, es caucho que está adherido a un bloque de ladrillo o material similar.

Se colocan sobre un cimiento de hormigón, con interposición de una capa de arena. Las últimas experiencias inglesas han dado resultados satisfactorios. Se trata de firmes muy caros (2,5 veces el precio de un pavimento de madera en Inglaterra), que únicamente, hoy por hoy, pueden tener aplicación para pequeñas zonas donde sea preciso establecer un firme silencioso o exento de vibraciones; por ejemplo, en los alrededores de zonas de hospitales, laboratorios de precisión, centros de estudios, etc.; se ha utilizado también el caucho para bordillo de refugios, señales de pasos de peatones, líneas de separación del tráfico, etc.

Bibliografía

"Uso de los polyester para capas de protección de pavimentos y firmes de puentes". 47 miting annual del *Highway Research Board*, pág. 63. *Highway Research Abstracts*, núm. 12.

CAPITULO XXXI

ACCION DE LA HELADA

31.1. Generalidades. — En zonas en que la temperatura media del día permanece con persistencia por debajo de los 0° C. hay un factor muy importante a considerar en la determinación del espesor preciso del firme, que ha dado origen a numerosos estudios (*).

En las capas de la parte superior del terreno de apoyo del firme, e incluso en el mismo material de éste, si no reúnen las condiciones adecuadas, se forman cristales de hielo más o menos lenticulares o aplastados con su menor dimensión en sentido vertical, como esquemáticamente se indica en la figura 31-1.

La causa de la formación de estos cristales, que va acompañada de una migración de agua de las capas inferiores a las superiores, puede explicarse por consideraciones termodinámicas.

El punto de congelación del agua depende del estado en que se encuentra en el suelo. Es más elevado cuando se halla en poros o capilares grandes, que cuando se encuentra adsorbida a las partículas de suelo o en capilares muy finos. El punto de congelación disminuye cuando aumenta la succión.

El frente de helada va penetrando en el suelo conforme es absorbido el calor y el agua se cristaliza. En el mismo frente, y por la elevada succión existente a dicho nivel, habrá junto a los cristales de hielo formados, agua sobreenfriada, es decir, a una temperatura inferior a la normal de congelación. Esta succión provocará una migración del agua existente en las zonas inferiores y, si la absorción de calor persiste, el agua sobreenfriada llegará a cristalizar, con un aumento de los lentejones de hielo y nuevos aportes de agua debidos a la succión.

Un corte del suelo helado por estas causas presenta, por tanto, una especie de estratificación discontinua normal a la fuente productora de frío.

Para que se produzca este fenómeno son precisas tres condiciones:

1. Que el suelo reúna las condiciones adecuadas.
2. Que exista una fuente abastecedora de agua.
3. Que exista un frío intenso y continuado.

(*) A. CASAGRANDE: "Cursos de Mecánica del Suelo en la Universidad de Harvard", 1954.

U. S. Corps of Engineers: "Engineering Manual for Military Construction". Par. XII, Chap. 4. 1951,

Highway Research Board: "Frost Action in Soils". Special Report, núm. 2, 1953.

Los efectos que la acción de la helada origina son de dos tipos:

a) En primer lugar los cristales de hielo que se forman tienden a elevar el pavimento. Si este levantamiento es uniforme, las consecuencias pueden no ser graves; pero en muchos suelos será irregular y originará desigualdades intolerables en la superficie del firme.

b) El contenido de agua del suelo en sus capas superiores aumenta muy considerablemente a costa del agua tomada de las capas inferiores. Al llegar la época del deshielo y fundirse los cristales, la resistencia del terreno disminuye enormemente por encontrarse con un contenido de agua muy elevado, por lo cual el tráfico destruye el firme si no está debidamente dimensionado.

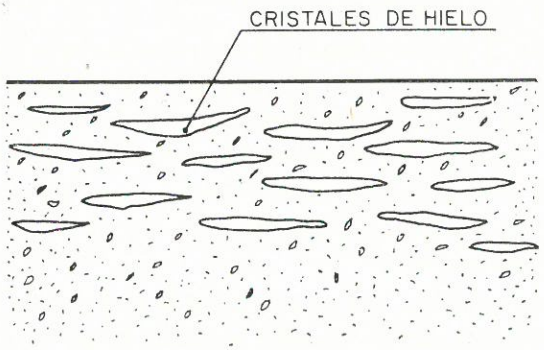


Fig. 31.1. — Formación de cristales.

31.2. Susceptibilidad de los diferentes suelos a la acción de la helada. — La susceptibilidad de un suelo a la acción de la helada depende, en gran parte, del tamaño y características de sus poros y, por tanto, de su composición granulométrica.

Experimentalmente se ha observado que los suelos inorgánicos que contienen más de un 3 por 100 de partículas de tamaño inferior a 0,02 mm. tienen, generalmente, tendencia a segregar hielo. Los técnicos alemanes afirman que esta regla es demasiado estricta, y que con una proporción de finos inferior a la indicada la segregación de hielo puede producirse. Lo cierto es que la reacción del suelo depende de su curva granulométrica completa y no sólo de un punto de ella. Las arenas de granos de tamaño uniforme, por ejemplo, pueden admitir mayor proporción de finos que la cifra indicada. En la tabla 10-II epígrafe 10.33, tomo I, entre otras propiedades de los suelos se señala su mayor o menor susceptibilidad a la acción de la helada. A los efectos del cálculo del espesor preciso de firme para que resista a los efectos de helada, los suelos se clasifican como sigue, ordenados de menor a mayor susceptibilidad:

Grupo	DESCRIPCION
F-1	Suelos de grava que contienen entre el 3 y el 20 por 100 en peso inferior a 0,02 mm.
F-2	Arenas que contienen entre el 3 y el 15 por 100 en peso inferior a 0,02 mm.
F-3	*a*) Suelos de grava que contienen más del 20 por 100 en peso inferior a 0,02 mm. y arenas, excepto arenas finas limosas que contienen más del 15 por 100 en peso inferior a 0,02 mm. *b*) Arcillas con índices de plasticidad superiores a 12.
F-4	*a*) Todos los limos, incluso los limos arenosos. *b*) Arenas finas limosas que contienen más del 15 por 100 en peso inferior a 0,02 mm. *c*) Arcillas con índices de plasticidad inferiores a 12.

Como puede observarse, los suelos limosos son los que ofrecen mayor peligro; las arcillas poco plásticas son más susceptibles que las muy plásticas.

31.3. Características de la fuente abastecedora de agua. — La capa freática constituye la fuente abastecedora de agua de mayor importancia; por ello su profundidad tiene una gran influencia en la formación de los cristales de hielo; son peligrosas las profundidades menores de 3 metros. En arcillas homogéneas el grado de humedad normalmente alcanzado bajo el firme, suele ser suficiente para causar alguna segregación de hielo, aunque la capa freática esté profunda, por el alto poder capilar de estos suelos. El agua de lluvia que se infiltra en el terreno, puede constituir también la fuente abastecedora si no existe el drenaje adecuado.

31.4. Valoración de las características climáticas. — Según hemos dicho, hace falta, para que se segregue hielo, que el frío sea intenso y continuado. Una helada muy intensa, pero de breve duración, no tendría las malas consecuencias de un frío menos intenso, pero de mayor duración; el proceso de segregación de hielo necesita un cierto tiempo para extenderse hasta la máxima profundidad que el fenómeno puede alcanzar. Por ello, los cristales más gruesos se forman cuando la helada actúa en forma lenta, progresivamente, y durante un plazo largo. Las condiciones climatológicas se valoran a efectos de la segregación de hielo por medio del denominado "índice de helada". Para determinarlo se dibuja la curva acumulativa de las temperaturas medias diarias en grados centígrados desde el principio del otoño hasta el final de la primavera

del año de que se trate (fig. 31-2). La diferencia en valor absoluto entre el máximo y el mínimo de dicha curva da el índice de helada para ese año. Componiendo una curva media que sea representativa de un período de diez o más años, se obtiene el índice de helada medio de la zona considerada.

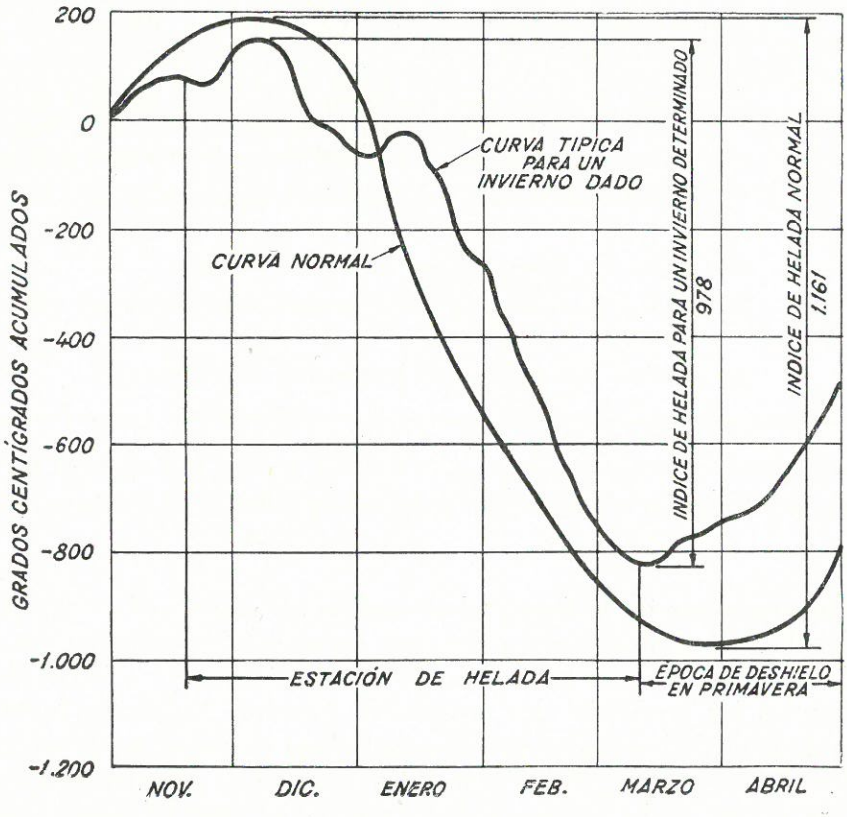


Figura 31.2.

31.5. Espesor de pavimento preciso para contrarrestar el efecto de la helada. En los capítulos XXIV y XXVI se estudiaron los métodos para la determinación de espesores de pavimentos. En ellos no se tenía en cuenta el efecto de la helada. En las zonas donde haya de considerarlo, el procedimiento a seguir consistirá en determinar, por un lado, el espesor preciso según los citados capítulos, y por otro, el necesario por razón de la helada, que se expone a continuación. Se adoptará el mayor de los dos valores obtenidos.

Para determinar el espesor preciso por razón de la helada se pueden seguir dos criterios distintos, pero complementarios: evitar que el efecto de la helada llegue a la explanación, cubriéndola con el espesor preciso de pavimento, o fundarse en la reducida resistencia que el terreno va a tener en la época del deshielo.

Espesor preciso para evitar totalmente la penetración de la helada. — La figura 31-3 da, en función del índice de helada, el espesor preciso de materiales no susceptibles a la helada para que los efectos de ésta no alcancen las capas inferiores. Si se sigue el primer método mencionado, éste será entonces el espesor preciso. Este método debe usarse sobre suelos del grupo F-4, así como también en las zonas donde las características de los suelos atravesados y las condiciones de la capa freática cambien bruscamente, lo que podría conducir a hinchamientos desiguales de la superficie del firme. En carreteras de poca importancia con pavimento flexible, donde se puedan admitir algunas irregu-

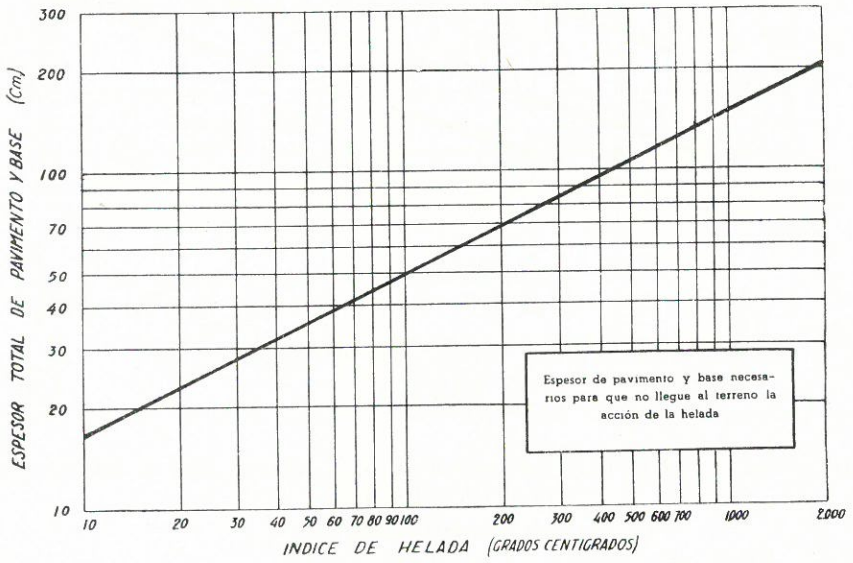


Figura 31.3.

laridades en la superficie del pavimento, es posible determinar el espesor del firme partiendo de la resistencia reducida del terreno de apoyo, aunque éste pertenezca al grupo F-4.

En zonas en que el índice de helada normal, determinado en la figura 31-2 sea inferior a 55, se obtendrá el correspondiente al año más frío en un período de quince años, valor que se utilizará para el cálculo del espesor. En zonas donde el índice de helada sea inferior a cero y sólo con pequeña frecuencia se producen daños por heladas, es conveniente que los 10 cm. superiores de la base se construyan con materiales no susceptibles a la helada.

Espesor preciso en función de la resistencia reducida del terreno. — Este método puede usarse con suelos de los grupos F-1, F-2 y F-3 cuando las condiciones son suficientemente uniformes para que no sean de esperar hinchamientos muy desiguales.

Los U.S. Corps of Engineers dan los gráficos de las figuras 31-4 a 31-7 para determinar los espesores precisos de pavimento y base no susceptible a la

PAVIMENTOS FLEXIBLES DE CARRETERAS

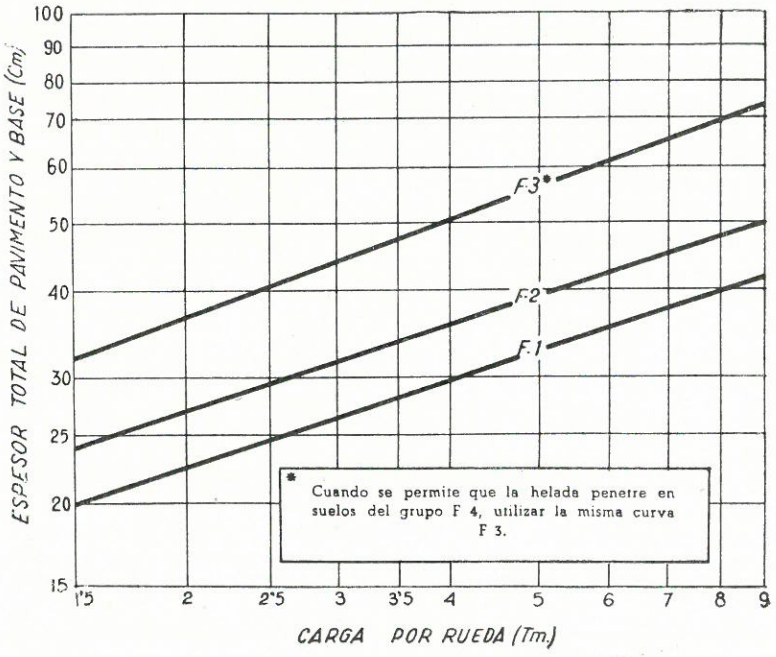


Figura 31.4.

PAVIMENTOS FLEXIBLES DE AEROPUERTOS, PISTAS DE APARCAMIENTO, RODADURA, ETC.

Ruedas sencillas

Presión de inflado: 7 a 14 Kg./cm.^{2} El espesor se reducira un 10 por 100 en la parte central de las pistas de vuelo (zona entre secciones de 300 m. desde cada extremo)

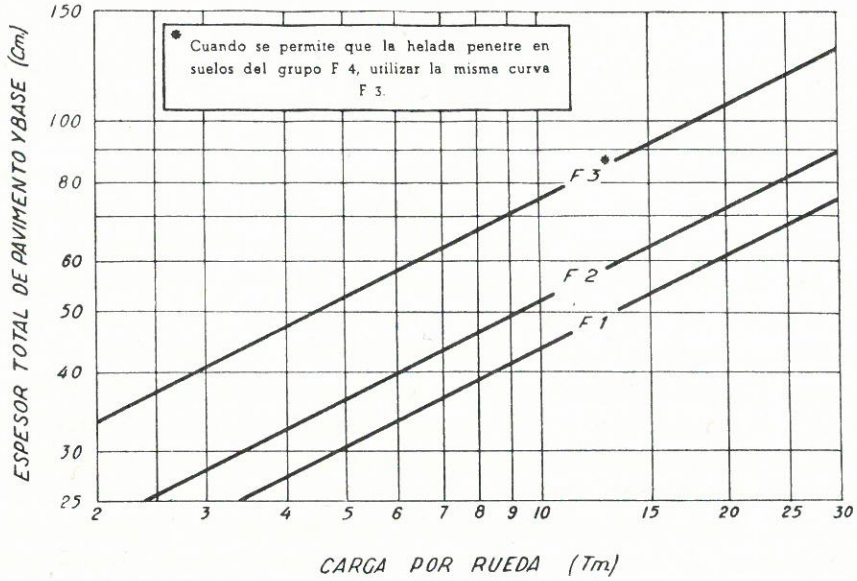


Figura 31.5.

PAVIMENTOS FLEXIBLES DE AEROPUERTOS, PISTAS DE APARCAMIENTO, RODADURA, ETC.

Ruedas gemelas

Distancia entre centros de ruedas, 95 cm. Area de contacto por rueda, 1.722 cm.^{2} El espesor se reducirá un 10 por 100 en la parte central de las pistas de vuelo (zona entre secciones de 300 m. desde cada extremo)

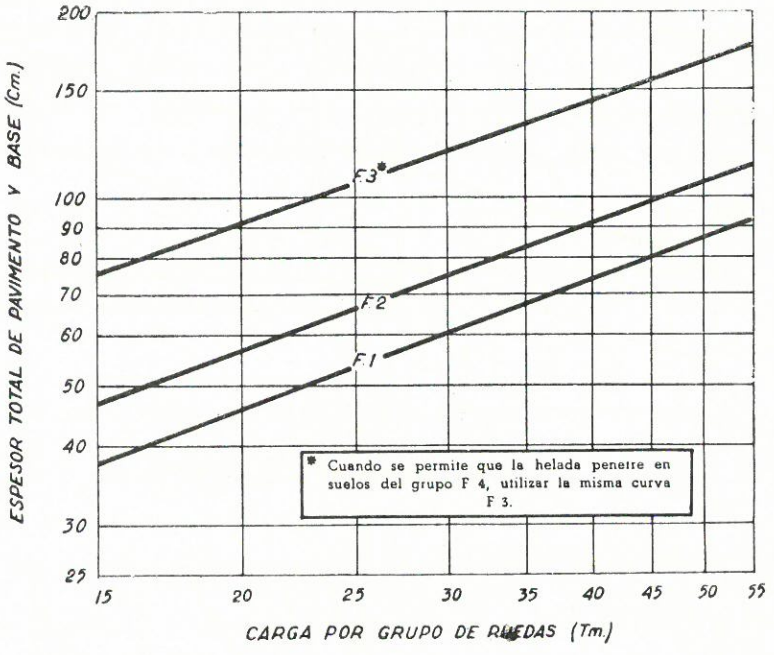


Figura 31.6.

helada para pavimentos flexibles de carreteras y aeropuertos, fundándose en la probable resistencia reducida del terreno en la época del deshielo.

En el caso de tratarse de pavimentos rígidos, recomiendan utilizar una base de espesor igual al de la losa. Se puede reducir el espesor de la base a 10 cm. (graduados en forma de filtro, según se especifica en el epígrafe **13.5**) cuando se trate de suelos F-1, F-2 y F-3 en condiciones muy uniformes y al mismo tiempo se reúna una cualquiera de las dos características siguientes: que el índice de helada sea inferior a 280° C. o que la profundidad de la capa freática sea superior a 3 m. Cuando se trata de suelos del grupo F-4, ya indicamos anteriormente que el espesor total de la losa y la base debe ser igual al de penetración de la helada obtenido por medio de la figura 31.3.

Como valor de K del terreno para el proyecto de la losa se utilizará el deducido de la figura 31.8, que supone una cierta reducción en la resistencia del terreno en la época de deshielo, o bien el obtenido mediante ensayos directos si resultara menor que dicho valor.

PAVIMENTOS FLEXIBLES DE AEROPUERTOS, PISTAS DE APARCAMIENTO, RODADURA, ETC.

Ruedas tándem gemelas

Distancia entre centros de ruedas, 79 × 152 cm. Area de contacto por rueda, 1.722 cm.^{2} El espesor se reducirá un 10 por 100 en la parte central de las pistas de vuelo (zona entre secciones de 300 m. desde cada extremo)

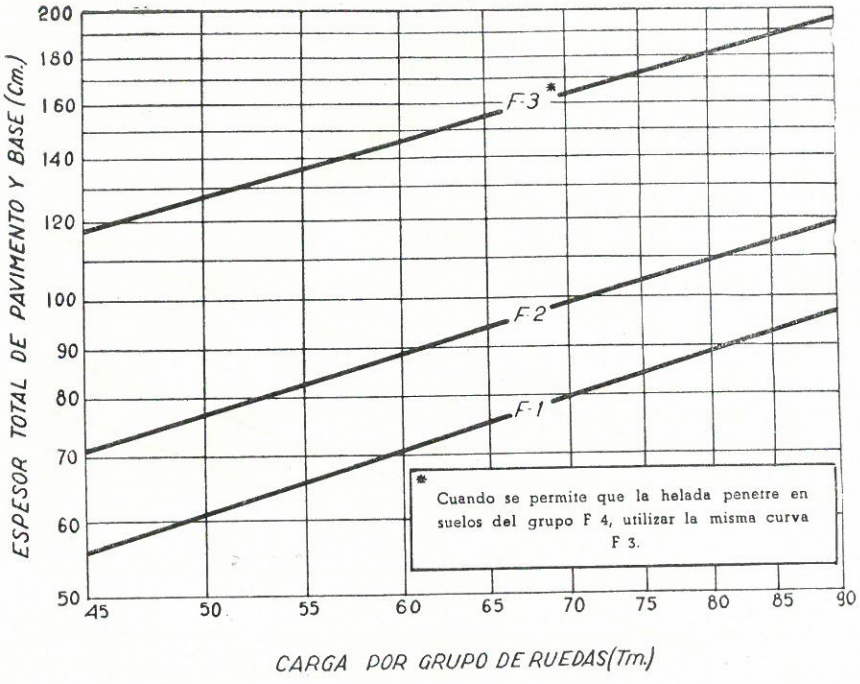


Figura 31.7.

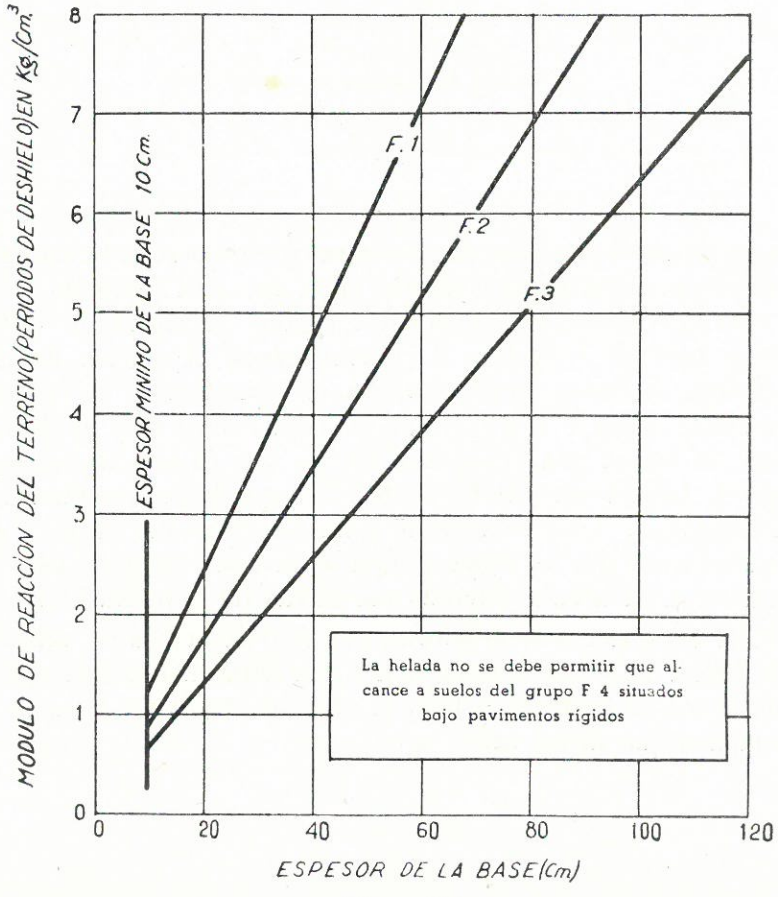


Figura 31.8.

Figura 31.8.

31.6. Características que ha de cumplir el material de la base. — Todos los materiales de la base situados dentro de la zona de penetración de la helada deben ser resistentes a la misma. Donde el espesor combinado de capa de rodadura y base sea inferior al dado por la figura 31-3, serán además precisas las dos condiciones siguientes, de acuerdo con los U.S. Corps of Engineers:

a) Tanto para pavimentos flexibles como rígidos, los 10 cm. inferiores deben estar constituidos por un material con gradación de filtro entre el terreno de la explanación y la base. Además, no contendrá más de un 3 por 100 de material más fino de 0,02 mm. lo mismo que el resto de la base.

b) Para pavimentos rígidos, el tamaño correspondiente al 85 por 100 en peso, del material situado directamente bajo la losa será mayor o igual que 12 mm.

La razón de estas dos condiciones es evitar la infiltración del suelo a través del material de la base durante la época de deshielo, así como la pérdida de apoyo de las losas de pavimento rígido por el fenómeno de surgencia.

31.7. Precauciones a tomar a falta de protección total contra la helada. — Cuando no se dispone de un espesor de firme no susceptible a la helada igual a la profundidad de penetración, se deberá tener en cuenta:

La profundidad alcanzada por la helada es mayor bajo la zona pavimentada que bajo paseos y cunetas, debido a que en aquélla se suele quitar la nieve para dar paso al tráfico, quedando ésta acumulada en paseos y cunetas, lo que constituye una protección aislante. La época más peligrosa, según hemos dicho, suele ser la de deshielo; los cristales formados bajo el firme se funden y el agua originada no puede filtrarse hacia abajo por estar la parte inferior helada. En algunos sitios, durante estos días, lo que se hace es prohibir la circulación, salvo por la mañana temprano, en que aún hace mucho frío. Es preferible, sin embargo, atacar el problema directamente tomando las precauciones precisas para eliminar la balsa de agua formada por medio de un drenaje adecuado. Los drenes longitudinales enterrados en ambos extremos del firme son una solución buena en muchos casos, cuando el terreno es suficientemente permeable. Cuando no exista drenaje y las condiciones de permeabilidad del suelo a una cierta profundidad sean las precisas, se pueden hacer unos agujeros de pequeño diámetro en el centro de la carretera, que rompiendo la capa de hielo, lleguen hasta el estrato permeable.

En general, en zonas susceptibles a la helada, es muy conveniente levantar la rasante de la carretera lo más posible; con ello se disminuye la tendencia a la segregación de hielo al separar más la capa freática, y se proporciona mucho mejor drenaje en la época de deshielo.

En los países escandinavos, para aislar el terreno del frío, se ha llegado a utilizar el sistema de intercalar una capa formada por ramas de pino o madera en general.

Hay que evitar todo cambio brusco en el espesor del material no susceptible a la helada, pues ello originaría diferencias muy acusadas de hinchamiento. Esto debe, por ejemplo, tenerse en cuenta al cruzar las tajeas, donde, de no pasar suavemente de la profundidad total de la tajea al espesor del firme no susceptible a la helada, se formaría un bache grande.

Bibliografía

PENNER, E.: "Soil Moisture Flow During Ice Segregation". Bulletin No. 135, *Highway Research Board*, 1956.

WINTERKORN, H. F.: Discussion of "Suction Force in Soils upon Freezing", by A. R. JUMIKIS, *Proceedings American Society Civil Engineers*, Vol. 81, 1955, Separate No. 656, págs. 6-9.

BOUYOUCOS, G. J.: "Movement of Soil Moisture from Small Capillaries to the Large Capillaries of the Soil upon Freezing". *Journal of Agricultural Research*, volumen 24, No. 5, 1923, págs. 427-432.

BESKOW, GUNNAR: Soil Freezing and Frost Heaving with Special Application to Roads and Railroads. The Swedish Geological Society, Series C, N. 375, 26th Year Book No. 3 (With a special supplement for the English translation of progress from 1935 to 1946). Translated by J. O. Osterberg. Published by the Technological Institute, Northwestern University, Evanston, Illinois, 1947, páginas 14-21.

CORPS OF ENGINEERS: "Airfield Pavement Design-Frost Condition". *Engineering Manual for Military Construction*, Part 12, Chapt. 4, Oct. 1954, pág. 2.

KERTERN, M. S.: "Thermal Properties of Soil". Frost Action in Soils, A. Symposium, *Highway Research Board Special Report* No. 2, Wáshington D. C. 1952, páginas 161-166.

JUMIKIS, A. R.: "The Frost Penetration Problem in Highway Engineering", *Rutgers University Press*, New Brunswick, New Jersey, 1955, pág. 111.

JUMIKIS, A. R.: "The Soil Freezing Experiment". Paper presented before the 35th Annual Meeting of the Highway Research Board, Wáshington, D. C. January, 1956, pág. 12.

JUMIKIS, A. R.: "The Frost Penetration Problem in Highway Engineering", *Rutgers University Press*, 1955, New Brunswick, N. J.

GOLD, LORNE, W.: "A Possible Force Mechanism Associated with the Freezing of Water in Porous Materials". Paper presented at 36th Annual Meeting, Highway Research Board, Wáshington, D. C. (Jan. 1957).

"One Cycle Slow Freeze test". *Highway Research Board*, núm. 65.

CAPITULO XXXII

CAUSAS DE FRACASO Y SUS REMEDIOS

32.1. En los veinte años últimos las características del tráfico en las carreteteras han cambiado radicalmente: por incremento insospechado del número de vehículos y por aumento de las cargas por eje; ello ha llevado consigo deformaciones inaceptables de gran proporción de firmes en unos casos, y su destrucción en otros. A veces, errores en la construcción de los firmes han sido causa de que pierdan sus condiciones deseables de rodadura — ondulaciones, agrietamientos, deformación plástica — y en otros casos ha producido su destrucción. La tarea que al ingeniero se plantea con un firme en malas condiciones, es restablecer, si es posible, las deseables con la mayor economía; este concepto impone que, ni se hagan inversiones con soluciones provisionales de pequeña duración, por ello antieconómicas, ni tampoco que se prescinda de la utilización de lo existente, cuando hacerlo representa una economía. El problema que se plantea es: ¿será conveniente reforzar el firme existente para que quede en condiciones adecuadas durante un tiempo que justifique económicamente la inversión? Si es así, ¿cómo debe proyectarse el refuerzo? Estas obras de acondicionamiento exigen un estudio cuidadoso en cada caso, que permita, analizando las causas posibles del fallo del firme, llegar a conocerlas. Los defectos del camino pueden ser debidos a:

— Faltas en las obras de tierra.
— Faltas en el firme propiamente dicho.

32.2. Faltas en las obras de tierra. — Son las más graves por la dificultad de corregirlas. Son los defectos más corrientes en este tipo de obras:

A) En terraplenes .....
1. Falta de compactación.
2. Carencia de paseos o ancho insuficiente de los mismos.
3. Asiento del cimiento del terraplén por carga excesiva.
4. Tierras inadecuadas.
5. Inestabilidad de los taludes por pendiente excesiva.
6. Erosión de los taludes.
7. Pedraplenes mal construidos.

B) En desmontes .....
1. Falta de drenaje.
2. Taludes muy fuertes que son inestables y los productos de cuya erosión ciega las cunetas.
3. Capa freática aflorando en los taludes.
4. Falta de drenes transversales en pendientes fuertes, que producen afloramientos de aguas espaciados.
5. Corrimientos.

Los defectos de las obras de tierra son muy difíciles de corregir. La falta de compactación es defecto muy corriente, que se acusa por movimientos fuertes en la capa de rodadura; con el refuerzo de ésta se consigue, en general, muy poco; hay que atacar el mal en su origen, dando al terraplén la densidad precisa; considerando que un terraplén puede haber resistido, en condiciones adecuadas, un número de años, fallando cuando el tráfico alcanzó una intensidad y un valor de carga por eje determinado; es el caso de viejas carreteras que resistieron perfectamente mucho tiempo, y que de pronto se destrozan; no intentar arreglar el firme sin antes ver si la consolidación del terraplén es la adecuada para las cargas actuales; la caracterización del suelo, por sondeos has-

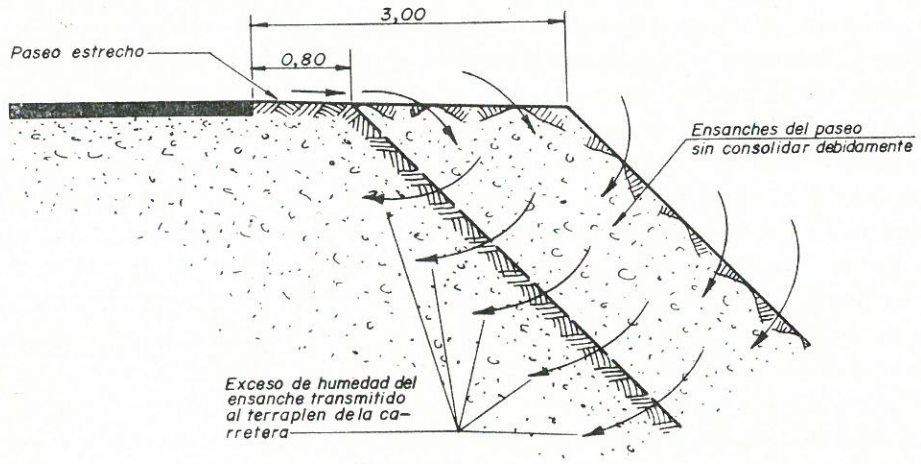


Figura 32.1.

ta de 2 ó 3 metros, determinando límites de Atterberg (epígrafe **10.20**), densidades Proctor de la muestra perturbada (epígrafe **10.22**), y densidad real de la obra de tierra (epígrafe **10.24**) darán una idea clara de cómo el problema se plantea, y de las medidas que es preciso tomar. Habrá que levantar el firme, y, normalmente el terraplén, para reconstruirlo adecuadamente en la profundidad necesaria; remedio un tanto heroico, pero, a nuestro entender, único en la mayoría de los casos; los remedios que no atacan a fondo el problema, por ejemplo, consolidación de la capa superior de la explanada, recrecimiento del firme, etc., son la mayoría de las veces ineficaces en plazo muy corto.

La carencia de paseos o ancho insuficiente de los mismos, es causa de que las cargas del tráfico destruyan la zona contigua a la arista; puede remediarse por recrecimiento, pero hay que cuidar de que éste se haga con tierras adecuadas que evacuen rápidamente el agua que a ellas llegue; de no ser así, hay peligro de que los ensanches del paseo constituyan depósitos de agua que pueden aumentar, por capilaridad, el agua del cuerpo del terraplén disminuyendo su resistencia (fig. 32-1).

El asiento del cimiento del terraplén por carga excesiva se presenta cuan-

do el terreno natural es fangoso, o en zonas de marismas; puede obligar a excavar este cimiento malo sustituyéndolo por uno adecuado.

La existencia de un terraplén construido con tierras de malas características (caso A-4) análogo al caso A-1. La mayor parte de las tierras pueden consolidarse, pero habrá que hacerlo en forma debida, reconstruyendo completamente el terraplén; pero consolidar un terraplén con tierras malas es caro, y habrá que ver si compensa más reconstruirlo con material conveniente.

Los taludes de pendiente excesiva habrá que corregirlos; pero el recrecer un talud es caro y no sencillo; la consolidación de las tongadas, cada vez más estrechas, es costosa y difícil; hay el peligro enunciado al tratar del caso A-2.

La erosión de los taludes puede corregirse por plantaciones realizadas en ellos; a veces puede ser solución la construcción de una cuneta próxima a la arista que evite que las aguas del pavimento discurran por el talud, erosionándolo.

Hay ciertos tipos de roca, gneis, pizarras principalmente, que se meteorizan; el pedraplén cambia totalmente de características resistentes; es el mismo caso que A-4. Problema difícil, cuya solución, la mayor parte de las veces, obligará a una reconstrucción del pedraplén para lograr la adecuada consolidación, o bien habrá que recurrir en caso extremo a la sustitución del material.

Los defectos en los tramos en desmonte son fundamentalmente defectos de drenaje B 1-3-4; son graves y hacen muchas veces más inestables los desmontes que los terraplenes; la falta de drenaje destruye el firme por falta de resistencia del cimiento y por desplazamiento por el agua del betún de la capa de rodadura. Remedios, construir el drenaje necesario (capítulo XIII); los drenes laterales profundos son fáciles de establecer, pero hay que tener en cuenta que es muy difícil evacuar el agua de un suelo arcilloso con L.L. alto; no confiar, por tanto, en que se ha saneado la explanada simplemente por la construcción de los drenes laterales; si la arcilla tenía agua excesiva, ésta tardará mucho tiempo, tal vez años, en evacuarse a los drenes, estando cubierta por las distintas capas del firme; no contar, por tanto, si hay que reforzar el firme más que con la resistencia de la arcilla con la proporción de humedad que tenga; otra cosa es expuesto a error.

En taludes muy fuertes, cuya erosión ciega las cunetas disminuyendo o incluso anulando su eficacia (fig. 32-2), es conveniente aumentar el talud del desmonte; la labor es menos expuesta a fracasos que la corrección del talud de un terraplén, pero es cara y lenta.

Los corrimientos en los desmontes pueden ser debidos a taludes excesivos o a condiciones geológicas del suelo, entre las cuales hay que considerar siempre la posible existencia de agua en los planos de deslizamiento; sólo el estudio detenido de cada caso puede dar la solución al problema. En este aspecto, es muy aleccionador el caso recogido en las figuras 32-3 y 32-4; la explanada de la carretera, perfectamente consolidada, fue levantada por el corrimiento del talud. En la figura 32-5 puede verse un trazado a media ladera, cuyo talud de desmonte, totalmente inapropiado, ha llegado a desbordar el muro

de pie; el talud en terraplén, de valor inadecuado por la naturaleza del terreno, se corrió en forma que amenazaba con cortar la carretera (fig. 32-6). En los casos reseñados la solución tiene que ser definitiva, taludes de desmonte y terraplén, de acuerdo con la naturaleza del terreno.

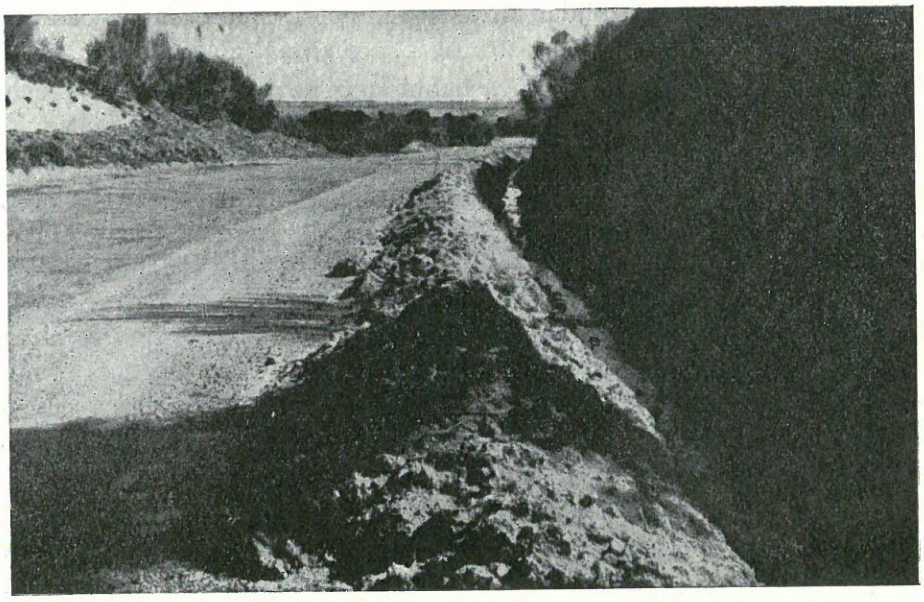
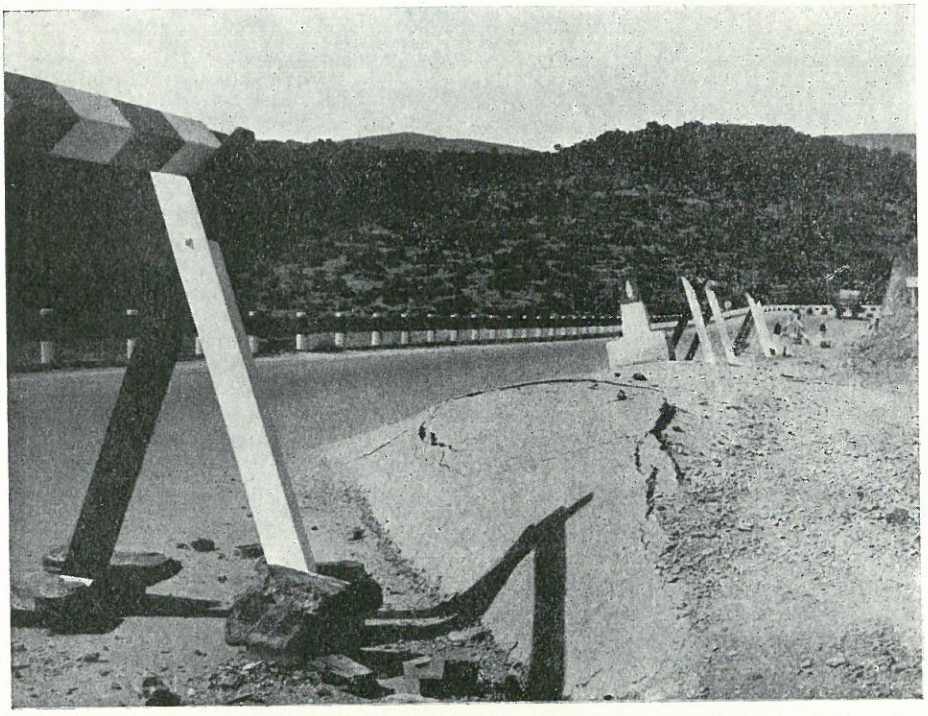


Fig. 32.2.—El talud del desmonte es excesivo; los desprendimientos que en él se producen atascan la cuneta; a pesar de la labor de limpieza, el agua queda detenida y acabará por reblandecer la base del firme. Aumentar el talud del desmonte es imprescindible.

La falta de drenaje es causa de la destrucción del firme. La figura 32-7 es un ejemplo de que se preciso atacar el mal en su origen. El drenaje superficial hay que cuidarlo con esmero, dando al firme las pendientes precisas y evitando construir sumideros poco eficaces. Las figuras 32-8, 32-9 y 32-10, son ejemplos claros de lo que no se debe hacer. La figura 32-11 — una carretera falta de drenaje superficial — hace que el firme se vaya destruyendo rápidamente. El arcén o paseo es importantísimo se conserve con la pendiente adecuada para asegurar la evacuación del agua que, si no puede hacerlo, contaminará la base del firme; este defecto (fig. 32-12), muy corriente, puede producir graves daños.

32.3. Los pavimentos. — Con obras de tierra que reúnen las adecuadas condiciones, puede fallar el firme por: *a*) no tener las condiciones adecuadas de resistencia para el tráfico que ha de soportar, y *b*) por defectos de proyecto o construcción.

El problema, en uno u otro caso, tiene la solución del refuerzo de acuerdo con los criterios que se estudian en los epígrafes siguientes; solamente en ca-



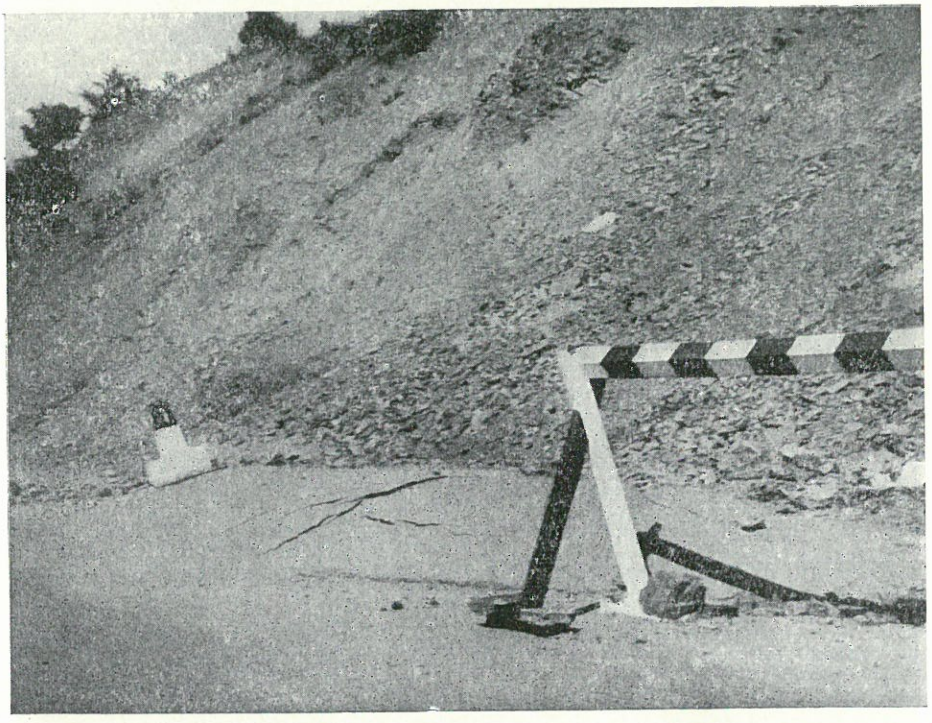


Fig. 32.3 y 32.4. — Carretera a media ladera en terreno de esquistos; el terraplén estaba perfectamente consolidado, por eso no se movió al producirse el corrimiento del talud en desmonte; éste tuvo que romper *levantando* el firme.

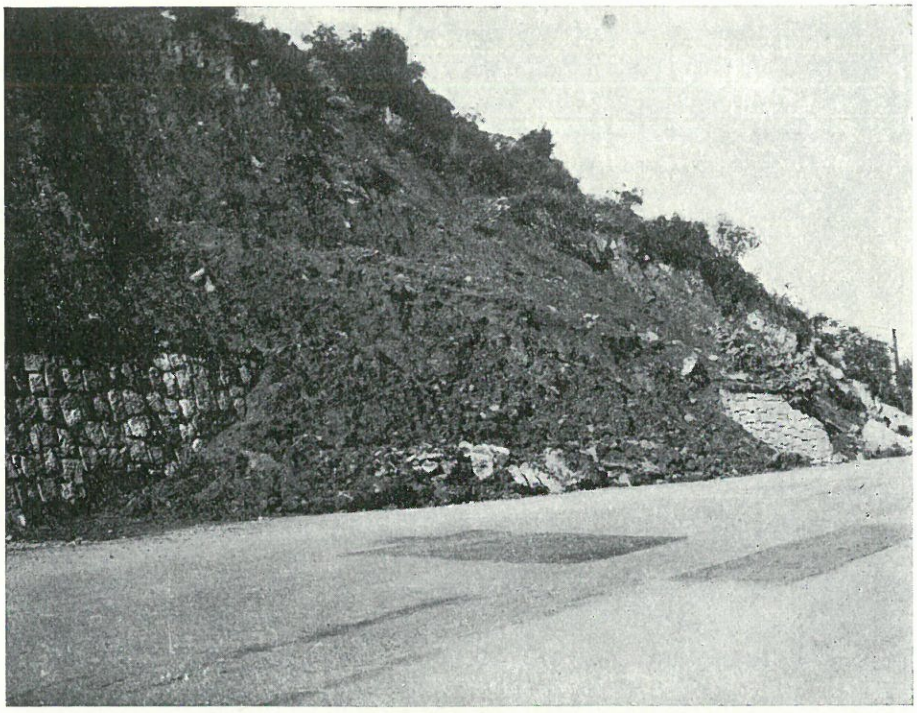


Fig. 32.5.—La ladera se corre desbordando incluso el muro de pie del talud; la falta de pendiente de éste en su construcción fue un grave error ahora difícil y costoso de reparar.

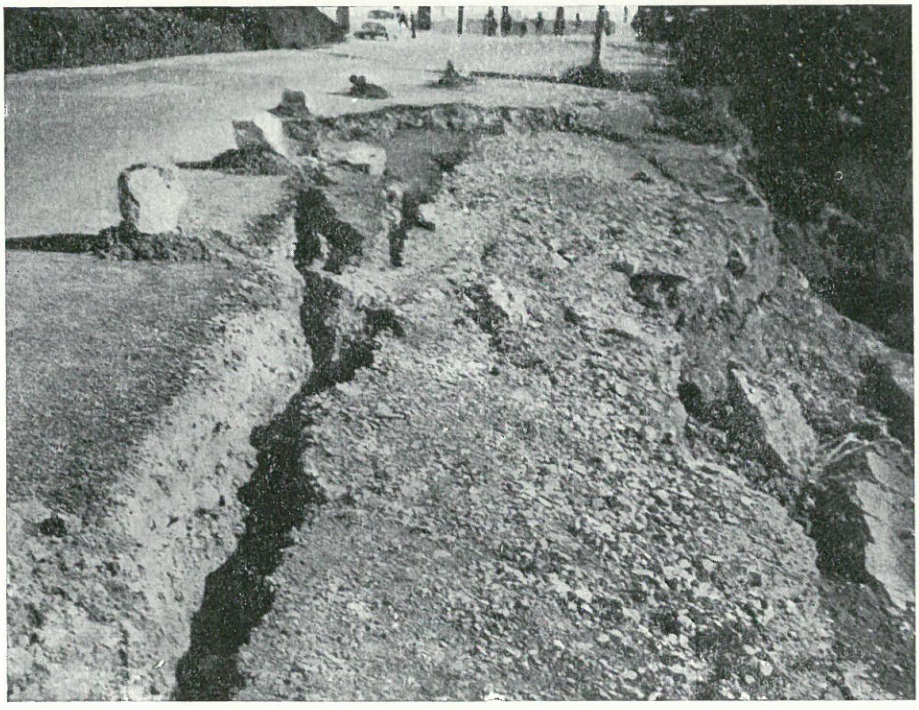


Fig. 32.6.—Corrimientos del terraplén en la misma carretera, falto del talud preciso dada la naturaleza del terreno.

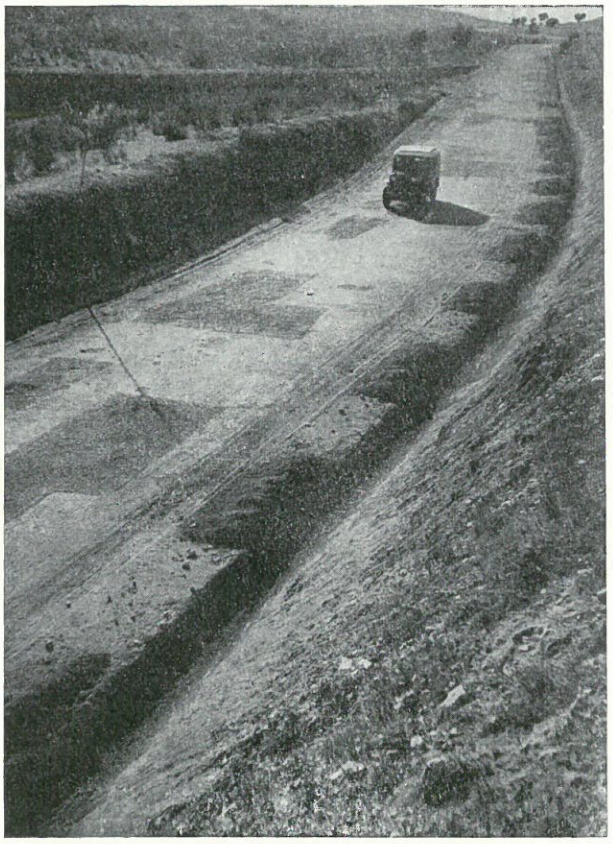


Fig. 32.7.—Trinchera sin drenaje; desprendimientos de los taludes ciegan la cuneta y aumentan el mal. El terraplén está mal consolidado. Los blandones reparados se reprodujeron al poco tiempo. Sólo un buen drenaje superficial y profundo y la debida consolidación del terraplén puede dar un pavimento estable.



Fig. 32.8.—Es imprescindible cuidar la rasante y proyectar adecuadamente el desagüe superficial para que esto no se produzca; será el origen de la ruina del firme.

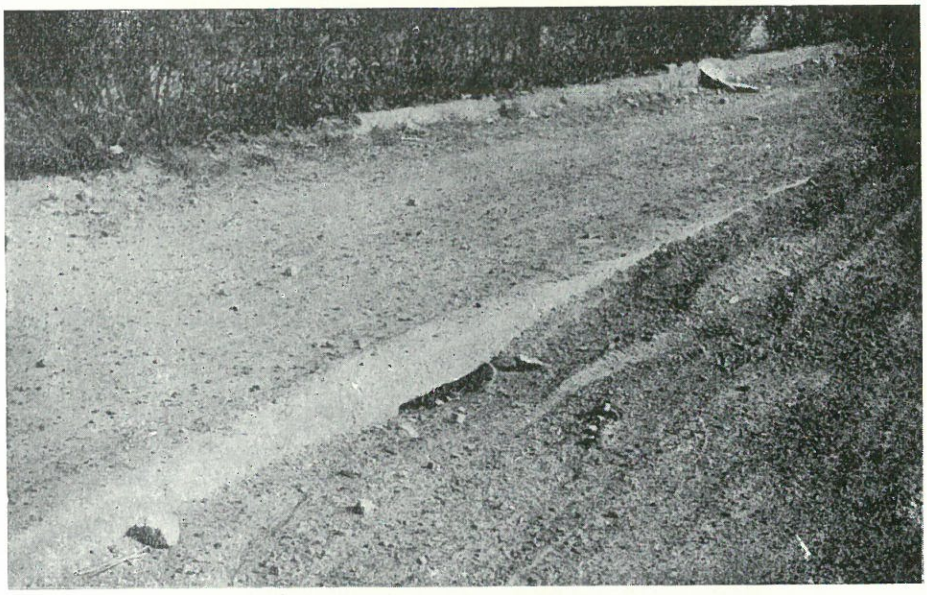


Fig. 32.9.—La boca del sumidero mal colocada e insuficiente queda prácticamente cegada después de una lluvia fuerte. Resultado, el que puede verse en la fotografía; el firme de esta carretera de seis vías se mantiene mal por falta de drenaje.

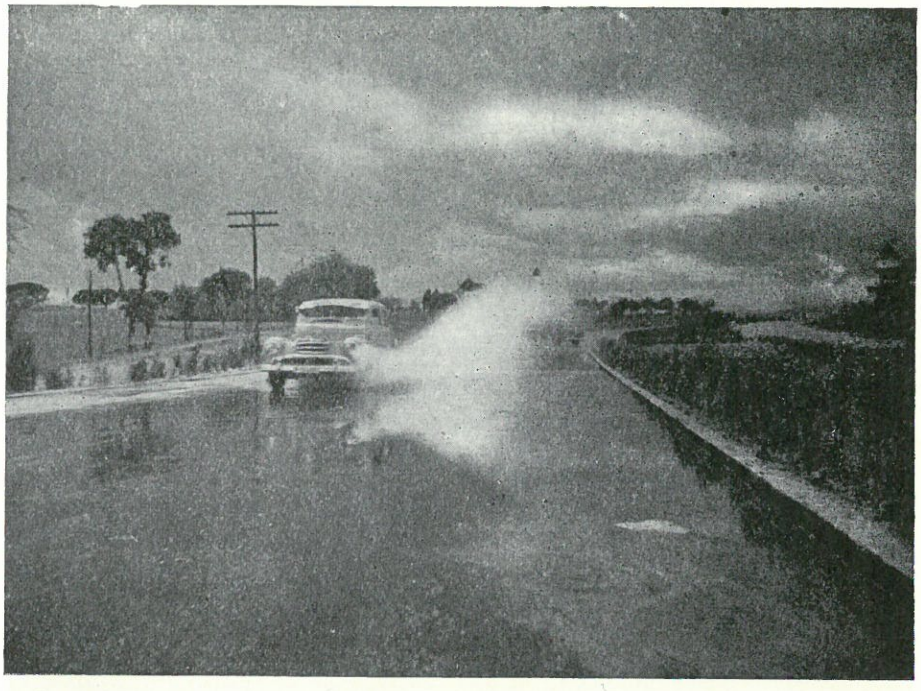


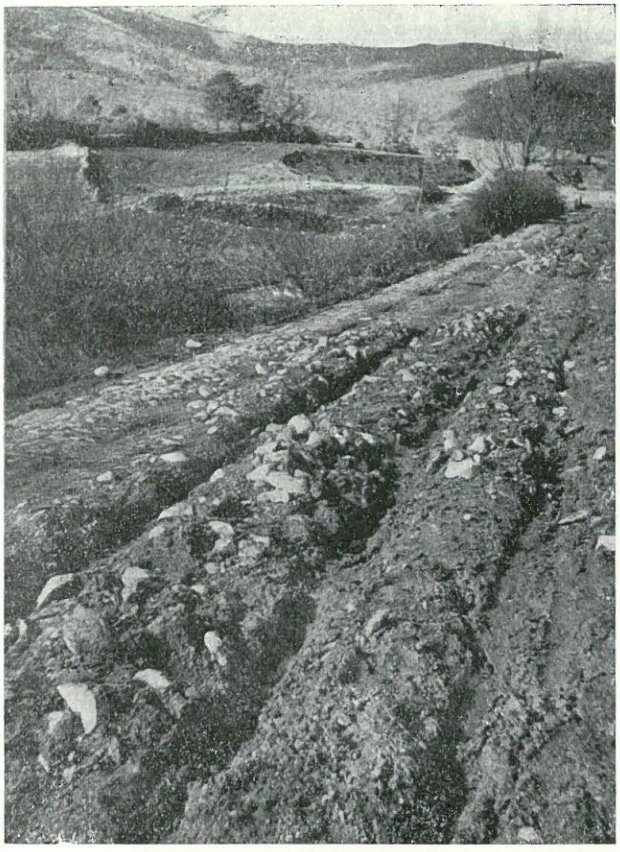
Figura 32.10.



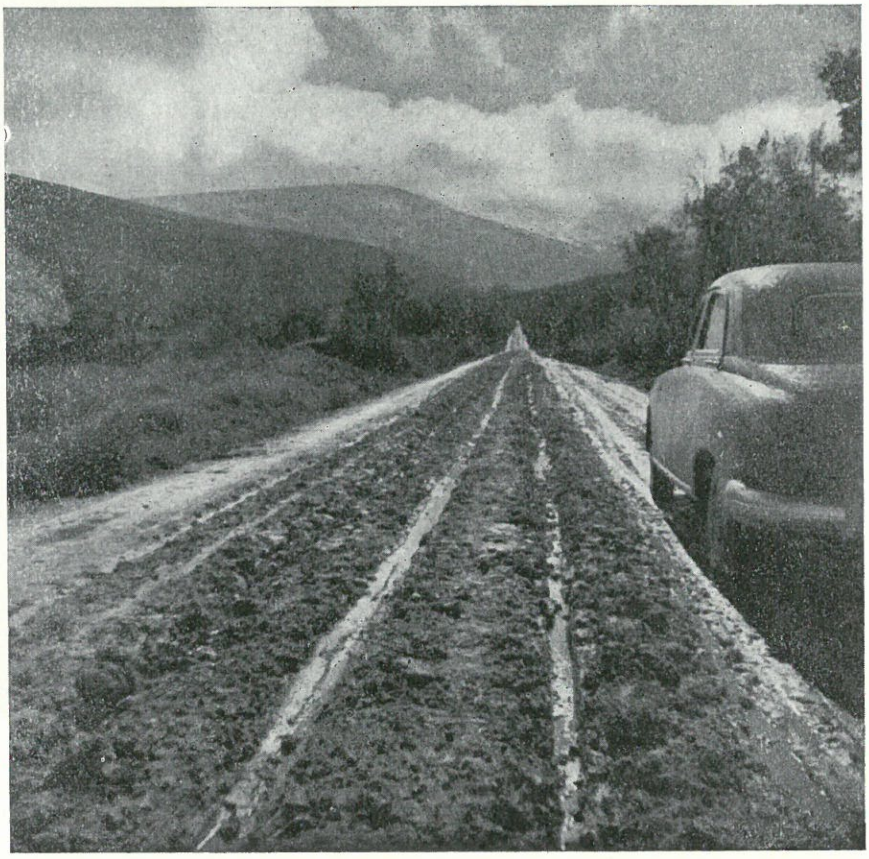
Fig. 32.11.—El firme se destruirá en muy poco tiempo, si no se resuelve el problema del drenaje superficial.

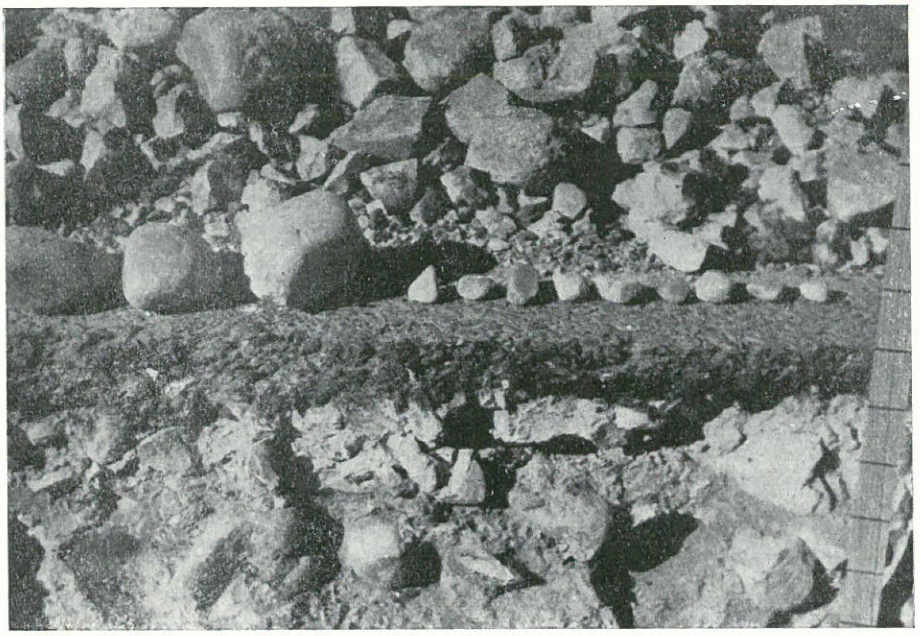


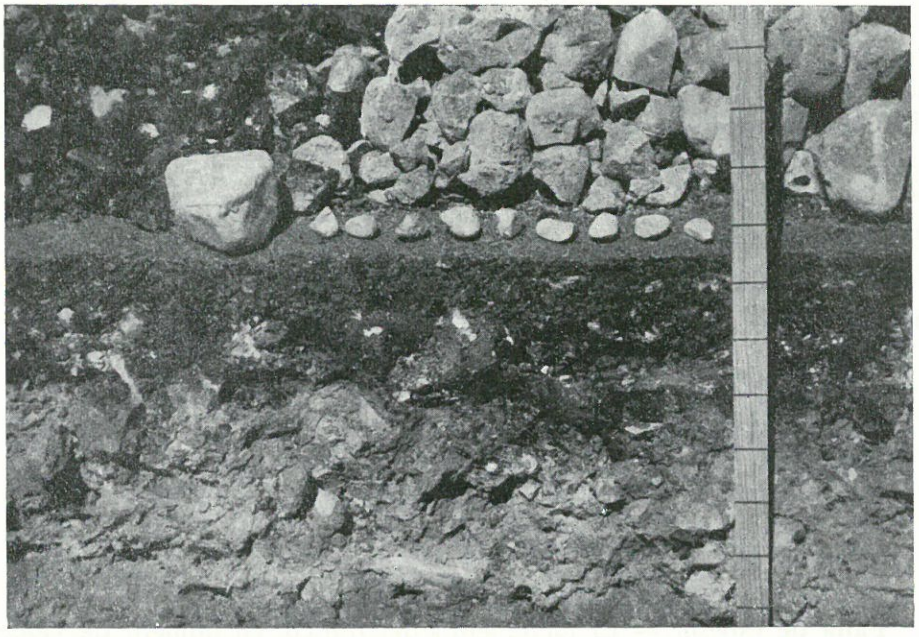
Fig. 32.12.—El paseo o arcén debe conservarse adecuadamente para asegurar una evacuación eficaz del agua superficial. Esto no sucede aquí, como puede comprobarse por la sombra del jalón. Un firme excelente se destrozará por exceso de humedad de la base contaminada por capilaridad desde el paseo.



Figs. 32.13 y 32.14.—Contaminación del firme por la arcilla de la explanada.







Figs. 32.15 y 32.16.—La capa de hormigón asfáltico, primitivamente de 4 cm. de espesor, quedó reducida a menos de 2 por contaminación del firme por la arcilla de la base; el mal vino agravado por el empleo de árido silíceo, no machacado en forma debida.

sos de graves defectos de proyecto o construcción, no será aprovechable lo existente; entre éstos se encuentra la falta de capa anticontaminante. El suelo de la explanada sube a través del firme y la piedra del macadam queda rodeada por la arcilla de la explanada; desaparece la resistencia del firme; este error, gravísimo, obliga a levantar el firme existente aprovechando muy poco, a veces nada, del material existente; un ejemplo de este defecto es el recogido en las figuras 32-13 y 32-14; una vieja carretera de montaña que resistió muchos años de servicio con cargas ligeras, se estropeó totalmente al aparecer las actuales; la falta de drenaje y de capa anticontaminante hizo que subiera la arcilla de la explanada, destrozándose completamente el pavimento; sustituir el viejo firme por uno construido en las debidas condiciones, fue la única solución posible.

Un efecto similar es el producido por un macadam con exceso de recebo de mala calidad, arcilloso; el firme se deforma por la acción combinada del tráfico y el agua; la solución de recuperación de la piedra del macadam para reconstuir uno, técnicamente aceptable, es en la mayoría de los casos difícil y generalmente antieconómico; el mal se agudiza si la piedra no tiene la forma adecuada, canto rodado, que no se machacó debidamente. En las figuras 32-15 y 32-16 puede verse la reducción de espesor de la capa de aglomerado asfáltico, inicialmente de 4 cm., por la contaminación por la arcilla de recebo de la base mal construida con canto rodado silíceo, no debidamente machacado. No hay refuerzo posible del firme; solamente una reconstrucción total puede ofrecer la seguridad debida.

Pero frente a casos extremos como los anteriormente citados, donde la falta de cumplimiento de condiciones básicas impone la reconstrucción total del firme, especialmente en firmes flexibles, existen muchos casos en los cuales es posible la reparación del error si se acude a tiempo; el firme, aprovechando adecuadamente lo existente, puede quedar, con apreciable economía, en perfectas condiciones de rodadura y resistencia. La inversión puede resultar económicamente rentable.

Las deficiencias que pueden existir en el pavimento se clasifican en cuatro grandes grupos:

a) Falta de espesor: común a firmes rígidos y flexibles.

b) Errores en la calidad o proporrción del ligante, en firmes flexibles.

c) Errores en la mezcla del proyecto.

d) Agrietamiento de firmes rígidos.

32.4. Falta de espesor. — El incremento del tráfico, en número de vehículos y sus cargas, puede producir la ruina del firme si, a tiempo, no se refuerza convenientemente. Del dimensionamiento del refuerzo se trata en los epígrafes siguientes; el problema es suficientemente claro y la solución segura, si la obra

de tierra sobre la que se asienta es estable, por sus taludes tiene el drenaje debido y existe, si es precisa, la capa anticontaminante adecuada.

En el problema de refuerzo de firmes, como en todos los problemas de conservación, hay que proceder con rapidez; el que hoy es suficiente y, por tanto, eficaz, puede ser escaso si se tarda unos meses en aplicarlo; los firmes se deterioran muy rápidamente y disminuye, por tanto, su resistencia una vez iniciado el mal. La lentitud de los trámites administrativos, en muchos casos, hace que la reparación precisa sea más costosa que lo que en principio se proyectó.

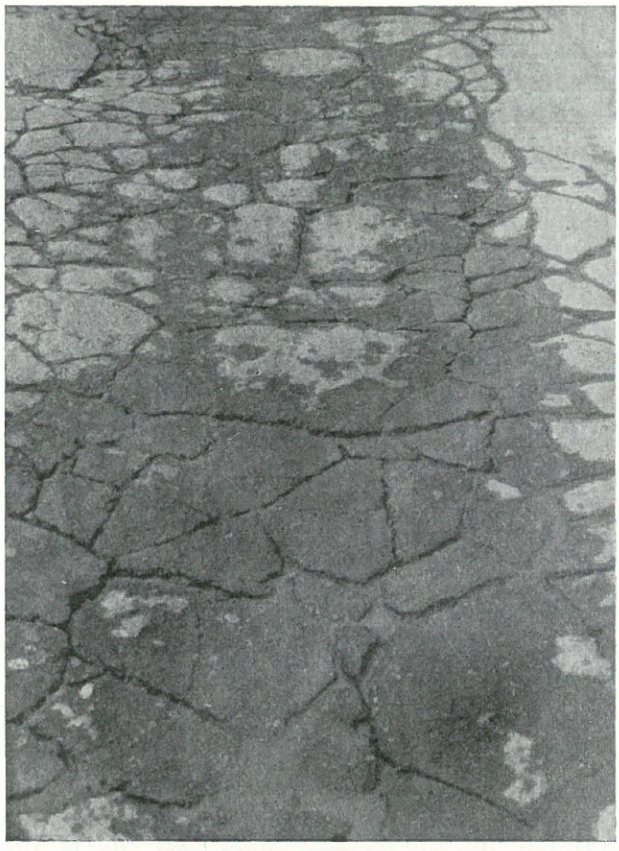
El aspecto exterior de un firme falto de espesor es el que se aprecia en las figuras 32-17 y 32-18; puede inducir a confusión el aspecto exterior de un pavimento agrietado por defectos del ligante, o de su proporción, con el de falta de espesor; pero aunque el agrietamiento es similar en el firme falto de espesor, se acusan los asientos con bastante claridad. El refuerzo de firmes rígidos se suele realizar con una capa de firme flexible; reforzar un firme rígido con otro de la misma clase no es, en la práctica posible; la capa de refuerzo se agrietará y no unirá al firme viejo.

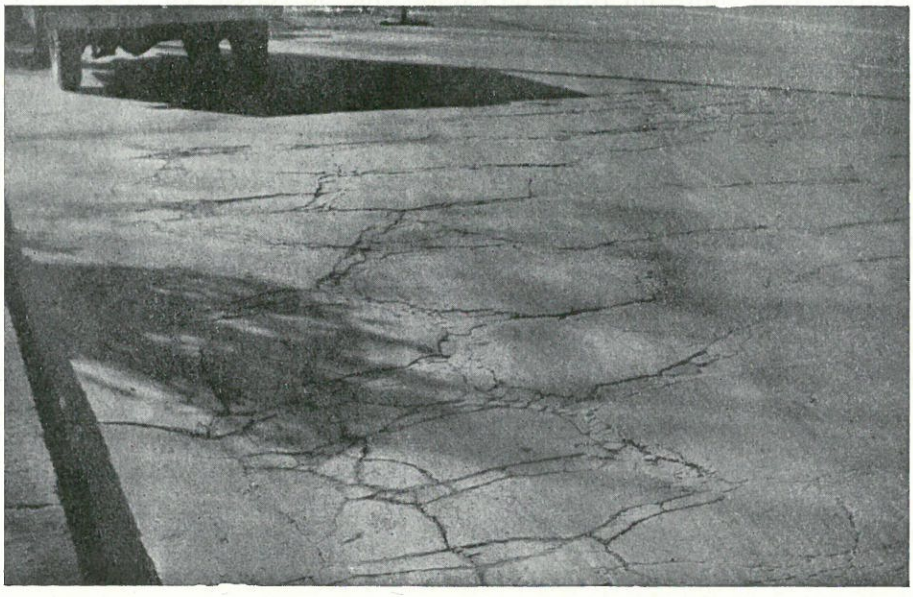
Pero aún este refuerzo, que es el normalmente empleado, tiene graves dificultades si no se adoptan las debidas precauciones, pues las grietas de la base rígida se acusan en la capa superficial de refuerzo (fig. 32-19), y el agua, penetrando por las grietas y sin salida fácil por la base rígida, destroza en poco tiempo la capa superficial de refuerzo por desplazamiento del betún. Hay que seguir las siguientes directrices: *a*) será preciso primeramente rellenar las grietas del firme rígido; en el caso extremo, pero real, de la figura 32-20 nada conseguiríamos si sobre un firme en estado que se refleja en la fotografía se pretende extender una capa de aglomerado; las grietas de la base se reflejarán en la capa de rodadura y la duración de ésta será efímera; habrá que empezar por rellenar cuidadosamente con mortero asfáltico o betún-filler las grietas del firme rígido y luego, sobre él, extender una capa de aglomerado abierto de suficiente espesor para que sea capaz de absorber los movimientos de la base rígida. Cuando no se hizo así, la capa de rodadura de hormigón asfáltico se cuartea acusando los defectos del cimiento rígido (fig. 32-21). En la reconstrucción de las autopistas alemanas se tropezaron con dificultades graves, lo que aconsejó, en último extremo, llegar a cuartear las viejas losas, con una dimensión máxima de 30 cm., para que, una vez debidamente apisonadas, constituyesen el cimiento del firme flexible. En EE. UU. se ha llegado a soluciones satisfactorias con refuerzos de espesor mínimo, determinado por la fórmula:

$$h_r = \sqrt{h^2 - C\,h_e};$$

en la cual:

h = espesor necesario de losa;
h_e = espesor existente de losa;
h_r = espesor del refuerzo preciso.





Figs. 32.17 y 32.18.—Agrietamiento claro debido a falta de resistencia del firme; los asientos pueden percibirse perfectamente.

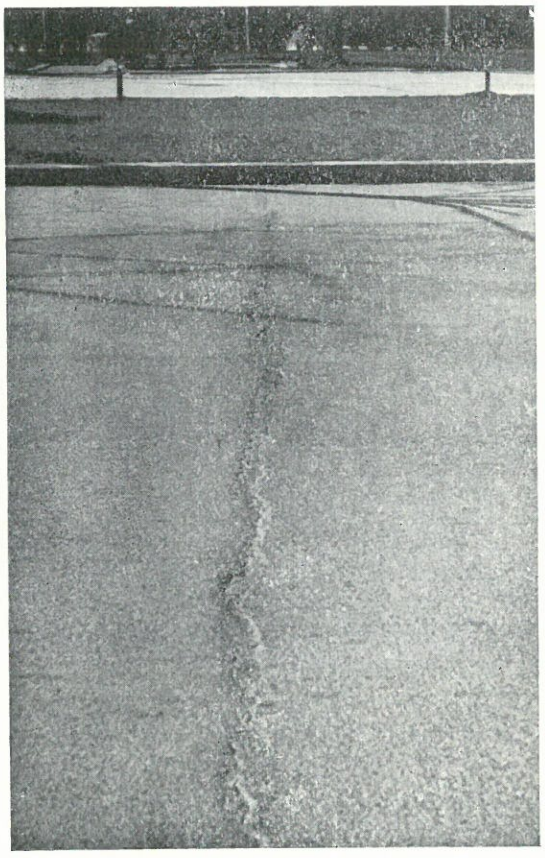


Fig. 32.19.—Sobre la capa de hormigón asfáltico cerrado se acusa de manera clara la grieta del hormigón hidráulico de cimiento; para evitarlo falta capa intermedia del debido espesor.

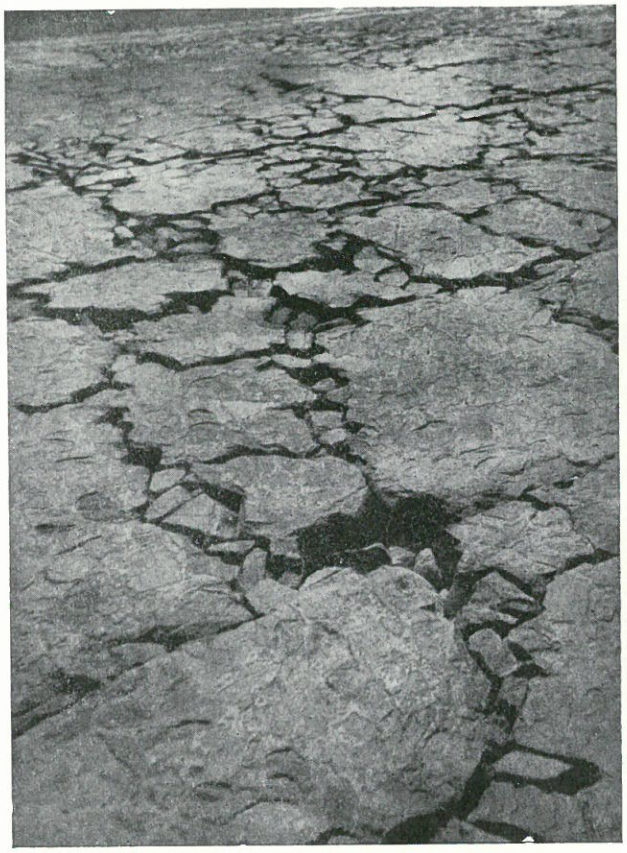


Fig. 32.20.—Firme de hormigón blindado completamente agrietado. Es preciso rellenar cuidadosamente las grietas y sobre el firme viejo extender un aglomerado asfáltico abierto del suficiente espesor que sirva de base a la capa de rodadura.



Fig. 32.21.—Cubrir un firme rígido con uno asfáltico de poco espesor es inútil; los efectos del cimiento se acusan al poco tiempo en la capa de rodadura.

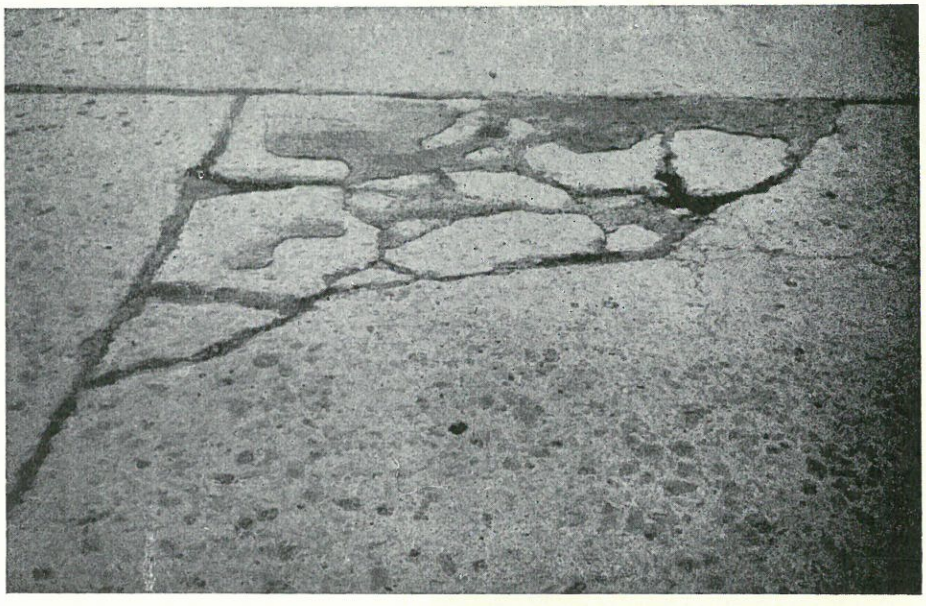


Fig. 32.22.—Rotura clásica de firme rígido por falta de espesor: grietas de esquina.

Esta fórmula ha sido corregida empíricamente por la Cement Portland Ass. y el Corps of Engineers, llegando a:

$$h_r = \sqrt{h^{1,87} - C\,h^2_e};$$

C es una constante que depende del estado del hormigón y que vale:

$C = 1{,}00$, firme en buenas condiciones.

$C = 0{,}75$, cuando el firme tiene grietas iniciadas en las juntas y las esquinas (figura 32-22).

$C = 0{,}35$, cuando el firme está muy agrietado y roto (fig. 32-23).

32.5. Firmes flexibles. Errores en la calidad o proporción del ligante. — Si la proporción de ligantes es excesiva o su penetración muy elevada, las fuerzas tangenciales del tráfico podrán producir desplazamientos horizontales de la masa que se ondulará y deformará; este efecto es especialmente apreciable en las paradas de los autobuses urbanos. El arreglo es complicado y difícil de proyectar; es peor que sobre que falte ligante; un firme con falta de ligante o con ligante envejecido (fig. 32-24) puede regenerarse por un doble tratamiento superficial cuya primera aplicación con betún fluido rellene las grietas del firme y, la segunda, con viscosidad mayor, reconstruya la capa de rodadura, impermeabilizando el firme (fig. 32-25); a estos efectos son muy útiles los tratamientos con lechadas bituminosas con alta proporción de "filler" "schlämme" y las capas de pequeño espesor, 1 a 1,5 cm. de aglomerados finos, tipo mortero (figuras 32-26 y 32-27). La puntada a tiempo es utilísima en la conservación de los firmes bituminosos; los pequeños desconchones (fig. 32-28) si se corrigen a tiempo no tienen importancia; si se dejan, son origen de la ruina del firme.

32.6. Refuerzo de firmes. — El problema tiene una importancia muy grande. Hay que utilizar al máximo lo que económicamente sea posible de la red; es prácticamente irrealizable hacer todo nuevo, en primer término por una razón de orden económico, y, en segundo lugar, porque hay que mantener en condiciones de explotación la red, lo cual obliga a que toda ella sea transitable; las soluciones definitivas exigen tiempo para su estudio y realización; mientras a un tramo determinado le llega la hora de su modernización, para que quede en perfecto estado en planta y sección, ha de mantenerse, "reforzándolo" en perfectas condiciones para que pueda esperar, sirviendo adecuadamente al tráfico.

El examen de cada caso y su estudio de detalle nos dirá hasta dónde hemos de llegar y lo que habrá o no aprovechable en el tramo a estudiar. Si no hay causas fundamentales que obliguen a una reconstrucción a fondo y es problema de refuerzo del firme, el problema se simplifica. Una serie de calicatas en las cuales se pueda determinar la calidad del suelo y de las distintas capas de base, nos podrá fijar exactamente cuál será el refuerzo preciso; máxime si completamos este estudio con ensayos de C.B.R. *in situ* o en laborato-

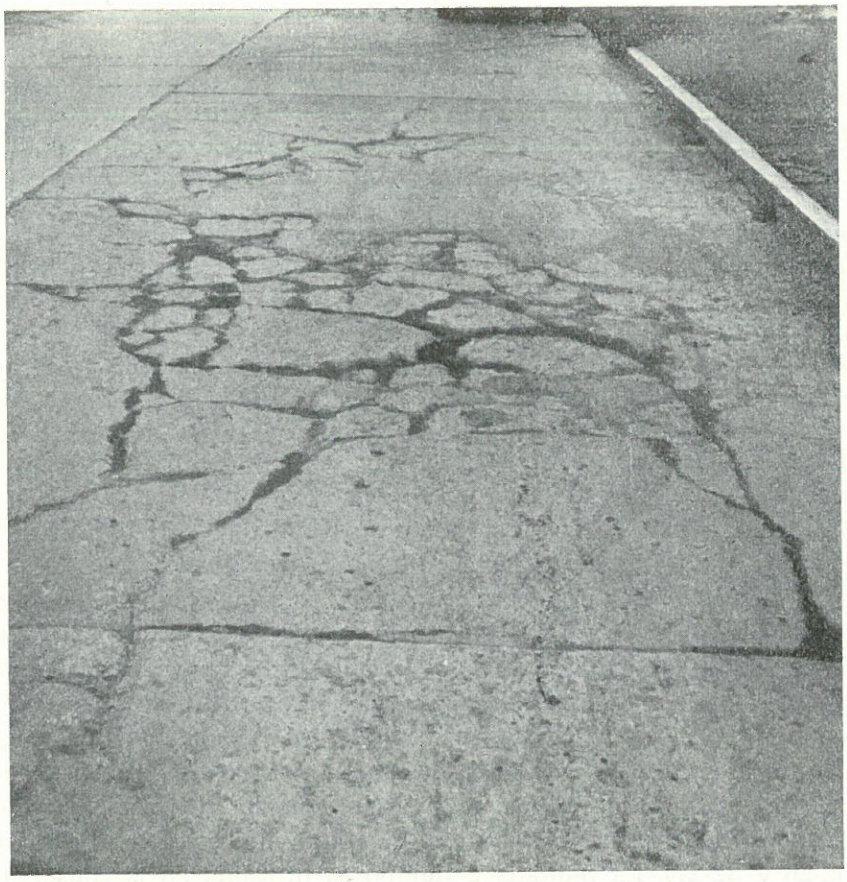


Fig. 32.23.—Falta absoluta de espesor, agrietamiento total de la losa de firme rígido; por tratarse de zona urbana donde un fuerte recrecimiento del firme es imposible, la única solución es levantar todo el firme reconstruyéndole en su totalidad.

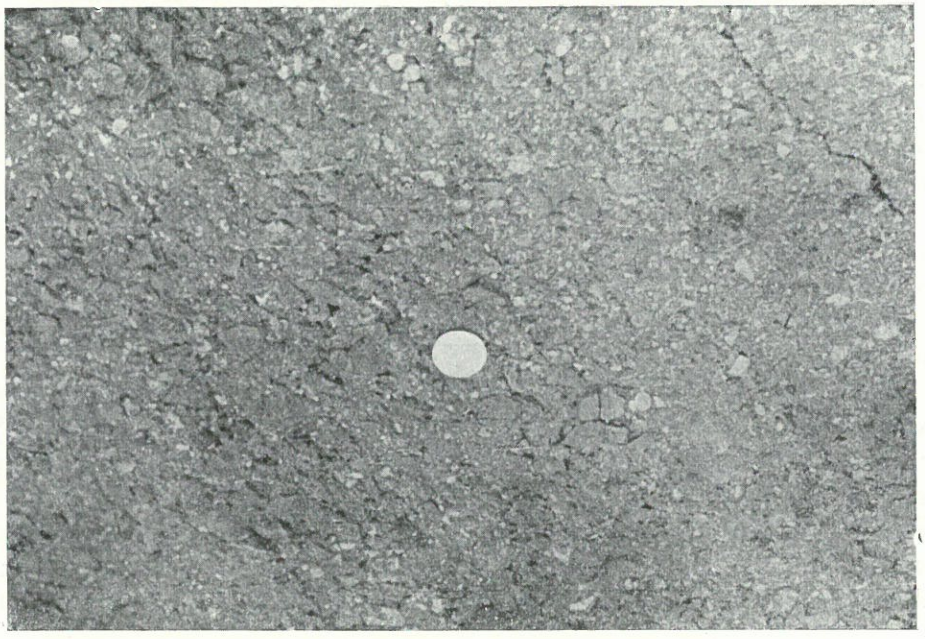


Fig. 32.24.—Firme bituminoso falto de ligante o con ligante envejecido.

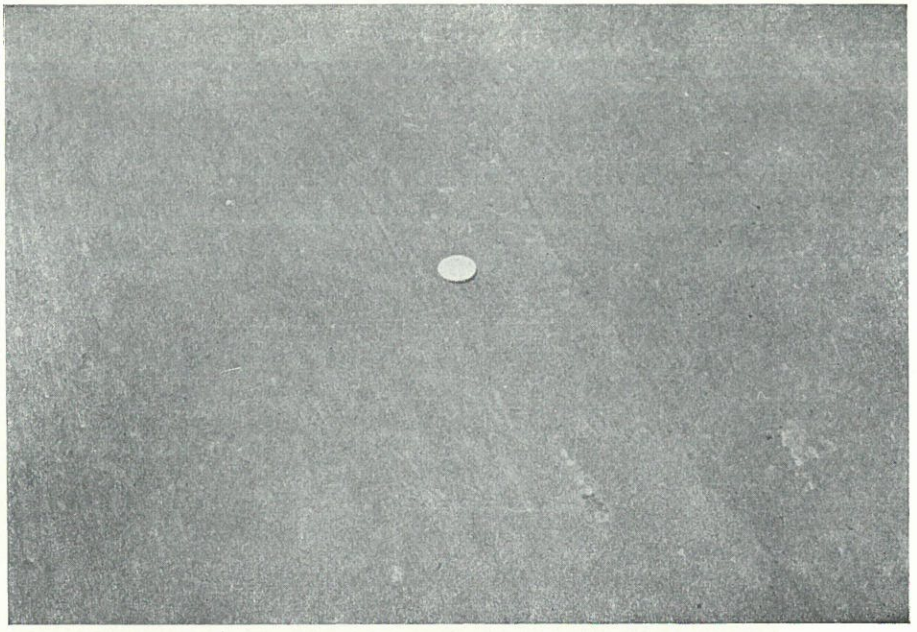


Fig. 32.25.—El firme de la figura 32.24 regenerado por un doble tratamiento superficial.

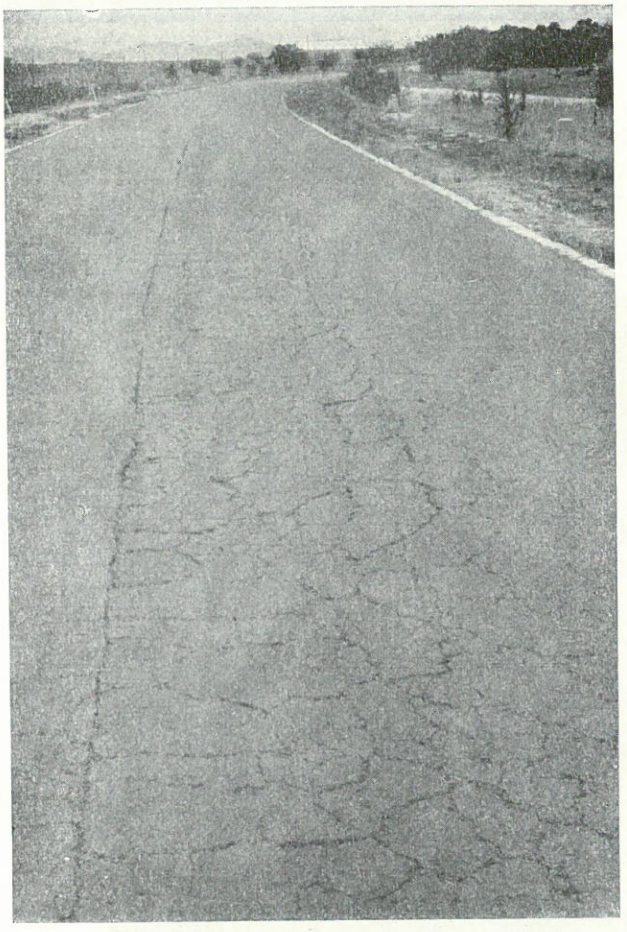


Fig. 32.26.—La mitad derecha de la carretera muestra un agrietamiento clásico del hormigón asfáltico por falta de betún; el defecto fue corregido con éxito con un tratamiento superficial doble de betún-caucho, cuyo aspecto terminado puede verse en la mitad izquierda del firme.

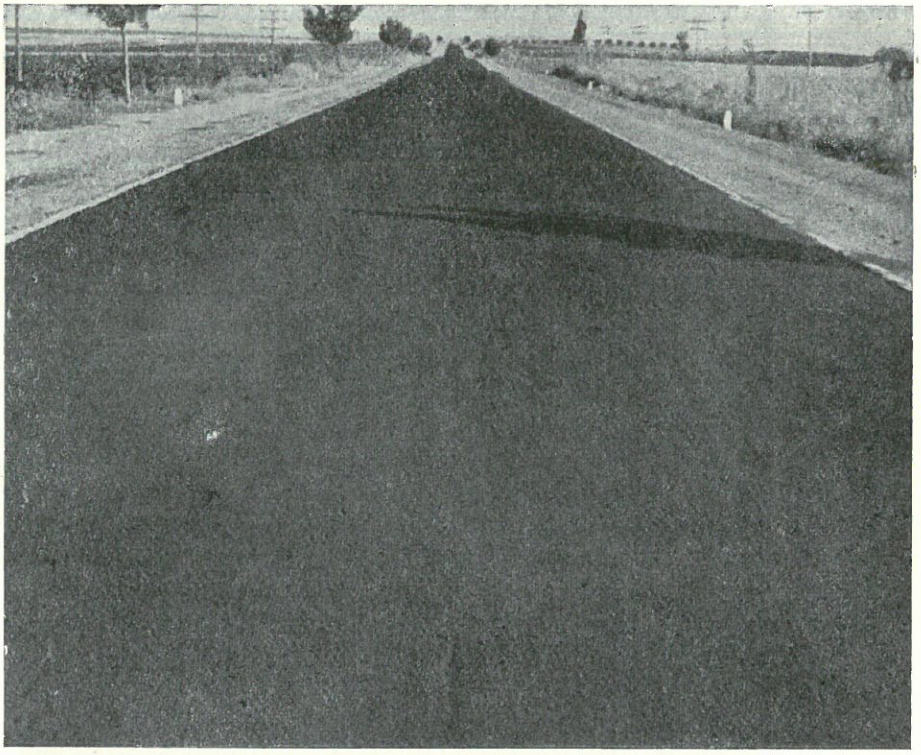


Fig. 32.27.—Hormigón asfáltico pobre en betún; un tratamiento superficial con betún-filler dejó la superficie unida e impermeable.

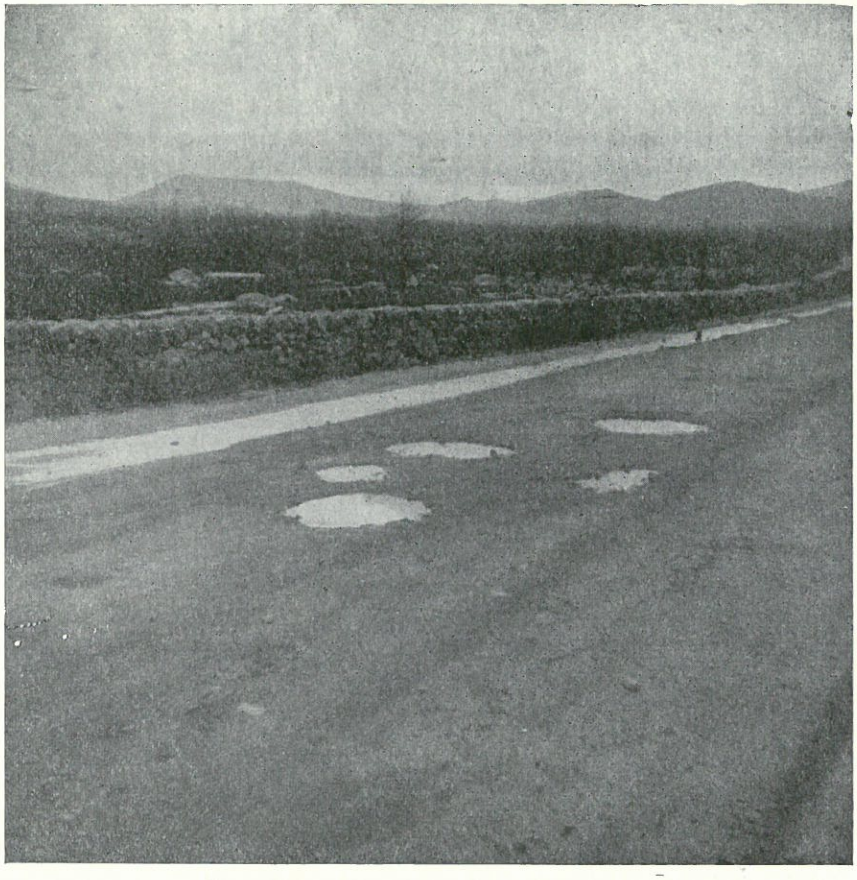


Fig. 32.28.—La puntada a tiempo es imprescindible; de no acudir rápidamente, la acción combinada del tráfico y el agua destruiría totalmente el firme.

rio, o bien ensayos de capacidad de carga con placa, tanto del firme como del suelo. Pero no hay que olvidar que los ensayos de C.B.R. *in situ* y placa de carga será necesario realizarlos en los meses de máxima humedad en el suelo, normalmente marzo y abril, en España. El ensayo del C.B.R. en laboratorio tiene ventajas indiscutibles, pero exige tiempo. Proceder en esta forma obliga a efectuar calicatas cada 200 m. como máximo, y en cada una de ellas los ensayos enumerados para el suelo y el firme. Es evidente que si lo hacemos así podremos tener en cada punto las dimensiones de firme que necesitamos y por diferencia con las existentes se podrá encontrar lo que se precisa con una exactitud suficiente. Este método es caro y lento, parece lógicamente conveniente limitarlo a zonas donde sea imprescindible. Hay que emplear un procedimiento rápido, que nos dé los perfiles de resistencia del camino, perfiles que nos marcarán el refuerzo general preciso y las zonas peligrosas del tramo estudiado donde será necesario detenerse con un estudio más a fondo. No se ha llegado todavía a este método ideal, pero hoy día existen dos procedimientos, el primero, bastante experimentado, y el segundo, en sus comienzos; estos métodos son la viga Benkelmann y la auscultación dinámica del firme. El primero puede utilizarse como auscultación de una carretera para su clasificación en tramos homogéneos, en cada uno de los cuales se adopta una solución distinta de refuerzo o construcción de un nuevo firme, y proceder en cada uno al estudio de dichas soluciones utilizando otros métodos. También se puede partir para el cálculo directo del refuerzo, con una aproximación aceptable, de la auscultación con viga Benkelmann. El segundo, la auscultación dinámica, está en sus comienzos. Pero ofrece para el porvenir, tal vez, posibilidades grandes.

32.7. Viga Benkelmann. — Consideraciones generales. — El interés que tiene la magnitud de las deformaciones que experimentan los firmes bajo la acción del tráfico, ha conducido a la puesta a punto y uso creciente de diversos métodos de apreciación por medida directa de la magnitud de dichas deformaciones con aparatos de muy diversas características, agrupados en la denominación común de deflectómetros.

Estos deflectómetros pueden clasificarse en dos grandes grupos: los de superficie y los ideados para apreciar las deformaciones en profundidad.

Entre los primeros merece destacarse, por su bajo costo y sencillez de manejo, la viga Benkelmann, ideada por el ingeniero americano Benkelmann, especialista en pavimentos flexibles del Bureau of Public Roads, para su utilización en la pista de ensayos WASHO, en Idaho (EE. UU.).

Consiste la viga Benkelmann, en esencia (fig. 32-29), en una palanca de primer grado con brazos AB y BC, en los que aproximadamente se cumple que $BC = 2 \times AB$.

El extremo C apoya en el pavimento, en el punto cuya deflexión o deformación — que definiremos como "el descenso transitorio y vertical de pavimento por la acción exterior (peso del vehículo)" — queremos medir.

En A va montado un indicador. Al producirse la deflexión o descenso C C' el punto A sube a A' y el indicador nos permite apreciar el valor A A' del que se deduce el C C'.

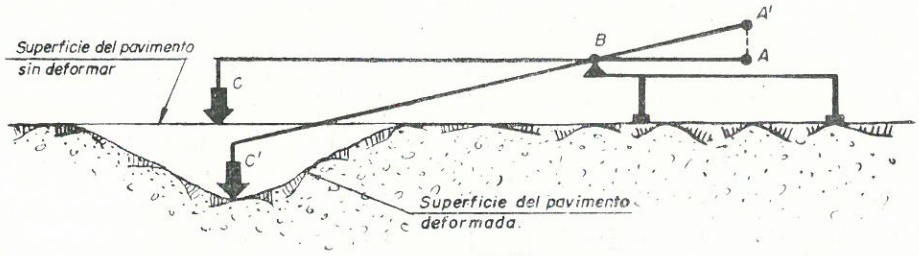


Figura 32.29.

La figura 32-30 es un croquis detallado de los dispositivos fundamentales de la viga, y en la figura 32-31 se recogen las características de la viga Benkelmann utilizada por la California Highways Division.

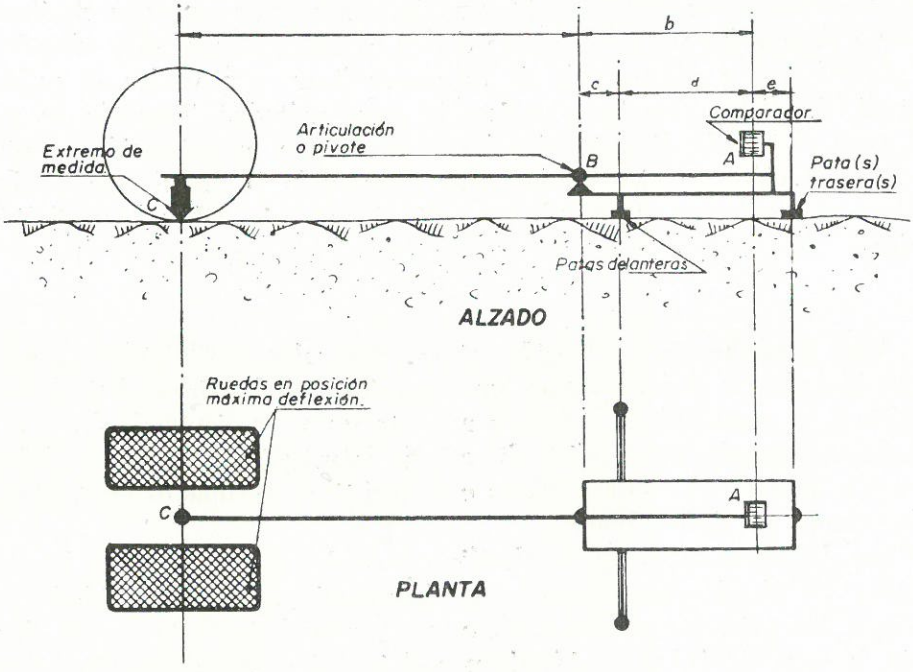


Figura 32.30.

Las figuras 32-32 y 32-33 son fotografías de las dos vigas Benkelmann del Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, de Madrid.

Métodos operativos. — Se suele operar de dos formas distintas, que denominaremos de ensayo dinámico y de ensayo estático.

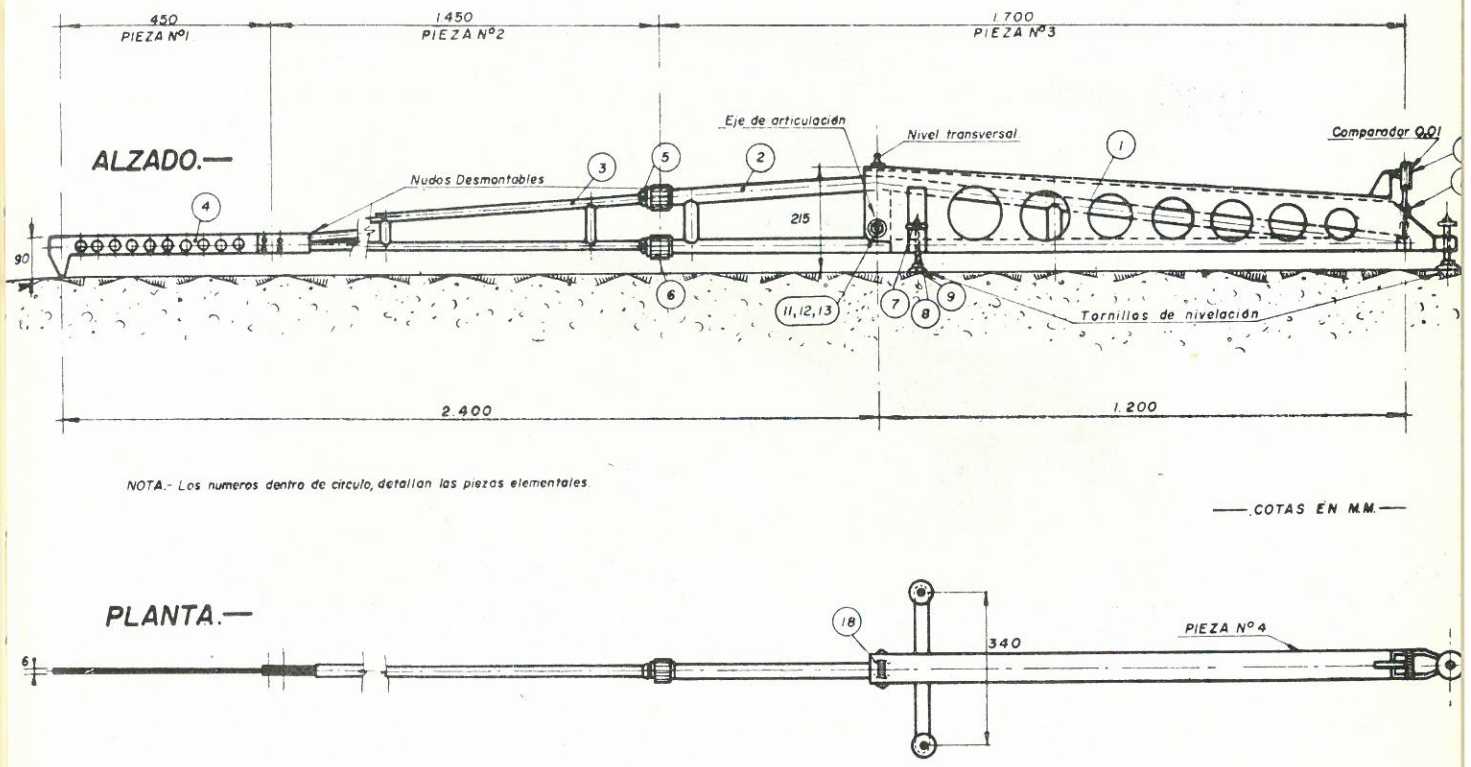


Figura 32.31.

Ensayo dinámico. — Se emplea para el ensayo un camión con la carga necesaria para conseguir el peso máximo por rueda que corresponda al tráfico supuesto. El camión deberá moverse a una velocidad de 3,2 Km./hora, aproximadamente, llamada velocidad de arrastre, y el eje trasero será de ruedas gemelas para que pueda quedar la regla entre ellas, según puede verse en la figura 32-34. Puede utilizarse un camión con peso distinto al máximo que se prevé y suponer proporcionalidad en las deformaciones; hipótesis solamente aproximada.

El ensayo se realiza de la siguiente forma:

Se coloca la regla entre las ruedas gemelas, paralela a la dirección de la marcha, de modo que el extremo *C* quede apoyado sobre el pavimento a una distancia de 1,20 m. de las ruedas, por delante de ellas.

Colocada la regla en esta posición, se anota la lectura del cuadrante. Se hace avanzar el camión hacia adelante a la velocidad de ensayo y se anota la máxima lectura del cuadrante, que corresponderá al paso de las ruedas por el punto *C*. Se registra, asimismo, la lectura del cuadrante cuando el camión se ha detenido con las ruedas apoyadas a suficiente distancia para que no se produzca deformación en el punto donde apoya el extremo *C*, lo que se aprecia

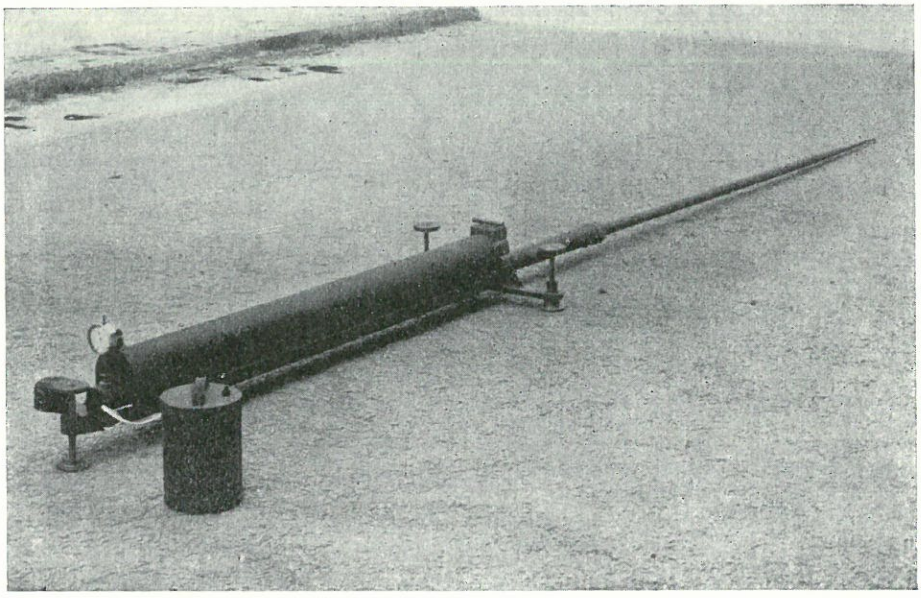


Figura 32.32.

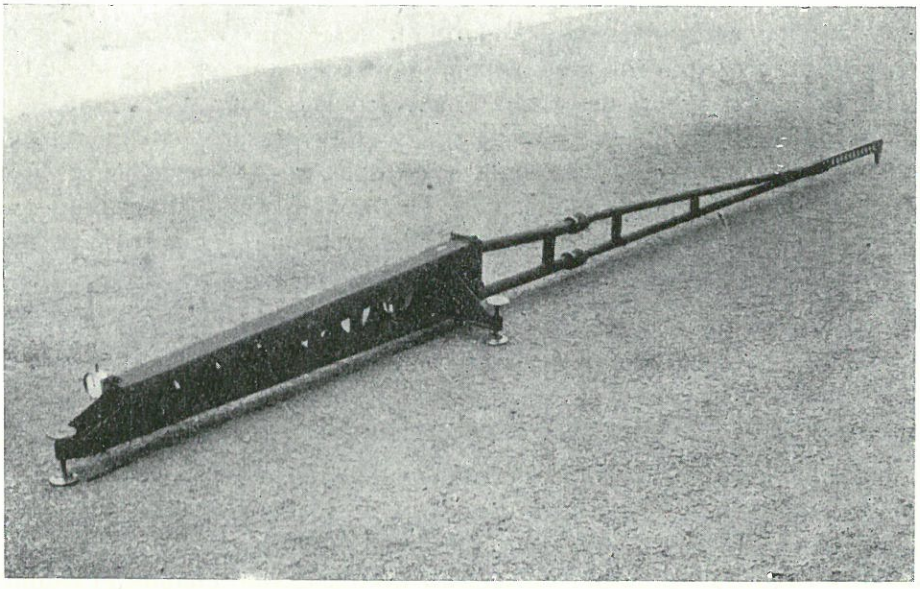


Figura 32.33.

porque queda inmóvil la aguja del cuadrante. Este ensayo permite medir la deflexión máxima instantánea y la deflexión residual.

La separación entre las ruedas gemelas está fijada por dos límites: *a*) un límite para que no tropiecen con la regla al marchar; *b*) un límite máximo para evitar que por una separación excesiva no se aprecie la deformación en el centro, que es donde apoya el punto *C*. La separación óptima entre ruedas puede ser de unos 10 ó 12 cm.

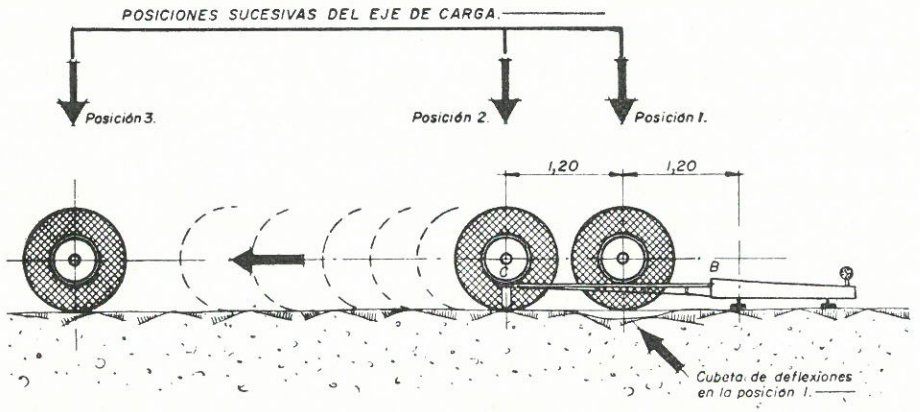


Figura 32.34.

Ensayo estático. — El ensayo estático se efectúa de la siguiente forma (figura 32-35):

a) Se coloca la viga con su extremo *C* apoyado en el punto cuya deformación se quiere apreciar.

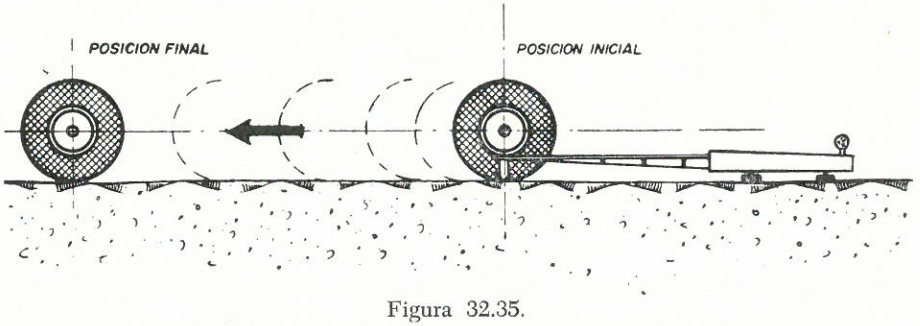


Figura 32.35.

b) Se nivela la viga con el nivel transversal, a la dirección principal, del que va provista.

c) Se coloca el indicador a 0.

d) Se hace ir marcha atrás al camión de ensayo hasta un punto tal, que el centro de las huellas de las ruedas gemelas sobrepase el extremo de la viga.

e) Se lee la máxima lectura del aparato (deflexión total).

f) Se hace salir al camión.

g) Se lee la deflexión residual cuando está suficientemente alejado.

h) Se resta la deflexión máxima o total de la residual y, de esta manera, se obtiene la deflexión elástica.

Es necesario que desde el principio hasta el final de la maniobra lleve el camión una marcha lo más uniforme, haciéndose la inversión de la marcha en el menor tiempo posible, para evitar un aumento de la deflexión residual.

Se ha discutido mucho respecto a la conveniencia de uno u otro método. El empleado en la pista WASHO fue el dinámico.

Los franceses utilizan el estático porque opinan que no hay seguridad con el dinámico de que, al situar las ruedas gemelas a 1,50 m. del punto de apoyo *C*, no se produzca deformación inicial que no podrá apreciarse. En el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo se utiliza este método.

Deformaciones admisibles. — Realmente es la forma de la curva de deformaciones y concretamente el radio de curvatura mínimo (fig. 32-36) el que influye en las tensiones máximas de tracción por flexión.

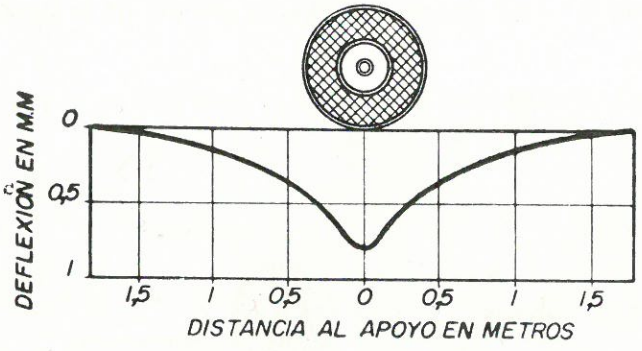


Figura 32.36.

Así, tratando de obtener un valor más representativo de la deformabilidad de la propia deformación, se utilizó en los ensayos WASHO el índice de curvatura o relación entre la deformación y la longitud de la cubeta de deformaciones. En la Unión Soviética consideran la deformación relativa o relación entre la deformación y el diámetro de la huella de la carga.

En Francia, donde las medidas de deformación se han extendido considerablemente, suelen hacer varias medidas para definir la cubeta y utilizan fórmulas simplificadas para el cálculo del radio de curvatura mínimo.

Cuando se conoce el radio de curvatura mínimo puede calcularse la carga de tracción del aglomerado por las fórmulas:

$$\sigma = \frac{E\,e}{2\,R} \text{ (viga);}$$

$$\sigma = \frac{E\,e}{R} \text{ (placa circular simétricamente deformada);}$$

donde:

σ = carga de trabajo;
E = módulo de elasticidad;
R = radio de curvatura mínimo;
e = espesor.

Los valores anteriores son los que teóricamente resultan para el caso de que la carga se transmita por medio de viga o placa; en realidad, el firme de hormigón asfáltico no actuará ni como una ni como otra, el valor que transmitirá al cimiento será, en la práctica, una media entre los dos.

Las tensiones dependen, pues, del radio de curvatura y para este fijo los espesores superiores disminuyen lógicamente las deformaciones, crece el radio de curvatura y tiende a disminuir la carga de trabajo. Concretamente está demostrado que al producirse efecto losa por aumento del espesor de la capa de rodadura, disminuyen claramente las deformaciones a igualdad de restantes condiciones en subsuelos y, además, capas del firme. Un gráfico de variación de la tensión a tracción con el espesor podría ser el de la figura 32-37.

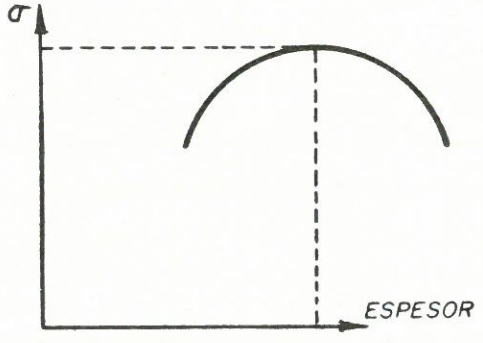


Figura 32.37.

Se comprende que las capas de hormigones asfálticos de espesor total de 30 cm. de tan coriente uso, y menores pueden ser particularmente sensibles al efecto de fatiga, por deformaciones repetidas sobre un cimiento deformable, ya que no tienen el espesor necesario para hacer disminuir la deformabilidad y son, por otra parte, mucho menos flexibles que los riegos, tratamientos superficiales. Este fenómeno de rotura fatiga, a causa de las deformaciones repeti-

das excesivas, se ha presentado con frecuencia, en hormigones asfálticos, en el extranjero, y lo hemos apreciado nosotros también en algunos tramos nacionales, ya que, cuando el firme estaba en buenas condiciones, se apreciaron principios de fisuración muy ligera, y las mediciones con la viga Benkelmann nos indicaron que la deformabilidad del conjunto era excesiva. Es necesario, por tanto, tener muy en cuenta la deformabilidad del conjunto antes de proceder a la extensión de estas capas de aglomerado de 3 ó 4 cm. Puede ocurrir que un riego superficial muy flexible pueda extenderse sobre un firme bastante deformable sin peligro alguno, mientras que, sobre el mismo firme, un revestimiento más rígido se fisure rápidamente.

A pesar de todo lo indicado, y por la sencillez de medida de la deflexión, se han llegado a fijar como una aproximación grosera deformaciones máximas admisibles en diversos tipos de revestimientos.

¿Cuáles son estas deformaciones máximas admisibles? Nuestra experiencia, en cuanto a cifras límites, es todavía poco extensa. La experiencia extranjera es la siguiente:

Ensayos WASHO. — Roturas por deformaciones del orden de 1 mm. en aglomerados asfálticos.

Mr. HVEEM propone, en primera aproximación, bajo ruedas de 7 Tn. y medidas estáticas, las siguientes:

TIPO DE REVESTIMIENTO	Espesor del revestimiento	Deformación máxima
Base tratada con cemento, capa superficial de hormigón asfáltico	15 cm.	0,3 mm.
Hormigón alfáltico	10 "	0,43 "
Aglomerado denso sobre base granular	7,5 "	0,5 "
Mezcla *in situ* o sobre base granular	2,5 "	0,9 "
Revestimiento superficial	1,5 "	1,3 "

Alemania. — Algunos ingenieros fijan 0,5 mm. para hormigones asfálticos.

Francia. — Las cifras facilitadas por el Ingeniero de Caminos, FRASCK, resumen de 10 000 medidas de deformación en el Departamento del Aisne, son las siguientes:

Tráfico diario pesado 15 % total	Revestimiento superficial Deformación $\frac{1}{100}$ mm.	Aglomerados densos Deformación $\frac{1}{100}$ mm.
300	140	80
300-1.500	90	70
1.500-5.000	60	60
5.000	50	50

EE. UU. — Para una carretera con tráfico intenso y pesado las deformaciones repetidas de 1 a 1,5 mm. en verano y de 0,5 a 0,7 mm. en otoño e invierno consideran pueden ser peligrosas.

Experiencias en Maryland. — Los estudios efectuados en el Estado de Maryland dan cifras de un 50 por 100 superiores a la tabla de Mr. HVEEM.

Vemos que todavía no se ha llegado a conclusiones definitivas; hay variaciones en las cifras límites admitidas, cosa lógica, ya que la variabilidad de las propiedades elásticas de los aglomerados de un determinado tipo puede ser muy grande y justificar las diferencias.

32.8. Dimensionamiento del refuerzo. — En algunos países se refuerzan antiguos firmes basándose en una auscultación efectuada en ellos con la viga Benkelmann; la Asociación de Organismos de Carreteras del Canadá utiliza el ábaco de la figura 32-38 con esta finalidad. Se fija una deflexión de proyecto que es la que debe tener el pavimento después de reforzarlo. Se determina la deflexión del pavimento en su estado actual y con el ábaco se obtiene el refuerzo de bases sin cohesión. En el caso de que se utilicen capas con cohesión se aplican los coeficientes de equivalencia usuales.

El método de la viga Benkelmann que hemos descrito es un sistema de medida de asientos debidos a la carga realizada en forma discontinua; se mide

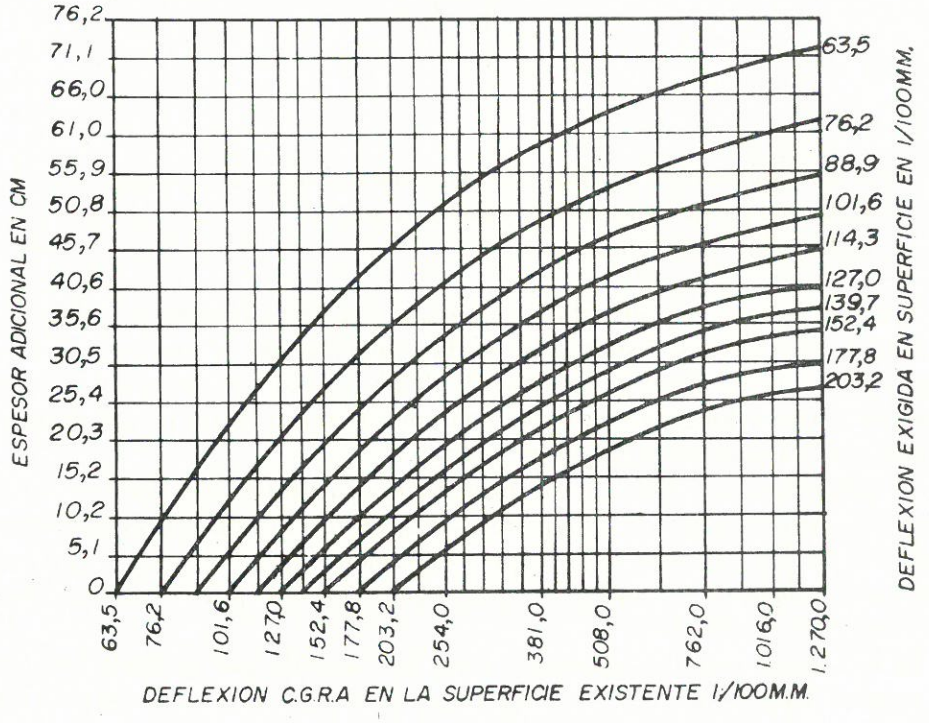


Figura 32.38.

los asientos del firme normalmente a una distancia de 100 m.; una carretera de 7 m. de ancho precisará medirse el asiento en las dos vías de circulación Harán falta, por tanto, 20 determinaciones por kilómetro; haciendo uso de las curvas canadienses, por ejemplo, se podrán fijar los refuerzos en cada punto y, una vez conocidos los mínimos, hacer un plan racional de reparación. Aquellas zonas en las cuales el asiento exceda de los límites normales exigirán un estudio detallado. Puede considerarse que la prospección con viga Benkelmann dará un rendimiento de 4 Km. por día. El estudio del refuerzo de las zonas especiales requeriría un tiempo dependiente de las condiciones particulares del caso.

32.9. Prospección por vibración.—Hace unos años se ha empezado a emplearse el método de prospección por vibración. Su fundamento es el siguiente: si por una fuente cualquiera producimos una serie de cargas instantáneas separadas un cierto tiempo, habremos producido en el firme indudablemente unas condiciones de trabajo similares a las cargas reales del tráfico. Si por un procedimiento electromagnético conseguimos medir las deformaciones del pavimento, podremos obtener el módulo de rigidez dinámica del suelo, relación entre la fuerza y la deformación.

Pero, además, la propagación de las ondas producidas en el firme tienen relación con la resistencia a esfuerzo cortante:

$$v = P\sqrt{\frac{T}{d}} \qquad [1]$$

donde:

P es un parámetro dependiente de las características de la onda;
T es el módulo de resistencia a esfuerzo cortante; y
d la densidad del pavimento.

Por otra parte, la profundidad afectada por las vibraciones (profundidad a través de la cual se transmiten las ondas) depende de la longitud de éstas y es aproximadamente igual a la mitad de dicha longitud. Si actuamos con vibraciones de distinta longitud de onda podremos determinar las características resistentes de las diferentes capas del firme.

El procedimiento está en sus principios; constituye, hoy por hoy, un procedimiento teóricamente de suficiente exactitud para estudiar el comportamiento resistente de las distintas capas que componen un firme, pero es complicado, para constituir un método rápido que permita prácticamente proyectar el refuerzo de los firmes.

Se han hecho estudios interesantes en este sentido por la Shell holandesa, que celebró hace unos años un simposio dedicado exclusivamente a este tema. En los ensayos realizados por esta organización el firme queda sometido a una

vibración sostenida, llegando a fuerzas hasta 4 Tn., que se ejercen con frecuencia de 8 a 60 ciclos segundo; se aplican por intermedio de una placa circular de 30 cm. de diámetro; en el pavimento, por un aparato electromagnético, se mide la deflexión y se obtiene el módulo de rigidez dinámica por la fórmula [1]. Produciendo vibraciones de distinta longitud de onda, el procedimiento se aplica a diferentes profundidades y, por tanto, a distintas capas del firme.

En el laboratorio de Colonia del Instituto Federal de Carreteras de Alemania Occidental el aparato empleado es un pulsador, en el cual los impulsos están producidos por dos masas excéntricas que giran en sentido inverso, lo cual da origen a una fuerza vibratoria armónica dirigida en sentido vertical, cuya amplitud crece con el cuadrado del número de revoluciones de las masas excéntricas. Se ensaya el comportamiento de distintos tipos de firmes en un foso construido al efecto, en el que se dispone de un completísimo dispositivo para estudiar teóricamente el fenómeno de transmisión de vibraciones a través de las distintas capas de un firme; es un dispositivo de laboratorio exclusivamente dedicado al estudio teórico del fenómeno.

Como hemos dicho, los procedimientos fundados en el sistema de vibraciones está en sus principios; hoy día es un método teóricamente suficiente perfecto para estudiar las características resistentes de un firme en sus diferentes capas, en un ensayo de laboratorio; en el futuro es posible que de este sistema surja la solución para obtener en forma práctica el perfil resistente de una carretera en sus diferentes capas, que permita proyectar rápidamente y con suficiente exactitud el refuerzo necesario.

CAPITULO XXXIII

SERVICIOS AUXILIARES DE LA CARRETERA

33.1. Las barreras, vallas u otros elementos de protección. — Tienen por objeto evitar que los vehículos, en caso de accidente o despiste, salgan del camino, logrando, a ser posible, vuelvan a entrar en su vía de circulación con el menor daño para sus ocupantes y mínimo riesgo para los otros vehículos que marchan por ella. La protección colocada en puntos donde el salir el vehículo del camino representa su caída a cota inferior de la rasante, evita gran número de accidentes; sirve de orientación y encauzamiento del tráfico, especialmente de noche; cuando el despiste se produce, disminuye la gravedad de sus consecuencias. Es creencia vulgar que la eficacia de las defensas es pequeña porque rara vez se ven destrozadas, y es un error, porque lo que ocurre es que por su acción, la mayoría de las veces, sin que casi se noten los efectos, rectifica la falsa dirección del vehículo, evitando el accidente (fig. 33-1). Las esta-

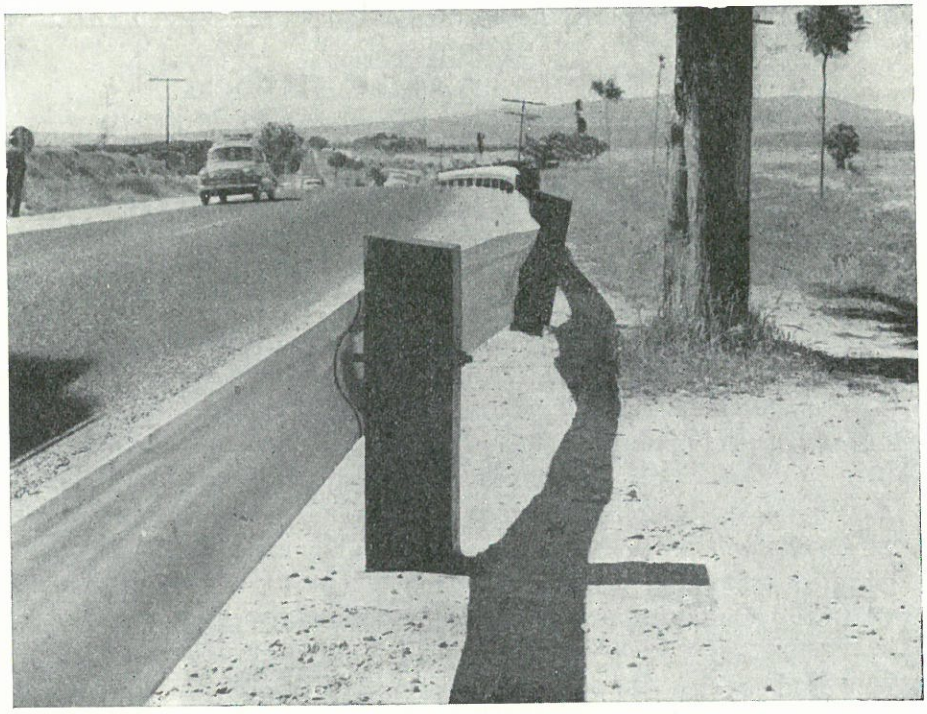


Fig. 33.1.—Obsérvese la deformación producida por el vehículo en la barrera metálica; de no existir ésta, se hubiera salido de la carretera; fue encauzado y sin daño.

dísticas prueban plenamente la gran eficacia de las defensas; el gasto de su establecimiento es ampliamente remunerador.

Disminuyen el número de accidentes porque:

1.° Aumentan la visibilidad de noche; estadísticas americanas muy minuciosas indican que, siendo la circulación nocturna solamente el 20 por 100 de la total, produce, en cambio, el 60 por 100 del conjunto de los accidentes; esto es debido a la falta de visibilidad, que impide que el conductor conozca la presencia del obstáculo con tiempo suficiente; las barreras bien establecidas y en su caso complementadas con elementos reflectantes aumentan considerablemente la visibilidad de noche, reduciendo el número de accidentes.

2.° En puntos de tráfico importante de peatones el arcén o acera debe ir por fuera de la valla, dando una seguridad total a aquéllos y al tráfico de vehículos, que pueden circular a velocidades más elevadas.

3.° Disminuyen la posibilidad de choques. En zonas peligrosas, por ejemplo, terraplenes altos, con arcenes estrechos, el conductor tiende a salir de su mano y marchar por el centro; por esta causa se producen gran número de accidentes, que se evitan con las vallas, pues el coche marcha más pegado a ellas y, por tanto, dentro de su vía, ya que instintivamente se da cuenta de la seguridad que estas defensas representan.

4.° En los accesos de los puentes una valla, dispuesta en la forma que en la figura 33-2 se señala, encauza el tráfico, evitando los accidentes, frecuentes cuando no existe.

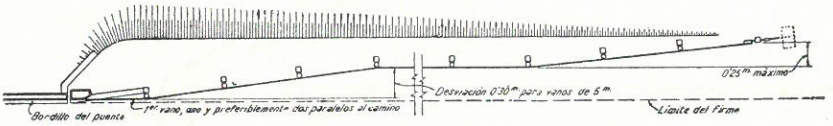


Figura 33.2.

5.° En curvas fuertes, donde la visibilidad es inferior a la que corresponde a la velocidad específica del camino, la valla costituye una protección eficaz: los signos de precaución ayudan a disminuir los accidentes, pero sus resultados no son comparables a los que se logran con ella; no ha de colocarse únicamente en la zona peligrosa; las estadísticas demuestran que los puntos de despiste en curvas cerradas son los más extraños; por ello es preciso que la valla se extienda a ambos lados de la zona peligrosa, achaflanando su entrada en la curva, aunque para ello haya que aumentar algo el ancho del terraplén (figuras 33-2 y 33-3); de noche, en las curvas, las vallas sirven, al iluminarlas los faros, eficazmente para guiar el tráfico; este efecto se mejora considerablemente si, en forma adecuada que dependerá del tipo de valla, se colocan en ella catafotes o bandas reflectantes que avisan con tiempo a los que vienen en dirección contraria.

La técnica de construcción de las vallas ha variado profundamente en los últimos años. Al principio se construían vallas o parapetos de gran resistencia y de elasticidad prácticamente nula que servían para detener al vehículo despistado; a este criterio respondían los antiguos malecones de piedra que aún pueden verse en antiguos trazados de montaña; pero con estos parapetos rígidos los daños que se producen en el coche suelen ser grandes; el vehículo queda

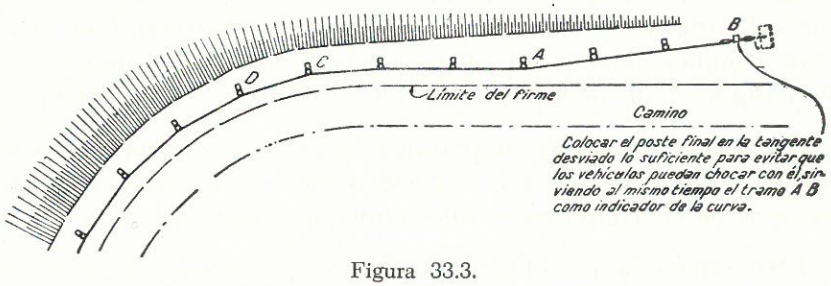


Figura 33.3.

detenido bruscamente y el riesgo de daño para los ocupantes es grave. Por eso, hoy prácticamente se va casi de modo exclusivo a las barreras denominadas flexibles; estas barreras se proyectan en forma tal, que se deforman por la acción del vehículo, lográndose así que la deceleración producida sea tolerable; por otra parte, si la deformación no es tal que se produce efecto de bolsa (figura 33-4), en cuyo caso el vehículo puede quedar colgado, la barrera *en-*

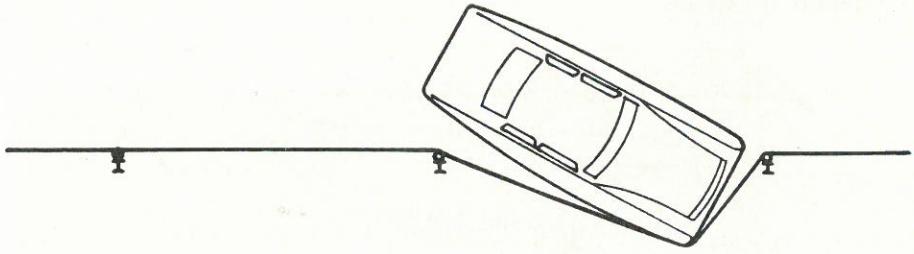


Figura 33.4.

cauza el coche, si el ángulo de incidencia no es superior a los 30°, como es normal que ocurra; el cambio de dirección del vehículo no es brusco y es posible que entre otra vez en su vía de circulación sin peligro para el resto del tráfico.

Como se trata de que el vehículo resbale a lo largo de la barrera, la altura del elemento resistente, que hoy casi exclusivamente se construye en Europa de chapa de acero galvanizado u hormigón, es normalmente de unos 500 a 600 mm.; el cable, como elemento resistente, que se emplea bastante en Estados Unidos y en Europa algo en Holanda, cambia de longitud con las condiciones climatológicas y es preciso tensarlo con frecuencia; además, el efecto de guía que produce de noche y en días de niebla es mucho menor que en la barrera de chapa u hormigón porque los cables son menos visibles.

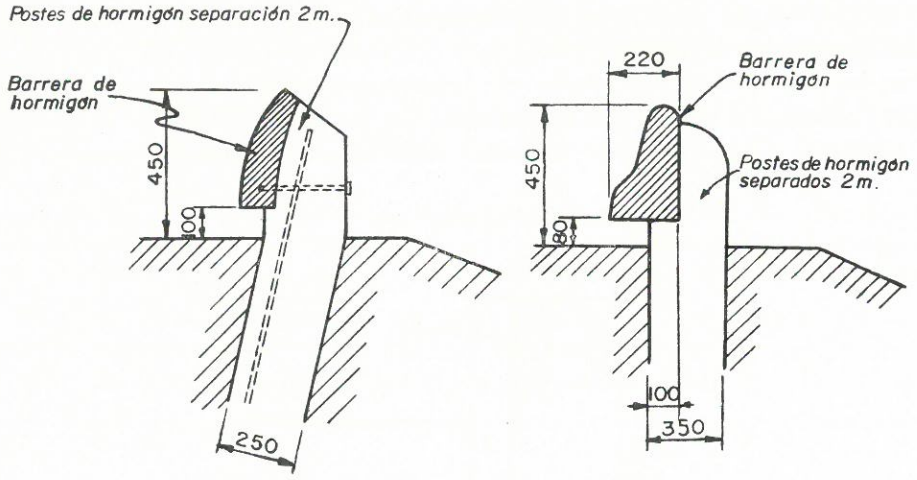


Fig. 33.5.—Barreras de hormigón.

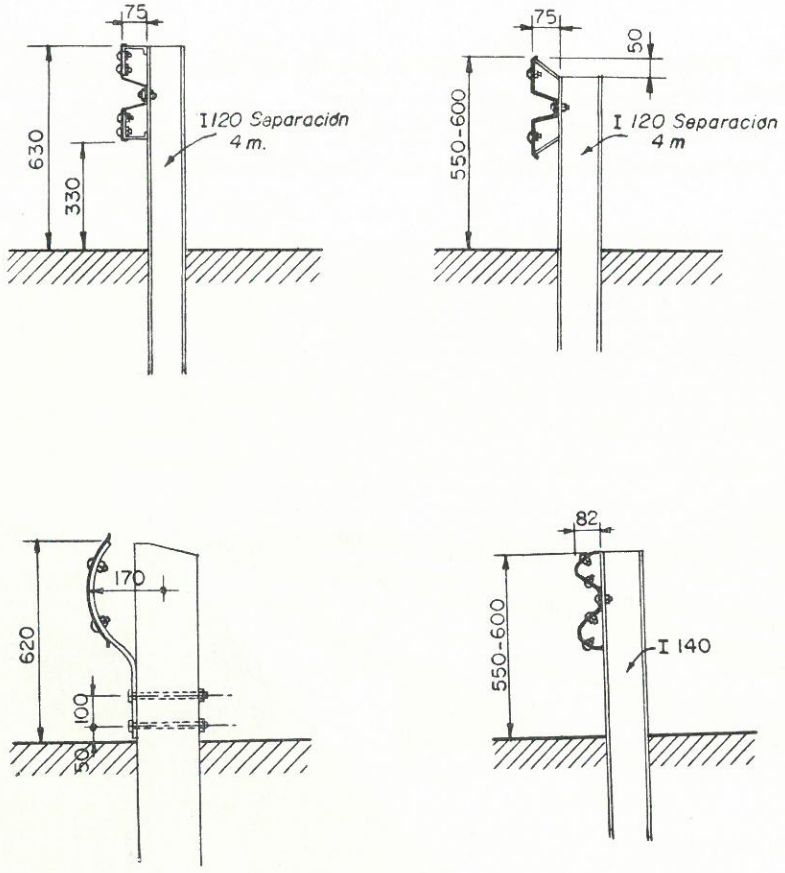


Fig. 33.6.—Barreras de chapa.

Los perfiles de hormigón, más normalmente usados en Europa, son los que se recogen en la figura 33-5.

En las barreras en las cuales el elemento resistente es el acero, éste puede tener diversas formas, que se recogen en la figura 33-6. En el perfil alemán, el acero rebasa el poste; ello no tiene objeto resistente, sino que úni-

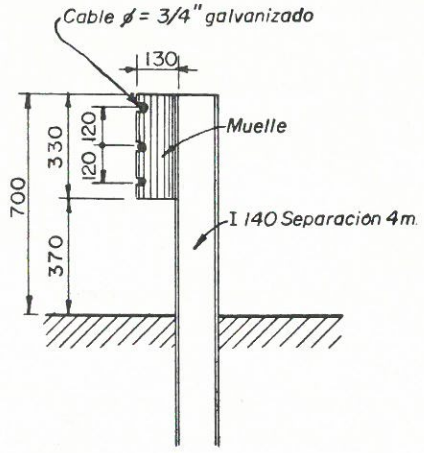


Fig. 33.7.—Barrera de cable.

camente se pretende poder hacer una puesta en obra más correcta, alineando muy exactamente por la arista superior.

Para dar más elasticidad a la barrera, se pensó en unir a los postes el elemento resistente por medio de un elemento elástico (figs. 33-7 y 33-8).

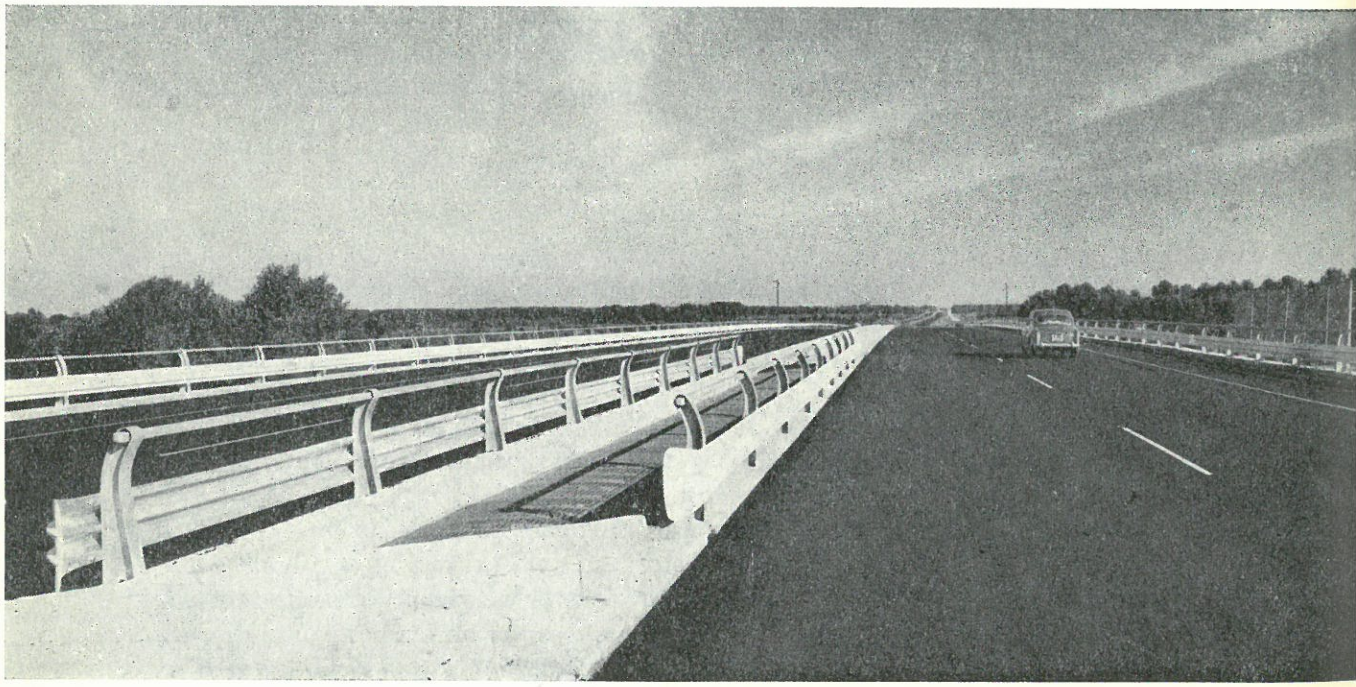


Figura 33.8.

Pero se ha comprobado que la eficacia de este dispositivo es pequeña en la práctica.

Los perfiles transversales de las barreras están estudiados cuidadosamente para lograr que los coches *resbalen* a lo largo de ella lo más fácilmente posible.

Los postes de fijación del material de la barrera han de absorber las fuerzas longitudinales y transversales que produzca el vehículo; longitudinalmente pueden absorber esfuerzos importantes, ya que se suman las resistencias de varios postes; transversalmente el problema es más difícil porque prácticamente los postes no son solidarios. El material de los postes ha de ser de alta calidad; normalmente se emplean perfiles metálicos en doble T o en U; los de madera duran mucho menos; los postes deben ir sólidamente empotrados en el suelo.

La chapa de las barreras es normalmente de 3 a 6 mm.; el acero debe ser galvanizado para evitar los efectos de la corrosión y lograr que la barrera dure mucho tiempo. Los perfiles deseados se logran por laminación o por embutido en caliente.

Las vallas deben colocarse:

1.° En los terraplenes cuyo talud sea superior a 3 por 1 y altura mayor a 1,50 metros.

2.° En los tramos de caminos a lo largo de ríos, mar o lagos.

3.° Cuando el camino se desarrolla a través de terrenos pantanosos.

4.° Si el camino se estrecha bruscamente.

5.° En curvas horizontales, cuando su radio no permita la visibilidad precisa para la velocidad específica del camino.

33.2. Señalización. — La señalización es un servicio fundamental de la carretera; las señales ayudan al conductor del vehículo: *a*) dándole a conocer el itinerario que debe recorrer y las maniobras que ha de ejecutar o las prohibiciones que debe observar; *b*) señalándole los peligros y accidentes que ha de encontrar en su recorrido.

Las señales deben cumplir la condición de ser visibles por el conductor con tiempo suficiente para que pueda seguir las indicaciones que la señal contiene, sin disminuir la velocidad de cálculo del camino. Para ello es preciso que, de día, los tamaños de las letras y colores de las mismas sean los adecuados, si se trata de letreros, y que los signos sean unos determinados e idénticos para todos los países. La colocación de las señales tiene una importancia trascendental está más o menos reglamentada en todos los países, pero es imprescindible comprobar la eficacia de la posición de la señal, pues colocarla exactamente con arreglo a lo dispuesto puede ser causa de que sea ineficaz por falta de visibilidad debida a las condiciones particulares del caso. El 19 de septiembre de 1949 se firmó en Ginebra un convenio internacional

de señalización (*); divide las señales en tres grupos: de peligro, que imponen una prescripción y simples indicaciones. Las señales de peligro son triángulos equiláteros, con un borde rojo y en su interior, de fondo blanco o amarillo claro, el signo que fija la causa del peligro; todos los triángulos están colocados con un vértice hacia arriba, excepto el que indica la vía con prioridad de paso, que lo tiene hacia abajo. Las señales de prescripción absoluta, que indican una prohibición o una obligación impuesta por la autoridad, tienen la forma circular; llevan un reborde rojo y el fondo blanco o amarillo con el signo de la prohibición en negro. Las señales de indicación, ruta a seguir, distancias, etc., serán rectangulares, con fondo claro e indicación en negro o color oscuro, o viceversa; deben colocarse de 100 a 250 m. antes de la intersección en vías normales y hasta 500 m. en las autopistas; en estas últimas, donde la velocidad es elevada, deben se reiterativas; por ejemplo, a 1.500, 1.000, 500 y 100 metros.

33.3. Señales reflectantes o reverberantes. — Tiene importancia para la seguridad y rapidez de la circulación que un número determinado de señales, las más importantes, puedan ser claramente visibles durante la noche; las señales no luminosas obligan, cuando la velocidad específica de la carretera es elevada, a que el vehículo reduzca su marcha para poder interpretar o leer, en su caso, la señal.

Las señales luminosas pueden tener luz propia o bien utilizar la luz de los faros de los coches; las primeras son caras y solamente se puede pensar en em-

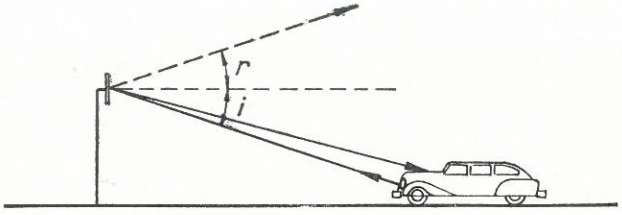


Figura 33.9.

plearlas en vías donde, por ser muy intenso el tráfico, los vehículos no pueden usar los faros de carretera; cuando no se dé esta circunstancia, resulta mucho más práctico y económico el empleo de señales reflectantes. Para que una señal resulte reflectante es preciso que la superficie que se trate de ver iluminada no refleje la luz como un espejo (ángulo de incidencia igual al de reflexión), pues entonces el rayo reflejado (fig. 33-9) tomaría la posición R_1 y no volvería a los ojos del conductor; la naturaleza de la superficie ha de ser tal, que la luz reflejada se desvíe muy poco de la incidente posición R_2 para que pueda llegar al conductor del vehículo. Buscando estos resultados, existen en el comercio distintos tipos patentados: los fundados en el triple espejo, los espejos lenticulares

(*) Puesto a la firma de las naciones adheridas en diciembre de 1955.

y los formados por superficies compuestas de esferitas de muy pequeño diámetro.

Triple espejo. — Se funda en la propiedad de conjunto de tres espejos dispuestos en triedro trirrectángulo, de ser paralelo el rayo incidente y reflejado I_1 e I_2 (fig. 33-10). En la práctica, la superficie reflejante fundada en este principio está formada por la yuxtaposición de multitud de triedros de pequeñas dimensiones, de cristal prensado o material plástico, azogado en las caras

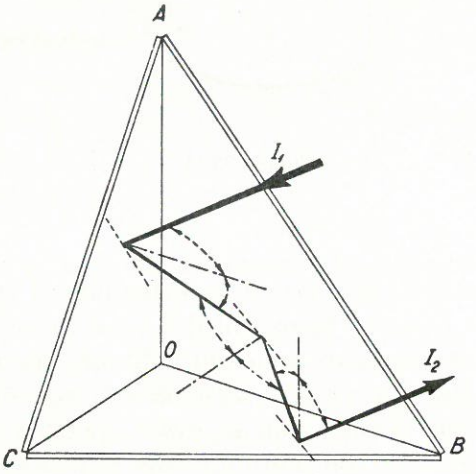


Figura 33.10.

O A B, *O B C* y *O A C*, quedando sin tratar la cara libre *A B C*. El cristal prensado presenta el inconveniente de no permitir la obtención de aristas suficientemente limpias, lo que motiva un notable descenso en el rendimiento fotométrico del conjunto. Las materias plásticas han dado una solución satisfactoria a este problema; por moldeo es posible fabricar sistemas de este tipo, que ofrecen altos rendimientos y pequeñas divergencias en los haces luminosos reflejados.

Espejos lenticulares. — Consisten en una lente convergente de corta distancia focal, colocada sobre un espejo que se adapta perfectamente a su cara posterior (fig. 33-11); combinando adecuadamente la curvatura de las dos caras de la lente, es posible conseguir un rayo reflejado paralelo al incidente, después de haber sufrido dos refracciones y una reflexión; se los conoce con el nombre de catafotes. Los catafotes construidos con buenos materiales y corrigiendo en la lente las aberraciones cromáticas y de esfericidad, dan haces luminosos concentrados y limpios; se emplean principalmente para señales lejanas. Existen otros modelos de espejos lenticulares de calidad inferior que se emplean para señales más próximas; tales son las placas de cristal prensado, una de cuyas caras es plana y azogada; la otra presenta un relieve formado por

pequeñas lentes o casquetes esféricos; los haces luminosos reflejados presentan una divergencia sensible, lo que impide el empleo de estas placas para señales lejanas.

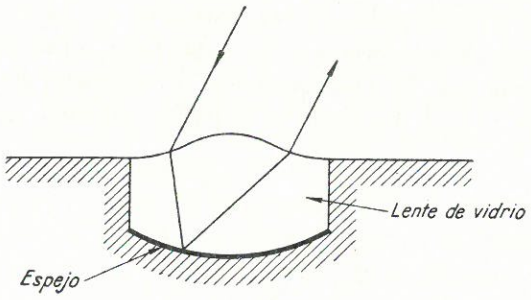


Figura 33.11.

Pinturas reflectantes. — Hoy está muy extendido el empleo de pinturas reflectantes; las hay de distintos tipos; pueden estar formadas (fig. 33-12) por esferillas (*c*) de vidrio de diámetro reducido 1/10 mm. incrustadas en una película de resina especial (*b*), que va colocada sobre el material reflectante (*a*); a la capa (*b*) se la puede dar el color que se desee; pueden también las esferillas estar previamente mezcladas con pintura blanca o amarilla. Hay otros tipos que consisten en unas hojas formadas por una resina flexible, que tienen pegadas en su superficie un gran número de pequeñas esferillas de vidrio; las hojas se pegan a cualquier superficie plana por medio de un líquido adhesivo. El des-

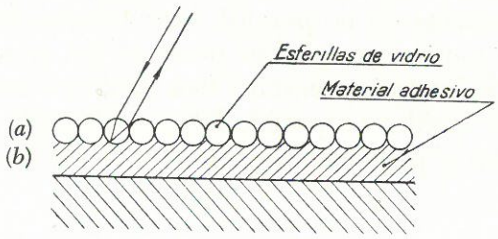


Figura 33.12.

gaste grande de las pinturas normales, ha hecho que recientemente se sustituyan por resinas sintéticas, cuya duración es tres o cuatro veces mayor; llevan mezcladas asimismo esferillas de vidrio. El material reflectante da en superficies verticales la máxima luminosidad cuando la luz incide en ángulo aproximadamente recto; cuando el ángulo entre la visual y el rayo incidente es mayor que 8°, desaparece la propiedad reflectante; esta circunstancia hay que tenerla muy en cuenta al colocar las señales a los lados de la carretera, para que reflejen debidamente la luz de los faros.

33.4. Señales en el firme. — La ordenación del tráfico obliga cada día más a emplear las señales pintadas en el firme; se puede señalar:

1.° La línea central de separación de sentidos de circulación.
2.° Las líneas de separación de las diferentes vías.
3.° Zonas en las cuales esté prohibido pasar.
4.° Líneas límites del firme.
5.° Variaciones del ancho del firme.
6.° Vías para giro.
7.° Líneas de parada.
8.° Cruce de peatones.
9.° Límites de zonas de estacionamiento señaladas en el firme o en el bordillo.
10. Indicaciones escritas.

Con los fines indicados pueden emplearse los siguientes materiales:

a) Pintura simple.
b) Pintura reflectante.
c) Materiales plásticos o metálicos.
d) Marcas permanentes en hormigón blanco o coloreado; ladrillos o bloques especiales.
e) Cristales o dispositivos reflectantes debidamente montados.
f) Clavos salientes, o bandas de material metálico plástico u hormigón.
g) Marcas o pequeños bloques de resina epoxi o materiales plásticos que se adhieren al firme por una pintura de resina epoxi.

Los colores usados corrientemente son:

a) El amarillo, para las líneas pintadas en el firme; en los de hormigón hidráulico, en algunos sitios se ha sustituido por el negro, buscando un mayor contraste (fig. 33-13). El blanco, para señalar obstáculos existentes dentro del firme, muros al lado de él, árboles, etc.

Las líneas serán continuas cuando no se deben cortar; es decir, no está permitido adelantar en ninguna de las dos direcciones; en secciones transversales con un número par de vías, mayor de cuatro, se recomienda el empleo de línea continua doble para la separación de direcciones.

Con este criterio puede señalarse una vía con doble línea continua una y discontinua la otra (figs. 33-14 y 33-15); ello significa que el conductor que tiene inmediatamente a su izquierda la línea continua, no puede cortarla, pero en cambio sí puede hacerlo el que tiene la línea discontinua. Es especialmente útil esta señalización en carreteras de tres vías.

El ancho de las líneas longitudinales pintadas en el firme debe ser de 10 a 15 cm.; la separación entre líneas dobles debe ser de 10 cm.

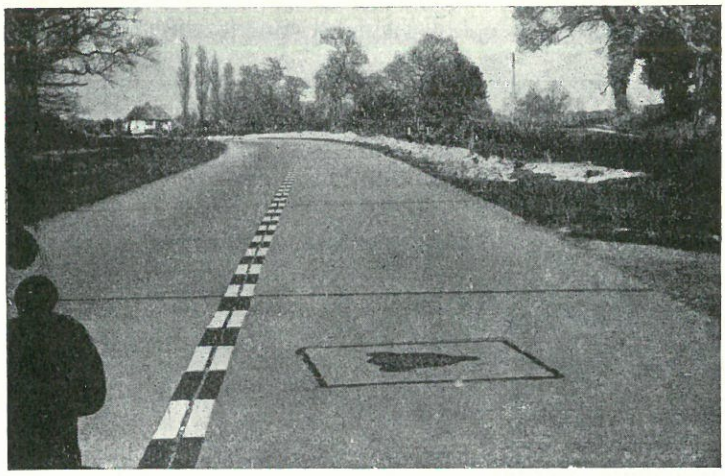


Figura 33.13.

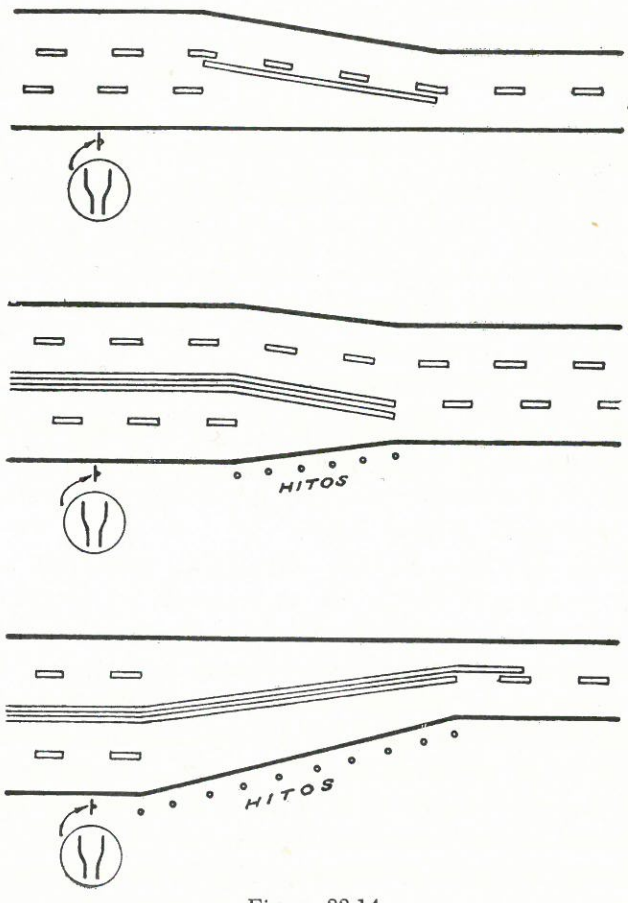


Figura 33.14.

Las líneas transversales deben ser más anchas porque son menos visibles; las líneas de parada obligatoria deben ser dobles y de un ancho total de 60 centímetros, cuando la velocidad de la vía es elevada; las que limitan cruce de peatones deben ser normalmente de 10 a 30 cm.

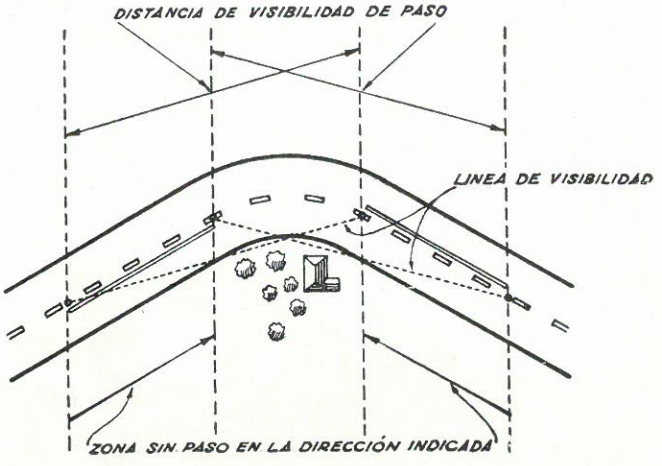


Figura 33.15.

La pintura reflectante no debe prodigarse excesivamente; se debe usar únicamente para indicaciones del máximo interés, con objeto de que el conductor fije en ellas su atención; se recomienda su empleo únicamente en:

a) La línea central en las carreteras de más de cuatro vías.

b) En las zonas donde no es posible adelantar (fig. 33-14).

c) En los pasos de peatones.

d) En el balizamiento de los objetos adyacentes a la carretera.

La pintura en el firme de líneas en las circunstancias indicadas es muy útil porque encauza debidamente los vehículos, que pueden marchar a mayor velocidad con seguridad más grande que cuando no existen; se aumenta el rendimiento de la vía y se disminuyen los accidentes. Las palabras pintadas en el firme deben ser cortas y pocas, y únicamente han de confirmar las prescripciones impuestas por otros signos; es recomendable no usar más que una palabra; cuando haya que escribir en dos líneas, habrá que empezar a hacerlo en la dirección del tráfico, es decir, lo contrario de lo que se haría normalmente, para que la primera palabra de la frase sea la que primero encuentre el conductor. Para vías de altas velocidades habrá que emplear letras grandes hasta de 2,50 m. de altura.

El pintado de las líneas debe hacerse con máquinas especiales, con las cuales puede alcanzarse un rendimiento medio de 30 a 40 Km. en jornadas de ocho horas.

Cuando se trata de una primera aplicacióu, es necesario replantear la línea, lo cual puede hacerse por medio de una cuerda, con auxilio de la cual se pintan en el firme puntos de referencia a las distancias convenientes, no mayores de 20 m. en recta (fig. 33-16); el firme sobre el cual se aplique la pintura debe estar bien limpio y seco; es conveniente que cuando se extienda la pintura no haya viento fuerte, y que la temperatura no esté bajo cero.

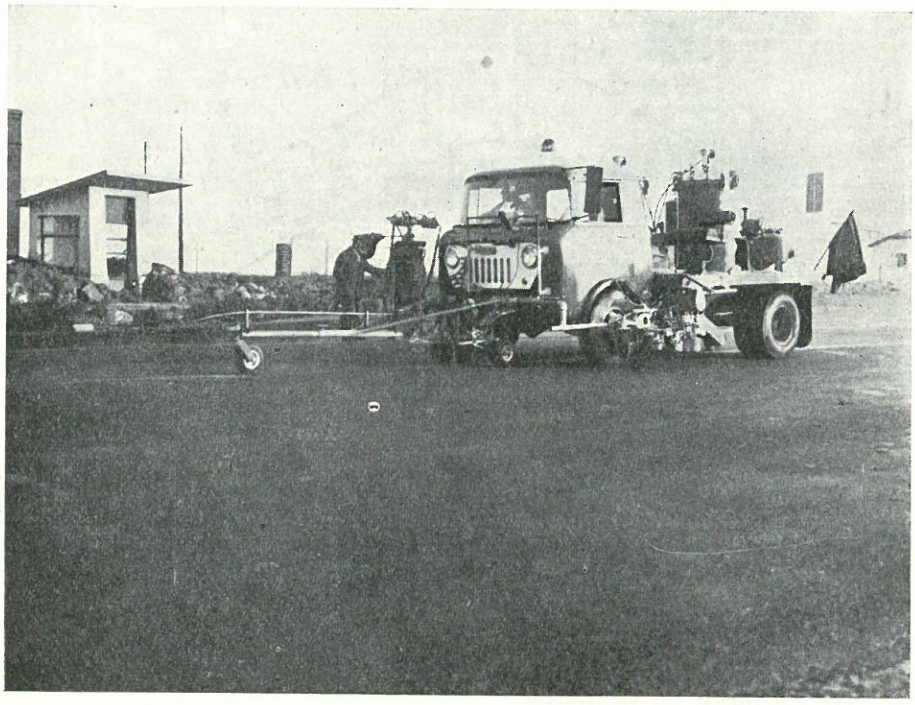


Fig. 33.16.—Máquina de pintar.

La cantidad media de pintura normal que se emplea en la práctica para cubrir un metro cuadrado de firme de hormigón asfáltico o hidráulico, es de 0,3 a 0,4 litros/m.^{2}; el consumo es ligeramente inferior o superior según se trate de una superficie lisa y unida o rugosa. De pintura reflectante se consume de 4,5 a 5,5 litros por 100 m. de línea de 10 cm. de ancho, más 1,70 Kg. de esferillas de vidrio. En superficies verticales un litro de pintura y 11 Kg. de bolas cubre una superficie de 7,30 m.^{2}.

33.5. Balizamientos. — Sirve para guiar el tráfico, especialmente de noche; consiste en una serie de hitos que delimitan la superficie del firme; pueden ir pintados de blanco y llevar o no una banda reflectante o un catafote en su parte superior que sirva para destacarlos de noche más fácilmente. Cuando tienen

un elemento reflectante, deben ser perfectamente visibles bajo la luz de los faros en condiciones atmosféricas y a una distancia de 200 m.

Deben tener una altura de 0,80 a 1 m. sobre el firme; cuando la carretera tenga paseos de ancho suficiente para que en ellos pueda detenerse el vehículo en alineación recta, deben colocarse los hitos a 2,50 m. del límite del firme, para no ser un obstáculo para que se utilice el paseo para aparcamiento; en curvas deben ponerse como mínimo a 0,50 m., y como máximo, a 1,50 m. del borde del firme por la parte exterior de la curva.

La distancia entre hitos en recta debe ser de 50 m., y en curva en forma tal, que puedan verse siempre cinco hitos a la derecha desde el eje de una carretera de dos vías. En curvas verticales, según el "Manual Uniform Traffic Control Devices", la separación de los hitos debe ser:

Diferencia algebraica (tanto por 100 de pendiente)	SEPARACIÓN DE LOS MOJONES EN METROS CUANDO LA LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL ES DEL:												
	30	61	91	122	152	183	244	305	366	427	488	549	610
0,5	34	51	61	61	61	61	61	61	61	61	61	61	61
1,0	22	34	43	51	58	61	61	61	61	61	61	61	61
1,5	17	27	34	41	46	51	61	61	61	61	61	61	61
2,0	14	22	29	34	39	43	51	58	61	61	61	61	61
2,5	12	19	25	30	34	38	45	51	57	61	61	61	61
3,0	10	17	22	27	31	34	41	46	51	56	60	61	61
4,0	8	14	18	22	26	29	34	39	43	47	51	54	58
5,0	7	12	16	19	22	25	30	34	38	42	45	48	51
6,0		10	14	17	20	22	27	31	34	38	41	43	46
7,0		9	13	15	18	20	24	28	31	34	37	40	42
9,5		7	10	12	15	17	20	23	26	29	31	33	35
12,0			8	10	12	14	17	20	22	25	27	29	31
14,5			7	9	11	12	15	18	20	22	24	26	27
17,0			6	8	9	11	13	16	18	20	22	23	25
19,5				7	8	10	12	14	16	18	20	21	23
24,0					7	8	10	12	14	16	17	18	20

Como balizamiento menos perfecto pero más económico, es útil pintar de blanco el bordillo y poner bandas encaladas en los árboles o en los muros (figs. 33-17 y 33-18).

33.6. Otras señales. — Aparte de las señales enumeradas existen otra porción de tipos más permanentes que se insertan en el firme y pueden sobresalir algo de él; son útiles cuando se emplean en líneas centrales, pues aunque los vehículos pueden pasarlas cuando es imprescindible, no es cómodo y por ello constituyen, digámoslo así un cierto obstáculo que obliga a respetarlas.

Recientemente se ha extendido el uso de pequeños bloques de resina epoxy que se pegan al firme de hormigón y que van pintados con un material reflectante.

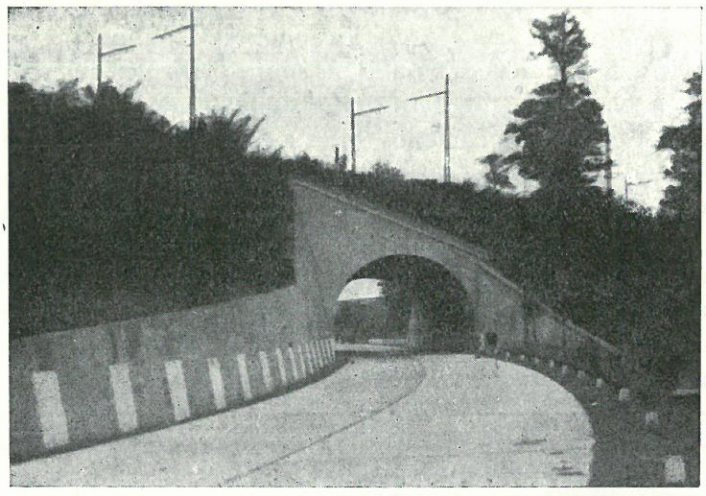


Figura 33.17.

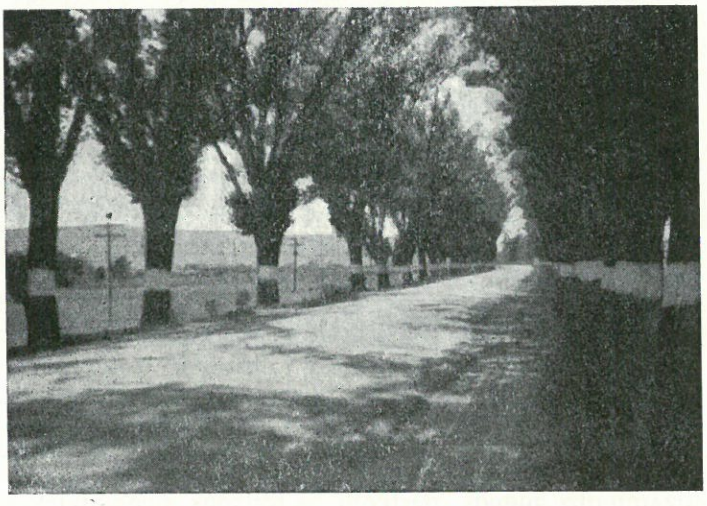


Figura 33.18.

33.7. Colocación de las señales. — Las señales, sea el que sea su objeto, han de colocarse en sitio adecuado para que sean visibles por el conductor, sin esfuerzo; que no pierdan visibilidad en ningún momento; no tengan peligro de ser averiadas por el tráfico y que no exija maniobras forzadas el cumplimiento de la obligación o indicación que representan. La colocación de las señales, si han de ser eficaces, es una operación muy delicada que merece la máxima atención y para lo cual solamente la práctica puede dar soluciones adecuadas. Muchas veces es preciso cambiar de sitio una señal que se creyó colocada con acierto; y hay que hacerlo así porque sólo a base de las necesarias rectifica-

ciones es posible llegar a una señalización conveniente. Hay que cuidar de que en las zonas de las señales no vaya ninguna otra publicidad que pueda distraer o confundir al conductor.

33.8. Señalización de distancias. — En las carreteras deben colocarse poste kilométricos que fijen la distancia a un origen; entre dos postes kilométricos consecutivos existe la división en hectómetros, que se señalan por unos pequeños mojones. Los postes kilométricos empleados en España (fig. 33-19) llevan en

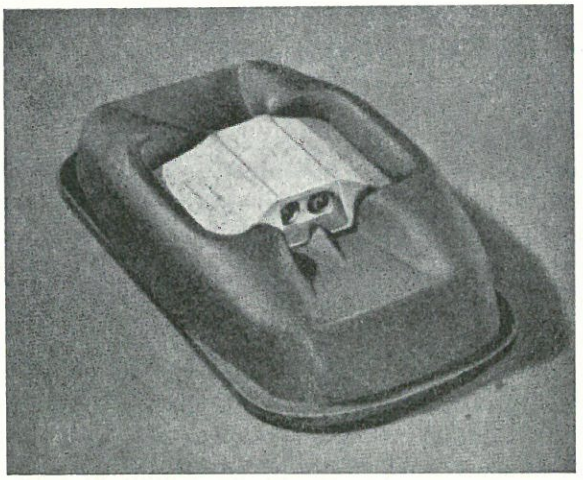


Figura 33.19.

su parte superior la clasificación N, nacional; C, comarcal; L, local, y número de la carretera. Cuando el tramo sea común a dos carreteras, figurarán las inscripciones correspondientes.

Una buena señalización es un servicio fundamental de una red de carreteras; evita al conductor molestias y dudas, reduce considerablemente el número y gravedad de los accidentes y aumenta la capacidad de la red al ordenar debidamente el tráfico.

Bibliografía

"Señales reflectantes". *Highway Research Record,* núm. 105.

"Aparcamientos". *Le Strade,* agosto-septiembre 1968.

CAPITULO XXXIV

ILUMINACION

34.1. Importancia del problema. — El alumbrado de la carretera es costoso de establecimiento y explotación; pero las ventajas que representa pueden compensar económicamente, siempre y cuando la intensidad de tráfico sea suficientemente elevada.

La iluminación de una carretera cuando el tráfico es intenso, representa un aumento de la velocidad media de 15 a 30 Km./h. Este aumento de velocidad media disminuye a medida que el tráfico es menor; y prácticamente en una carretera secundaria en recta es la velocidad media la misma con iluminación que sin ella; en cambio, en todo caso, aun en carreteras de tráfico reducido, el número de accidentes es menor cuando la vía está iluminada. En carreteras rectas, la disminución de los accidentes se puede considerar que alcanza la cifra de un 30 por 100; la mayor disminución de accidentes corresponde a los peatones. Ello es debido, en parte, a que conducir de noche obliga a una atención mayor y, por tanto, produce una fatiga muscular y nerviosa más grande; en una carretera iluminada, las condiciones son prácticamente similares a las de conducción de día. Las distancias de visibilidad aumentan al establecer la iluminación, por ello, la velocidad específica de la carretera y, como consecuencia, su capacidad; en casos, puede ser más económico iluminar la vía que ensancharla; por el contrario, el efecto de deslumbramiento de los faros en una carretera sin iluminar, disminuye la velocidad y, por tanto, la capacidad de la vía. Cuando el tráfico es intenso en una carretera sin iluminar, el peligro de deslumbramiento es grave, y no desaparece con los dispositivos actuales de luces de cruce de los coches.

Establecer o no la iluminación en una vía es, en definitiva, un problema económico; si el tráfico es suficientemente intenso, el beneficio obtenido por aumentar la capacidad de la vía, puede justificar el gasto de establecimiento y explotación del servicio.

34.2. Definiciones. Magnitudes y unidades fotométricas. — Según la definición de la I.E.S., luz es "energía radiante medida según su capacidad de producir sensación visual".

La capacidad de producir sensación visual de una superficie luminosa es debida a su "esplendor" o "luminosidad".

La unidad de esplendor es el "Stilb", que es 1/20 del producido por una superficie de platino a su temperatura de fusión (1.778° C.).

Ante una fuente luminosa de esplendor muy bajo, la sensación ocular puede ser tan débil que no llegue a apreciarse. El ojo puede adaptarse para percibir esplendores hasta de 10^{-6} stilb. Ante esplendores más altos se siente herido. Se defiende instintivamente por una contracción de la pupila; pero si el estímulo es demasiado fuerte, sobrevienè el fenómeno del deslumbramiento; se llega a perder la percepción ocular.

Se denominan superficies luminosas perfectamente difundentes aquellas que presentan el mismo esplendor en todas direcciones; en general, el esplendor varía con las distintas direcciones.

Intensidad. — Considerando una superficie luminosa de área ΔS (fig. 34-1), llamamos intensidad luminosa en la dirección r que forma un ángulo α con la normal N a la superficie ΔS al producto:

$$I = \beta \Delta S \cos \alpha \ \ldots\ldots \begin{cases} \beta, \text{ esplendor.} \\ \Delta S, \text{ área de la superficie luminosa.} \\ I, \text{ intensidad.} \end{cases}$$

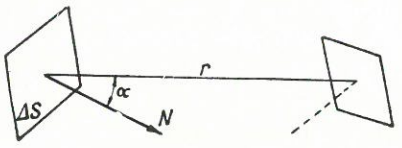


Figura 34.1.

Flujo luminoso. — La unidad de intensidad es la bujía, correspondiente a 1 cm.^{2} de superficie de esplendor 1 stilb, en dirección normal ($\cos \alpha = 1$).

Supongamos una distribución direccional de esplendores tal, que I sea constante en todas direcciones. En este caso se denomina "flujo luminoso" emitido dentro del ángulo sólido ω al producto:

$$\phi = I \omega \ \ldots\ldots \begin{cases} I, \text{ intensidad constante.} \\ \omega, \text{ ángulo sólido con vértice en el elemento superficial luminoso } \Delta S. \end{cases}$$

Si, como sucede en general, I es variable, se define como flujo elemental correspondiente al ángulo sólido $d\omega$ a:

$$d\phi = I\, d\omega,$$

La unidad de flujo se denomina "lumen". Es el emitido por una fuente de intensidad de una bujía dentro de un ángulo sólido unidad (una esterradián, que intercepta un metro cuadrado en una esfera de un metro de radio).

La definición de intensidad luminosa, para que geométricamente sea aceptable, exige que las dimensiones de ΔS sean muy pequeñas para que sea posible considerarla reducida a su centro y tenga sentido la expresión "en la direc-

ción r". Análogamente, sólo así será posible aceptar el concepto de ángulo sólido con vértice en el elemento ΔS.

La iluminación se mide por el flujo incidente por unidad de superficie:

$$E = \frac{d\phi}{dS};$$

la unidad de iluminación es el lux: un lumen por metro cuadrado.

La bujía internacional o bujía decimal, es una lámpara patrón que se conserva en París y que difiere ligeramente de la bujía definida por VIOLLE como vigésima parte de la intensidad luminosa de 1 cm.^{2} de platino a la temperatura de fusión (1.778° C.) en dirección normal a su superficie.

Las equivalencias de las unidades fundamentales definidas, con las medidas fotométricas más corrientes en la práctica, son las siguientes:

1 bujía internacional = 1,11 bujía Hefner = 0,1015 lámpara de pentano = 0,1034 bujía Cárcel.

De flujo:

1 lumen = 1 bujía $\times$ 1 esterradián.
1 lumen Hefner = 0,9 lumen.

De iluminación:

$$\frac{1 \text{ lumen}}{1 \text{ m.}^2} = 1 \text{ lux};$$

$$\frac{1 \text{ lumen}}{1 \text{ cm.}^2} = 1 \text{ phot} = 10^4 \text{ lux};$$

$$\frac{1 \text{ lumen}}{1 \text{ pie}^2} = 1 \text{ foot-candle} = 10{,}76 \text{ lux}.$$

De esplendor:

$$\frac{1 \text{ bujía}}{1 \text{ cm.}^2} = 1 \text{ stilb}.$$

Radiación o luminosidad:

Tiene las dimensiones $\frac{\text{flujo emitido}}{\text{superficie}}$: Es, pues, homogénea con la ilu-

minación, pero se refiere a la superficie considerada como emisora y no receptora:

$$\frac{1 \text{ lumen}}{1 \text{ m.}^2} = 1 \text{ lux aparente;}$$

$$\frac{1 \text{ lumen}}{1 \text{ cm.}^2} = 1 \text{ lámbert} = 1 \text{ phot aparente;}$$

$$\frac{1 \text{ lumen}}{1 \text{ pie}^2} = 1 \text{ foot-lámbert} = 1 \text{ foot-candle aparente.}$$

Las equivalencias son:

1 lámbert = 929 foot-lámbert.

Los textos anglosajones suelen expresar algunas veces el esplendor en *foot-lámbert* o en *lámbert*. Esto no representa ninguna incorrección, pues siendo la intensidad un flujo por unidad de ángulo sólido, y siendo la medida de este último un número sin dimensiones, son dos cantidades físicamente homogéneas la luminosidad y el esplendor. Las equivalencias son:

1 stilb = 3,14 lámbert = 2.919 foot-lámbert.

Se denomina "factor de luminosidad" de una superficie al factor por el cual se debe multiplicar la "iluminación" para obtener el "esplendor".

34.3. La visión en la carretera. — En la visión podemos distinguir dos fases: la percepción y el reconocimiento. La percepción se realiza siempre que existen contrastes de esplendor capaces de provocar sensaciones indicadoras de la presencia de obstáculos límites o discontinuidades en la calzada.

La simple percepción no constituye por sí misma una visión completa; esta requiere, además, el reconocimiento. Es preciso identificar la naturaleza del obstáculo.

La percepción es consecuencia del contraste de esplendores. El reconocimiento está relacionado con la agudez visual del observador en las circunstancias locales y con la velocidad de percepción.

En la retina del ojo existe una región central o fóvea y una región periférica. El reconocimiento se verifica siempre a través de la región central. La zona periférica tiene, en cambio, mayor sensibilidad de contraste, pero su visibilidad no pasa nunca de la simple percepción. Ante un debilísimo estímulo, la visión periférica da el toque de alarma con el cual el individuo fija la vista sobre la causa de dicho estímulo. El reconocimiento se realiza en una fracción de segundo después de la percepción. Pero puede darse el caso de que, ante estímulos periféricos intensos, la reacción del individuo tiene lugar sin la fase

intermedia del reconocimiento. En tales ocasiones estamos ante un movimiento reflejo.

Cuando el vehículo circula a una determinada velocidad, la mirada del conductor se mueve dentro de un cono de pequeña abertura, centrándose su campo visual a unos 300 ó 400 m., cuando su velocidad es de 80 Km./h. El trozo de firme situado a menor distancia y las zonas laterales han de percibirse con visión periférica; ésta aumenta notablemente la facultad de percepción. Pero tan interesante propiedad encierra en sí misma un grave peligro para la seguridad en la carretera: la finura de la percepción periférica, por un sencillo proceso psicológico, comunica al individuo una gran confianza instintiva y, de la ausencia de estímulos periféricos, el subconsciente deduce la inexistencia de obstáculos; pero es preciso que existan estímulos luminosos en tales zonas para no inutilizar esta vigilancia y crear el riesgo de falta de atención. En la práctica del alumbrado en carreteras se ha desechado con frecuencia la idea de ampliar la zona iluminada más allá de los límites estrictos del firme, por considerar que hacerlo sería un despilfarro innecesario. La moderna experiencia demuestra cuál útil resulta para la seguridad iluminar, si económicamente es posible, bandas laterales de unos 3 m. de anchura, que permitan ver el obstáculo que se va a presentar.

La visión periférica, en la que se funda la seguridad de la circulación, pierde eficacia ante una repetición muy numerosa de estímulos. En otras palabras: cuando un determinado estímulo periférico, que normalmente es precursor de una contingencia cualquiera, se repite una serie de veces sin la compañía de la contingencia, el subconsciente despoja de su significado a tal estímulo y deja de considerarlo como mensajero de peligro. Este fenómeno se presenta en los alumbrados con gran disuniformidad, al someter al conductor a pasos periódicos de luz y oscuridad sin ningún significado; ello determina una importante pérdida en la facultad de reacción ante estímulos periféricos que se manifiesta por una sensación de adormecimiento.

Según la forma de presentarse los contrastes de esplendores, la percepción puede ser de los siguientes tipos:

a) Percepción por silueta: se realiza cuando sobre un fondo de esplendor β_0 el objeto percibido tiene un esplendor $\beta_1 < \beta_0$. Esta modalidad tiene lugar en la carretera, en la percepción de objetos lejanos.

b) Silueta invertida: corresponde a un caso análogo al anterior, en el que $\beta_1 > \beta_0$. Se produce cuando el objeto recibe una iluminación directa que, sin embargo, no permite distinguir zonas de distinto esplendor dentro del mismo.

c) Detalle de superficie: el objeto se percibe por los contrastes entre los distintos puntos de su superficie visible, prescindiendo de la relación con el esplendor del fondo. Se produce con intensa iluminación desde el lado del observador.

d) Sombras: un objeto, invisible por no presentar contraste en el fondo, puede arrojar sombras que, interrumpiendo la distribución general de esplen-

dores, revelen su presencia. La percepción requiere también cierta interpretación mental que no es reconocimiento, puesto que no averiguamos la naturaleza de la causa de la sombra: sólo sabemos que existe.

34.4. El problema de la iluminación en carretera. — El problema de la iluminación en carertera consiste en lograr que en toda circunstancia el conductor de un vehículo pueda *percibir* la existencia de un obstáculo; el reconocimiento del mismo *no es preciso;* solamente en vías urbanas puede ser necesario, pero ello exige un gasto de potencia mucho más elevado.

El reconocimiento se logra por el contraste de esplendores, siendo lo normal la percepción por silueta directa o invertida.

Para que la percepción sea posible es necesario que exista una determinada diferencia de esplendores entre el objeto y el firme. Y además que el esplendor de este último sea suficientemente uniforme, sin zonas claras y oscuras, que fatigan al conductor y reducen su sensibilidad.

La distribución de los focos luminosos y su altura deberá ser tal, que se logre en el firme el esplendor suficiente y de la debida uniformidad; esta última depende también fundamentalmente de la calidad del firme. La iluminación que en la práctica se exige en el firme es, en lux:

Caminos ordinarios de tráfico escaso	0,5 a 1,0 lux
Caminos ordinarios de tráfico medio y cruces ...	1,0 a 5,0 "
Grandes vías y plazas de tráfico muy intenso ...	5,0 a 20,0 "
Puntos urbanos de especial importancia	20,0 a 40,0 "

El coeficiente de disuniformidad corrientemente admitido es de 5 a 10 por 100 en vías principales y 10 a 20 por 100 en vías secundarias.

En la iluminación de una carretera lo que tiene importancia no son los lux que llegan al firme, sino el "esplendor" que aquél devuelve, que permitirá distinguir los obstáculos que existan en la vía. La cantidad de luz que el firme devuelva es la que realmente interesa, desde el punto de vista de la iluminación.

Se denomina rendimiento fotométrico de una superficie la relación entre el flujo luminoso recibido y el reflejado; mide las cualidades del firme desde el punto de vista de la iluminación.

Es fundamental que el esplendor obtenido en el firme sea lo más uniforme posible, no solamente para lograr que en todo él exista el mínimo imprescindible para la percepción de los obstáculos por silueta, sino también para evitar desigualdades de esplendores que pueden ser causa de una disminución de visibilidad. Los diferentes tipos de pavimentos se comportan en forma distinta; cuando están secos, los firmes de pequeña rugosidad, formados por elementos finos, son los que dan un mayor rendimiento; el firme rugoso formado por elementos gruesos, sobresaliendo de la superficie, producen una serie de pequeñas zonas de sombra, que van en aumento en cuanto el ángulo del rayo incidente va siendo menor; la zona de esplendor eficaz se reduce.

Pero cuando el firme está mojado, el problema se invierte; si sobre la superficie del firme se forma una película de agua que cubra todos los elementos, se producirán perturbadores efectos, al actuar ésta como un espejo; se podrá llegar a ocasionar el deslumbramiento porque existirán zonas muy brillantes, de las cuales se pasará bruscamente a otras oscuras; la iluminación resultará peligrosísima, pues los obstáculos situados en las zonas oscuras dejarán de verse casi en absoluto. En cambio, si el firme tiene elementos rugosos, éstos sobresalen de la película de agua y constituyen pequeñas zonas en las cuales la luz se difunde; el efecto de espejo se aminorará mucho, máxime si tenemos en cuenta que los rayos incidentes oblicuos, que son los producidos con mayor intensidad, no podrán llegar a la película de agua, al ser interceptados por los elementos pétreos salientes.

En los estudios hechos en el Road Research Laboratory se emplea la característica denominada "profundidad de textura" de la superficie; se determina rellenando con arena fina las desigualdades del firme para llegar a absorberlas todas; el volumen total de arena necesario, dividido por la superficie, será la profundidad media de las desigualdades.

En la práctica se ha demostrado, según el Road Research Laboratory, que se puede lograr con pavimento mojado una distribución de esplendor suficientemente uniforme cuando la profundidad media no es menor de 0,013 pulgadas (0,33 mm.).

El coeficiente de disuniformidad de esplendores:

$$\delta = \frac{\text{esplendor máx.}}{\text{esplendor mín.}}$$

puede variar del 5 al 10 por 100 en las vías principales y del 10 al 20 por 100 en las secundarias. El comportamiento de distintos firmes con condiciones análogas de iluminación ha sido medido por P. J. Bouma, dando:

Hormigón	$\delta = 4{,}8$
Adoquinado	$\delta = 8{,}1$
Asfalto	$\delta = 10{,}4$

Los rendimientos fueron:

Hormigón	0,23
Adoquinado	0,09
Asfalto	0,08

Las medidas, sobre firmes secos.

Normas prácticas. — El problema de proyectar una buena iluminación es teóricamente complicado; más aún cuando se trata de iluminaciones modestas de carretera, donde lo que se pretende es tener simplemente la iluminación por silueta con 1 lux mínimo, frente a los 5 precisos en una iluminación que haga posible el reconocimiento. El esplendor mínimo en el firme hay que logarlo

con la suficiente uniformidad. Existen aparatos para medir la calidad del alumbrado en un tramo real de ensayo o bien en modelo reducido.

Hay una forma teórica de calcular los esplendores del firme, partiendo de la cota de iluminación y del rendimiento fotométrico del firme; la primera se obtiene de cada tipo de lámpara y reflector, para el cual las casas dan las correspondientes curvas; cada pavimento corresponde a un tipo de distribución de esplendores; por ejemplo, en la figura 34-2 pueden verse las curvas obtenidas para la misma lámpara con diferentes firmes mojados o secos; se ve en ellas la importancia grande que tiene el tipo de firme y su estado.

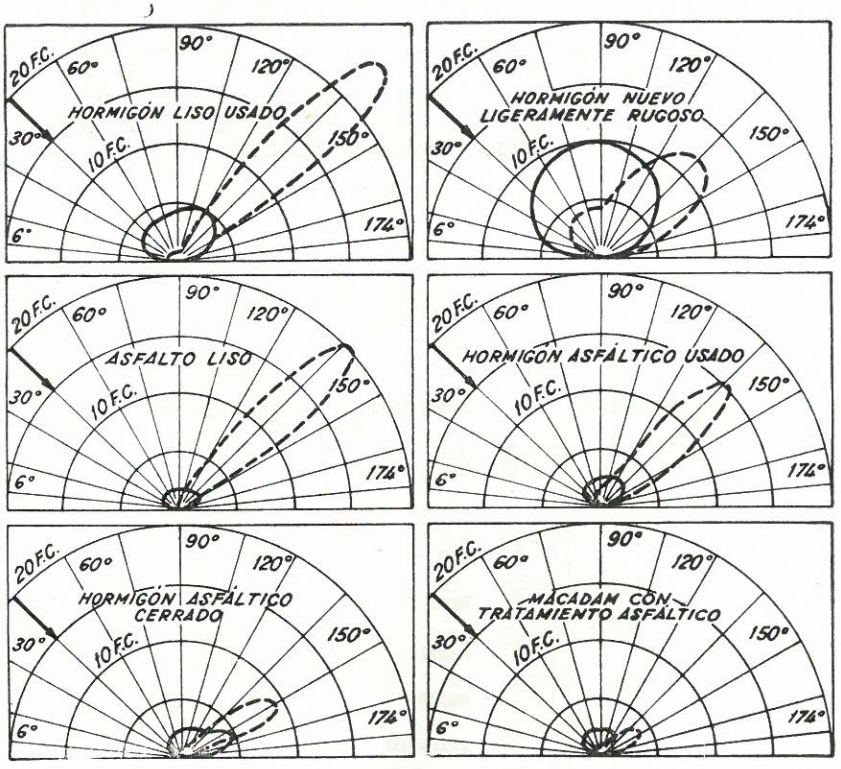


Figura 34.2.

Las lámparas pueden situarse a diferente altura; si se colocan bajas, la utilización del flujo emitido es mayor, pero hay que colocarlas más juntas y además hay peligro de deslumbramiento por las lámparas mismas; si se colocan altas, la potencia por lámpara ha de ser más elevada, pero pueden separarse más; el peligro del deslumbramiento disminuye (figs. 34-3 y 34-4). Según las lámparas y los reflectores empleados, las curvas de iluminación pueden ser de los cinco tipos señalados en la figura 34-5.

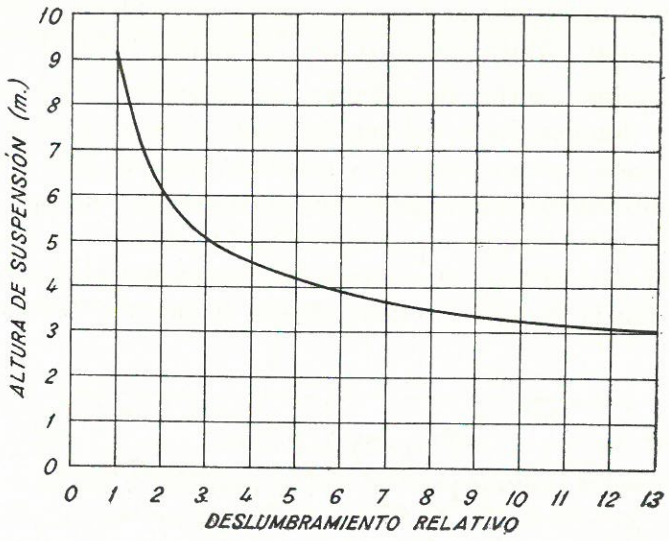


Figura 34.3.

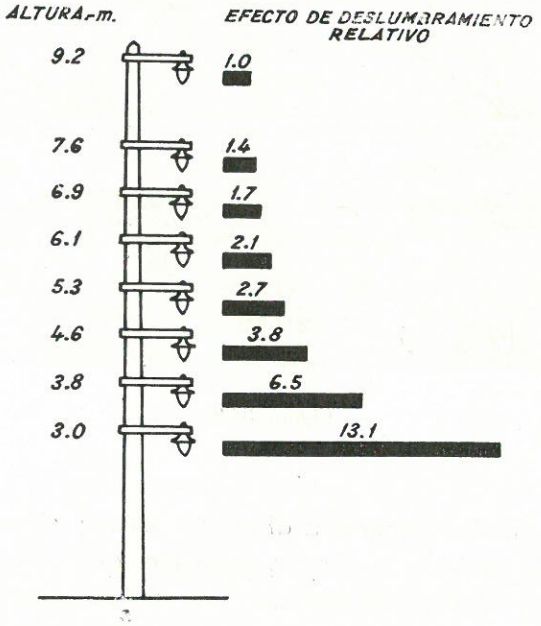


Figura 34.4.

Tipo I. — Para montar en el centro de la calle. Proyecta dos haces de luz en direcciones opuestas a la de la calle; su eje es paralelo al bordillo. Ancho lateral, cero.

Tipo II. — Para lámparas montadas en o cerca del bordillo. Distribución alargada. Ancho lateral, 25°.

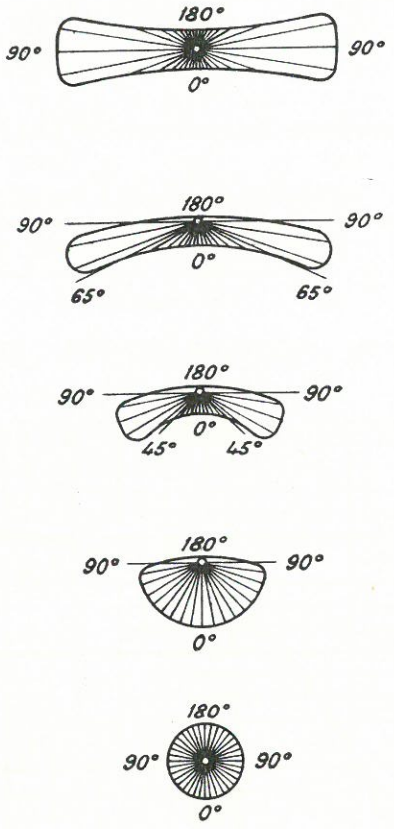


Figura 34.5.

Tipo III. — Para luces montadas en o cerca del bordillo, pero con un ancho lateral de 45°. Propio para calles anchas.

Tipo IV. — La iluminación es la misma en los 360°. Util para instalarlo en el centro de vías anchas o eventualmente en intersecciones.

Las alturas recomendadas en la práctica para los diferentes tipos son:

Potencias lúmenes	ALTURA RECOMENDABLE DE LA LÁMPARA			
	Tipo I — *m.*	Tipo II — *m.*	Tipo III — *m.*	Tipo IV — *m.*
2.500	7,50	6	6	6
4.000	7,50	7,50	7,50	7,50
6.000	7,50	7,50	7,50	7,50
10.000	—	—	7,50	7,50
15.000	—	—	7,50	9

La iluminación en *foot-candles* puede obtenerse por la fórmula:

$$\text{Iluminación } (\textit{foot-candles}) = \frac{\text{Lúmenes de la lámpara} \times \text{coeficiente de utilización}}{\text{Separación } (s) \times \text{ancho del firme}}$$

el coficiente de utilización se deducirá del gráfico de la figura 34-6.

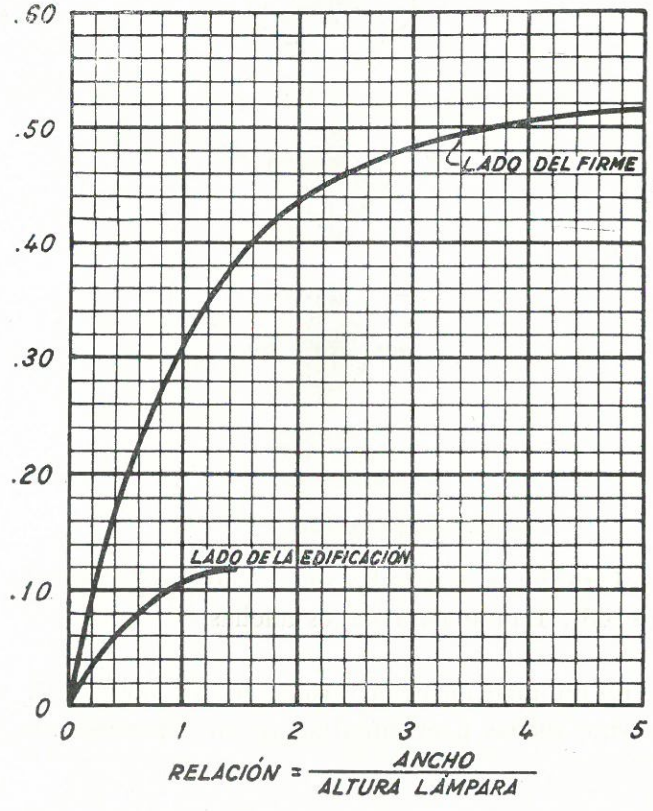


Figura 34.6.

La separación necesaria, conocida la iluminación precisa, puede deducirse de la fórmula anterior; a la separación obtenida se la suele aplicar un coeficiente de 0,80 para tener en cuenta la pérdida por el uso durante el tiempo de utilización.

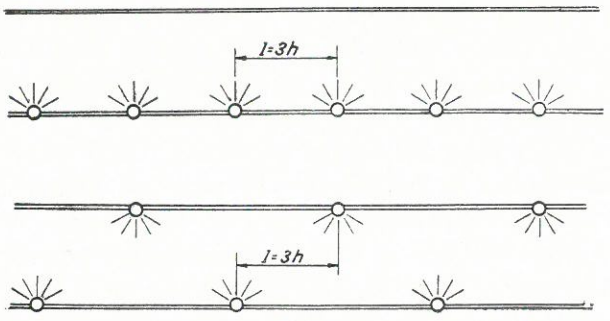


Figura 34.7.

La separación obtenida entre las lámparas se mide a lo largo del eje de la vía, si las lámparas están situadas en un solo lado o al tresbolillo (fig. 34-7).

Si las lámparas estuviesen enfrente unas de otras (fig. 34-8), se duplicaría el número de lúmenes de la fórmula.

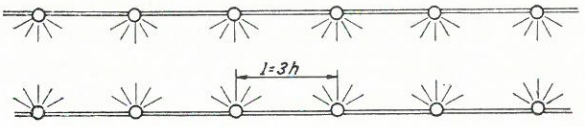


Figura 34.8.

Las lámparas en las curvas, en los cruces y en los pasos a nivel deben colocarse en la forma que se indica en la figura 34-9.

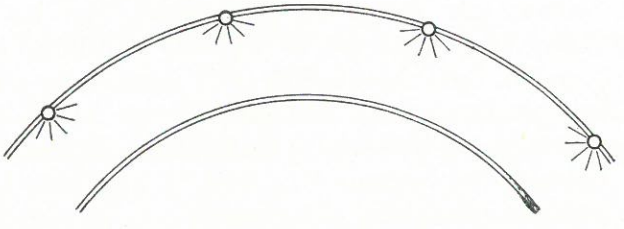


Figura 34.9.

Cuando se pasa de una carretera de zona sin iluminar a zona iluminada y viceversa hay que hacer una transición paulatina para evitar el deslumbramiento.

34.5. Fuentes luminosas fijas. — Se usan lámparas eléctricas; pueden ser de dos tipos: de incandescencia y descarga.

En las primeras, un filamento se calienta por el paso de la corriente y emite una serie de radiaciones; de ellas, solamente una pequeña proporción entra dentro del espectro visible. el resto son, a nuestros efectos, pura pérdida. Cuanto más elevada es la temperatura, mayor cantidad de radiaciones emite dentro del espectro visible; obtendríamos el máximo rendimiento en el límite entre el amarillo y el verde a 5.700° C., que es la temperatura que corresponde al Sol. Para alcanzar altas temperaturas de incandescencia y rendimientos elevados de luminosidad se emplean filamentos especiales como wolframio, que funde a 3.400° C., con los cuales es posible, en la práctica, llegar a 2.700° C.; a pesar de ello, la energía aprovechable para la iluminación varía del 2,2 al 3,2 por 100. En el arco voltaico se llegan a alcanzar temperaturas de 3.500° C., aprovechándose una mayor parte de energía radiada; pero como el rendimiento de energía total radiada es menor, resulta que su aprovechamiento es el de la lámpara de wolframio, con una explotación mucho más molesta; por ello, hoy se usan poco los arcos voltaicos.

Las lámparas de incandescencia usadas para la iluminación de caminos tienen corrientemente potencias variables entre 600 y 10.000 lúmenes; en zonas urbanas se llega a veces a 15.000 y 20.000 lúmenes; el rendimiento es de 14 a 20 lúmenes por vatio, o sea, un 2,2 por 100 a 3,2 por 100, puesto que el rendimiento teórico es de 630 lúmenes-vatio. El brillo de la lámpara es muy intenso, de 400 a 1.200 *stilb;* por eso es preciso utilizar armaduras de cristales difusores que eviten el deslumbramiento. Su vida media es de unas mil horas.

Aunque las lámparas de incandescencia han alcanzado un notable perfeccionamiento, la aparición de las lámparas de sodio, mercurio y fluorescentes han revolucionado el alumbrado de carreteras, permitiendo, desde luego con un incremento en el precio de instalación, disponer de alumbrados notablemente más intensos y de mejor rendimiento y, por tanto, gastos de explotación menores.

Lámparas de sodio. — Se componen de un tubo lleno de vapor de sodio, cuyos átomos se excitan por electrones. Se produce una luz monocromática amarilla que desfigura los colores, por lo cual sólo se utilizan para alumbrados de este tipo. En cambio, esta clase luz tiene la ventaja de aumentar la agudeza visual. Además produce menos deslumbramiento. El rendimiento de estas lámparas es muy elevado con relación a las de incandescencia, lo que constituye su ventaja fundamental, aunque su precio es más alto. Las lámparas de incandescencia hay que cambiarlas dos o tres veces al año; las fluorescentes duran de dos a dos años y medio.

La vida media de estas lámparas, según los fabricantes, es de tres mil horas.

Aunque, por lo general, se prestan poco para el alumbrado de zonas urbanas, céntricas y comerciales, es posible alguna corrección de color por el empleo combinado con lámparas de incandescencia.

Lámparas de mercurio. — Están formadas por tubos llenos de vapor de mercurio que funciona en forma análoga a las de vapor de sodio.

Estas lámparas dan una luz verde-blanquecina formada principalmente por rayos verdes, amarillos y una pequeña proporción de azules. Se construyen de varios tipos para corregir el color, recurriéndose para ello a poner el vapor de mercurio a mayor presión de la corriente o bien a utilizar bulbos fluorescentes. También es frecuente asociarlas a lámparas de incandescencia, existiendo armaduras para la instalación conjunta de ambos tipos. En todos los casos lo que se busca son radiaciones rojas para mejorar el color.

Existen en el mercado con potencias de 80 a 400 vatios. Su rendimiento, de 30 a 40 lúmenes por vatio, es muy superior al de las lámparas de incandescencia, aunque inferior al de las de sodio. En las que van unidas a lámparas de incandescencia el rendimiento es menor, como es lógico, siendo en los tipos corrientes de unos 20 lúmenes-vatio, y llegando, en las modernas, a 50 lúmenes por vatio, y con una duración de nueve mil horas. Con el uso de lámparas de mercurio de 1.000 vatios se llegan a producir 50.000 lúmenes en cada lámpara.

Su empleo en carreteras de primer orden ofrece ventajas suficientes para contrarrestar cualquier inconveniente deducido de su color, aunque no se efectúe ninguna corrección cromática, dado su alto rendimiento y larga duración, que es de unas dos mil horas. Su precio es más elevado que el de las de incandescencia.

Lámparas tubulares fluorescentes. — Se montan horizontalmente, proporcionando las ventajas simultáneas de alto rendimiento y bajo coste de explotación. El hecho de ser los gastos de primer establecimiento del material fluorescente notablemente mayor que los correspondientes a lámparas de sodio o mercurio, determinó al principio una cierta limitación de su empleo. Su uso dominante, especialmente para calles, se ha extendido considerablemente por las ventajas que presentan de reducir los efectos de espejo en los firmes mojados.

Los más recientes perfeccionamientos en el alumbrado fluorescente han sido:

1.º Empleo de cebadores instantáneos que aseguran el rápido encendido de las lámparas.

2.º Empleo de tubos de luz "natural", cuya semejanza con la diurna llega a límites no alcanzados anteriormente.

Se emplean tubos de luz natural con cebadores instantáneos. El control de encendido está confiado a interruptores automáticos independientes, accionados por la luz exterior Existe un doble circuito que permite eliminar parte de las lámparas, si se estima conveniente, a partir de media noche.

Las instalaciones fluorescentes realizadas en Madrid han dado un resultado excelente. El flujo directo sobre los ojos del usuario es mínimo, al mis-

mo tiempo que el esplendor del firme resulta uniforme y suficientemente elevado.

Las mediciones realizadas demuestran que los niveles luminosos están comprendidos entre 1 *foot candle* (10,76 lux.) y 0,35 f. c. (3,76 lux.). Los valores correspondientes con una instalación equivalente de tipo antiguo sería 0,4 f. c. y 0,03 f. c. (4,3 lux. y 0,32 lux.). Es de notar que estas cifras no expresan por completo las ventajas del moderno sistema, pues no tienen en cuenta el esplendor alto y uniforme conseguido frente al aspecto oscuro con manchas brillantes de un alumbrado más antiguo.

La economía en energía eléctrica es del orden del 42 por 100 en comparación con material incandescente.

Armaduras. — Las lámparas van encerradas en armaduras que las protegen (fig. 34-10) y al mismo tiempo recogen y difunden la luz por medio de

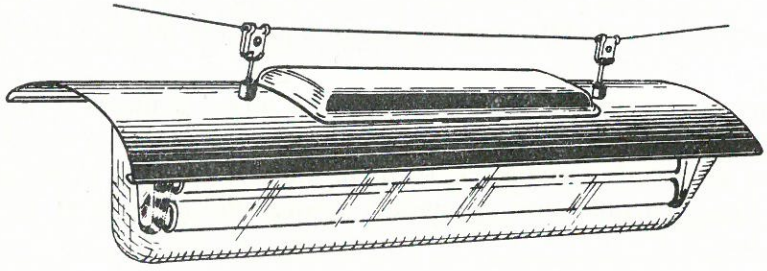


Figura 34.10.

dispositivos ópticos adecuados para evitar que los rayos salgan hacia arriba y se pierdan. Hay armaduras en las cuales, en vez de ser los dispositivos de distribución de la luz simples cristales esmerilados, son lentes. Se logra así una distribución más conveniente, pero en la práctica resultan excesivamente caras.

Hoy día el empleo de plásticos como el acrylic para las armaduras se va extendiendo cada vez más por suprimirse prácticamente el riesgo de rotura.

34.6. Mando del alumbrado. — Los dispositivos de control muestran un notable progreso en relación con el sistema anticuado y costoso de los interruptores accionados a mano.

Un primer paso corresponde a los interruptores síncronos accionados eléctricamente a partir de un mecanismo de relojería, que sólo requieren un control manual intermitente para modificar los instantes de encendido y apagado, de acuerdo con las variaciones estacionales.

Tenemos después el interruptor sensible a la luz exterior, que no sólo actúa automáticamente en los crepúsculos vespertino y matutino, sino también ante cualquier oscurecimiento transitorio por niebla o nubes espesas. Este sistema se puede aplicar a cada lámpara o por grupo de lámparas, empleando un circuito especial constituido por conductores aéreos o subterráneos.

El último progreso está representado por el mando a distancia de encendido y apagado, sin empleo del circuito especial. Estas instalaciones están basadas en el empleo de corrientes de alta frecuencia superpuestas en los conductores de alimentación. Actúan sobre relés colocados en el interior de los postes sustentadores de las lámparas. Se opera desde un puesto central, lo que ofrece la doble ventaja de disminuir el personal necesario y asegurar el encendido simultáneo de todas las lámparas.

34.7. Fuentes luminosas móviles. Empleo de la luz polarizada. — Como la mayoría de las carreteras no están provistas de alumbrado, los vehículos precisan disponer de luz propia para viajar de noche. Aparte de los pilotos traseros, señales de frenado, etc., van normalmente provistos de tres tipos de iluminación delantera: carretera, cruce y población. Teóricamente, con la luz de "carretera" se puede llegar a alumbrar un tramo, por delante del conductor, de la longitud que se desee, pues basta para ello aumentar la potencia de los faros. Esto tiene, sin embargo, el inconveniente de que se deslumbraría a los vehículos que circulan en dirección contraria a partir de distancias muy grandes. Además, el tipo y estado del pavimento tienen una gran influencia en la visibilidad conseguida; el efecto de espejo que se produce en un pavimento mojado, que dificulta notablemente la visibilidad, formándose bandas claras y oscuras, por reflejar casi la totalidad de la luz en lugar de difundirla. De este modo el conductor de un vehículo queda deslumbrado por la luz y el reflejo de los faros del vehículo que se aproxima, y, en cambio, no consigue apenas ver nada con los suyos, por volver a sus ojos una parte mínima de la luz de sus propios faros. En el sistema empleado actualmente en Estados Unidos la potencia de luz de "carretera" es de 60.000 bujías, con lo cual, según el ingeniero norteamericano VAL J. ROPER, es posible ver en carretera libre a un peatón vestido de oscuro a una distancia de 150 m., conduciendo a 65 Km/h. y sabiendo el conductor que ha de encontrarse con dicho peatón, o sea, en pruebas; aplicando un factor de atención de 0,5, obtenido mediante varios ensayos, resulta una distancia real de visibilidad de 75 m.

Al aproximarse otro vehículo en dirección contraria, la distancia de visibilidad se reduce un 40 por 100 cuando aquél está a 960 m. En la figura 34-11 se pueden ver completas las curvas obtenidas por VAL J. ROPER, que dan las distancias de visibilidad en un cruce de dos vehículos. Las dos curvas dibujadas dan los límites de los valores obtenidos con distintos observadores: hay que aplicarles un coeficiente de atención de 0,7 cuando viene el vehículo en dirección contraria y de 0,5 en el tramo correspondiente a carretera libre.

Cuando los dos vehículos están muy próximos, la visibilidad se hace muy pequeña, debido al deslumbramiento, aunque los faros se pongan en "cruce". En la zona de carretera próxima al vehículo que se enfrenta apenas se ve, y es preciso reducir mucho la velocidad ante la posibilidad de que exista un peatón, un carro o cualquier otro obstáculo. Hace años se ensayó el empleo de la luz polarizada; los faros van provistos de un polarizador y los conductores

utilizan un visor o unas gafas con un analizador con su plano de oscilación girado en relación con el del polarizador; el efecto del deslumbramiento se reduce considerablemente; no obstante la ventaja teórica, el sistema no ha tenido utilización práctica.

Para evitar el deslumbramiento en el cruce, cuando las carreteras tienen anchura suficiente, el seto central de separación es una solución relativa. Hoy

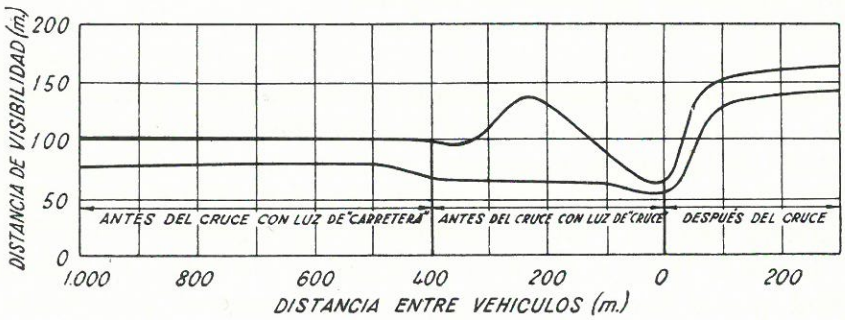


Figura 34.11.

se están ensayando con éxito las telas de metal "deploye", construidas en forma que los planos del material no dejen pasar los rayos luminosos al otro lado de la tela metálica; el sistema es racional y puede resolver el problema de deslumbramiento con medianas de pequeña anchura.

Bibliografía

Rex, C. H.: "Roadway Safety Lighting". A paper and report on behalf of I. T. E. Committee on Roadway Lighting, *Annual Meeting, Institute of Traffic Engineers.* November, 13, 1958.

Rex, C. H.: "Improving Seeing Efficiency with Roadway Lighting". *Traffic Engineering.* August 1956.

Rex, C. H.: "Luminaire Light Distribution Principles". *Illum. Eng.* December 1955.

Swetland, R. M. and Tobin, K. D.: "A Demostration Laboratory for Outdoor Roadway Lighting". *Illum. Eng.* May 1959.

Fowle, A. W. and Kaercher, R. L.: "Theoretical and Practical Light Distributions for Roadway Lighting". *Illum. Eng.* May 1959.

Harris, A. J.: "Visibility on the Road". *Trans. IES*, Vol. 22, No. 9, 1957.

Waldram, J. M.: Report for Committee on Street Lighting. C. I. E. International Commission on Illumination 3.3.1, Preprint W-3.3.1, Brussels, Bélgium. June 15-24, 1959.

Ruff, H. R. and Lambert, G. K.: "Relative Importance of the Variables Controlling Street Lighting Performance". RLP 334, Research Laboratories, BTH Co. Ltd., Rugby, England. (Also, attention is suggested to the references used in their paper).

GAYMARD, L.: "The Lighting of Streets and of Public Building in France". *Illum. Eng.* (1960) and "Code de bonne pratique d'Eclairage Public". April 1958.

Netherlands Commission on Public Lighting. "Recommendations on Public Lighting". May 1959.

GUTH, S. K. and MCNELIS, J. F.: "A Discomfort Glare Evaluator". *Illum. Eng.* June 1959.

FINCH, D. M. and PALMER, J. D.: "Assessment of High time Roadway Visibility". *H. R. B. Bull.*, 163, págs. 1-6, 1957.

TARAGIN, ASRIEL and RUDY BURTON, M.: "Traffic Operation as Related to Highway Illumination and Delineation". *H. R. B. Bull.*, 255, págs. 1-29, 1960.

RAFAELE ARIANO: "Richiami Sull'Illuminazione Stradale". *Le Strade,* pág. 59, febrero 1965.

UMBERTO DAGNINO: "Le pavimentazioni stradali dal peinto di vista della illuminazione". *Le Strade,* pág. 501, octubre 1964.

COHU, M.: "Les nouvelles recommandations americains concernant l'eclairage public". Revue General des Routes et des aerodromes, octubre 1964.

Colloque A.F.E.: "Eclairage et signalisation dans les villes et sur les routes". *Revue General de Routes et des Aerodromes,* mayo 1967.

JAMES, A. TROMPSON and BENDER, I. FRANSLER: "Economic Study of Various Mounting Heights for Highway Lighting". *Highway Research Record,* núm. 179, página 1 (1967).

ALLEN, T. M.; DYER, F. N.; SMITH, G. M., and JANSON, M. H.: "Luminance Requirements for Illuminated Signs". *Highway Research Record,* núm. 179, pág. 16 (1967).

JACK W. ANDERSON and GLEN C. CARLSONS "Vehicle Spray Pattern Study". *Highway Research Record,* núm. 179, pág. 38 (1967).

FINCH, D. M. and ELLIS KING, L.: "A simplified method for obtaining pavement reflectance data". *Highway Research Record,* núm. 179, pág. 53 (1967).

ROBERT R. COLEMAN and WILLIAM L. SACKS: "An Investigation of the use of expanded metal mesh as an anti-glare Screen". *Highway Research Record,* núm. 179, página 68 (1967).

"Efectos de la iluminación en las características de las autopistas". *Highway Research Record.* Report núm. 66.

"Iluminación". *Revue General de Routes,* noviembre 1967.

CAPITULO XXXV

SERVICIOS AUXILIARES DE LA EXPLOTACION

35.1. La nieve y el hielo. — La nieve, en determinadas épocas y zonas constituye un grave problema. La importancia económica del tráfico por carretera impone la necesidad de que éstas no puedan quedar cerradas por las nieves; es criterio normalmente aceptado el siguiente:

Carreteras de primer orden. — La circulación debe estar siempre asegurada.

Carreteras de segundo orden. — Interrupción máxima: veinticuatro horas.

Carreteras de tercer orden. — Pueden admitirse mayores plazos de interrupción, o incluso, excepcionalmente, su cierre durante la época de nieves.

El hielo, formando capa delgada sobre la superficie de la carretera, no cierra ésta al tráfico, pero constituye un gravísimo peligro para la circulación; los coches patinan con gran facilidad, y ello tiene lugar en los sitios más inesperados. La nieve, normalmente, avisa con tiempo al automovilista; el hielo no.

El número y gravedad de los accidentes producidos por la nieve y el hielo es del 12 al 15 por 100 superior a los normales en una carretera; se producen más rápidamente que en una vía normal y la posibilidad de actuación del conductor es mucho menor que en un firme seco o simplemente mojado.

Los remedios empleados por los automovilistas para luchar con la existencia de hielo o nieve compactada, son el empleo de cadenas o los neumáticos con clavos. Las cadenas son bastante eficaces y por eso se han empleado mucho; tiene el grave inconveniente de que su uso, cuando se llega a zonas limpias de hielo o nieve es muy desagradable. Por eso, en los países fríos donde hay bastante tiempo hielo o nieve, se ha extendido mucho el empleo de neumáticos con clavos; pero este sistema, muy eficaz para la seguridad del vehículo, aumenta el coeficiente de rozamiento por rotación de 0,10 a 0,30, tiene el inconveniente de que desgasta mucho el firme normal; por ello, se limita la velocidad normalmente a 90 Km./hora y la carga a 3,5 toneladas.

Hoy día, en carreteras de circulación intensa, los procedimientos más empleados son los que hacen desaparecer el obstáculo: nieve o hielo.

La nieve tiene características muy variables; al caer forma un conjunto de cristales al principio de muy poca densidad, pero que va aumentando rápidamente; esta consolidación de la nieve, que se produce sin la acción del tráfico, debida al peso propio, destruye los cristales primitivos y el conjunto va adqui-

riendo un carácter granular con una cierta cohesión; el estado de la nieve es función de la temperatura, del espesor de la capa y de la acción del tráfico si actúa sobre ella.

Para evitar que la nieve llegue a constituir un obstáculo para el tráfico se puede actuar:

a) Evitando la formación de ventisqueros.

b) Con medidas que impidan la acumulación de nieve en el camino, en capa que dificulte o impida la circulación, mediante el empleo de productos fundentes.

c) Con un servicio bien organizado que, con maquinaria especial, quite la nieve caída antes de que pueda ser un obstáculo para el tráfico.

35.2. Medidas para evitar la formación de ventisqueros. — Los ventisqueros se producen debido a la disminución de la velocidad del viento en una zona determinada, que causa que en ella se deposite la nieve. Se pueden evitar de dos maneras: o suprimiendo la causa de la disminución de velocidad del viento o bien poniendo un obstáculo para que se produzca y, consecuentemente, el depósito de nieve se forme fuera del camino.

Los ventisqueros, en general, se producen en terrenos llanos, donde el viento alcanza grandes velocidades, cuando el camino va situado en trinchera (figura 35-1) de profundidad no muy grande, menor de 4 m.; igualmente se forman en terraplenes de altura superior a 0,70 m., sobre un terreno llano (figura 35-2), cuando el talud de las tierras es menor de 1/10 (normalmente en-

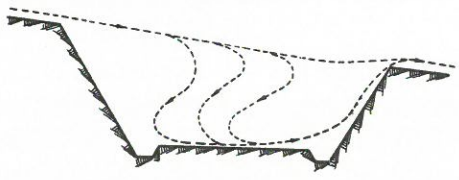


Figura 35.1.

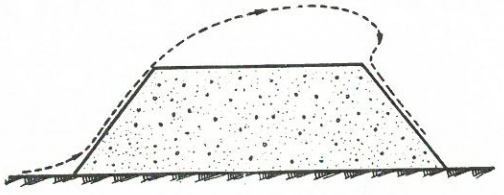


Figura 35.2.

tre 1/6 y 1/10). El proceso de la formación de los ventisqueros es muy complejo, y, por ello, solamente un examen minucioso de las condiciones locales podrá dar una norma correcta para evitarlos; como regla general no deben construirse desmontes de pequeña cota; aumentar la cota es solución eficaz, pero cara, y no está justificada más que en casos extremos; en zonas de grandes nevadas, la razón de evitar la formación de ventisqueros puede justificar la construcción de variantes del camino.

Remedio muy extendido es la construcción de vallas, fijas o móviles, que provoquen la formación del ventisquero fuera del camino. Las vallas se construyen, generalmente, de madera, formadas por tablas en bruto colocadas en

forma análoga a la indicada en la figura 35-3; la altura de las vallas ha de variar entre 1,20 y 1,60 m.; la tabla inferior debe ir a una altura de 25 cm. del suelo, y la "relación de densidad" (tanto por ciento de madera a la superficie total) ser de 0,30 a 0,40. Según experiencias hechas por el Road Research La-

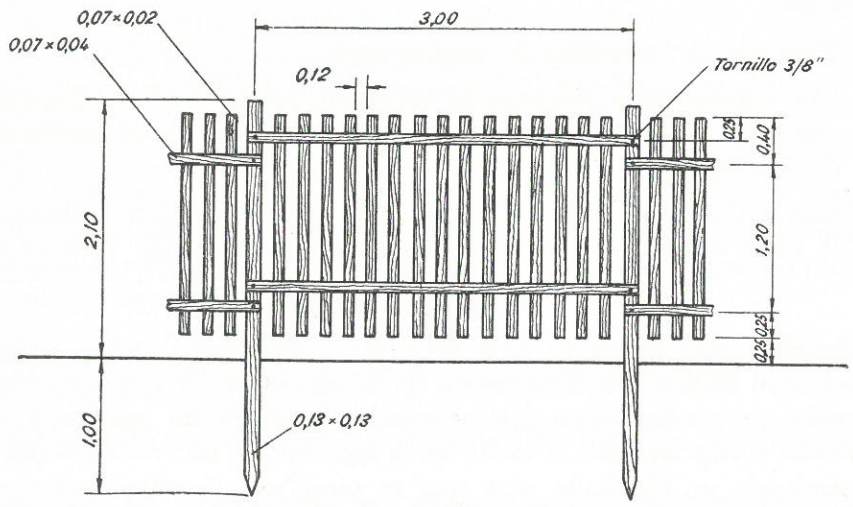


Figura 35.3.

boratory, la distancia del camino a la cual debe colocarse la valla será de 22,50 metros para la valla de 1,20 m. de alto; los alemanes fijan de 25 a 27 m. La colocación de las vallas debe ser normal a la dirección de los vientos dominantes; pueden colocarse en cualquiera de las formas que se indican en la figura 35-4. No obstante, la práctica puede aconsejar variaciones en cada caso

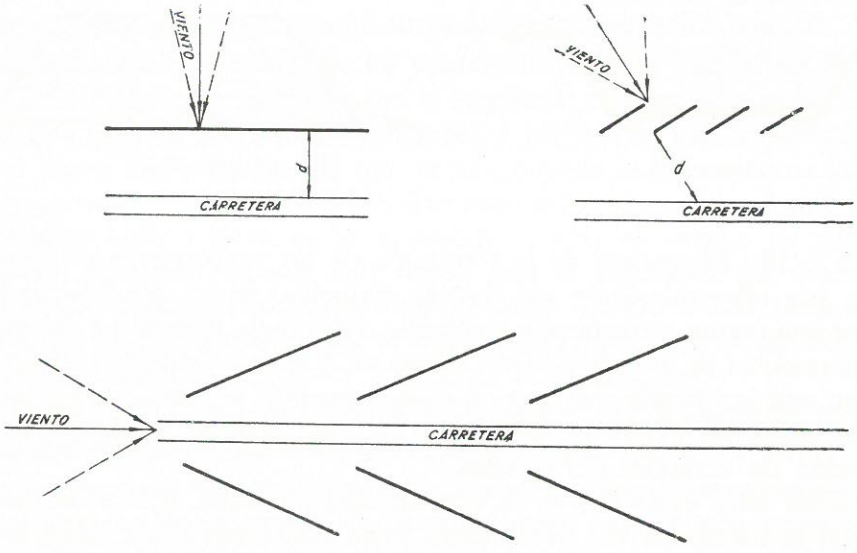


Figura 35.4.

particular. En vez de vallas desmontables, que tienen la ventaja de poderse llevar desarmadas al punto de colocación y cambiarse de sitio fácilmente cuando la práctica lo exija, se pueden construir muros de fábrica; para ello es preciso que su situación esté definida sin la menor duda. La plantación de barreras de arbolado se emplea también con éxito; tiene este remedio el inconveniente del tiempo relativamente largo que se necesita para que los árboles alcancen el desarrollo preciso, pero, en cambio, es muy eficaz.

Evitar la formación de ventisqueros, aunque cueste dinero, es, casi, siempre, más económico que disponer del equipo mecánico preciso para quitar la nieve que en ellos se acumula.

35.3. Equipos quitanieves.—Las máquinas quitanieves están compuestas de dos elementos distintos: el vehículo motor y la herramienta.

Los vehículos deben disponer de una amplia gama de velocidades para poderse adaptar a las diferentes condiciones de trabajo; han de tener una velocidad mínima de trabajo de 2 Km./h. y una máxima de 40 Km./h. Son vehículos que no han de patinar en condiciones difíciles de trabajo; para ello se debe poder blocar el diferencial y pueden tener dos ejes motores. Las ruedas deben tener cubiertas especiales para nieves con dibujos grandes; no es recomendable el empleo de orugas por el daño que puede producir en el firme.

En cuanto al carburante, es preferible la gasolina al gas-oil, porque los motores de gasolina son más adaptables a esfuerzos grandes en un momento determinado. Además, el gas-oil se hiela a — 18° C.

Los dispositivos quitanieves pueden clasificarse en dos grandes grupos:

a) De empuje.

b) Evacuadoras.

Las máquinas de empuje pueden clasificarse a su vez de hoja simple o en V. En estas últimas, el ángulo varía de 60 hasta 80°; estas máquinas tienen el inconveniente de que forman cordones de nieve muy compactos, a lo largo de los paseos; para evitarlo, y que los cordones luego sean más fáciles de evacuar, se han empleado dispositivos complementarios: alerones laterales que se pueden plegar o subir o bajar a voluntad para descrestar los cordones laterales. En la figura 35-5 puede verse un modelo en V, de gran ángulo y complementado con alerones laterales. La parte baja de la cuña tiene una parte plana, en la cual la nieve se eleva por encima del suelo, y después recorre la parte alabeada, que está constituida por una superficie desarrollable. Con nieve recién caída estas máquinas trabajan perfectamente cuando la altura de la capa no es superior a 0,50 m. Las hojas descansan sobre unos patines de acero especial; el rendimiento máximo se obtiene cuando la capa de nieve que queda sobre el suelo es de 1 cm.; el acoplamiento de la hoja puede ser rígido o flotante; este último tiene la ventaja de evitar esfuerzos excesivos ante un atasco eventual.

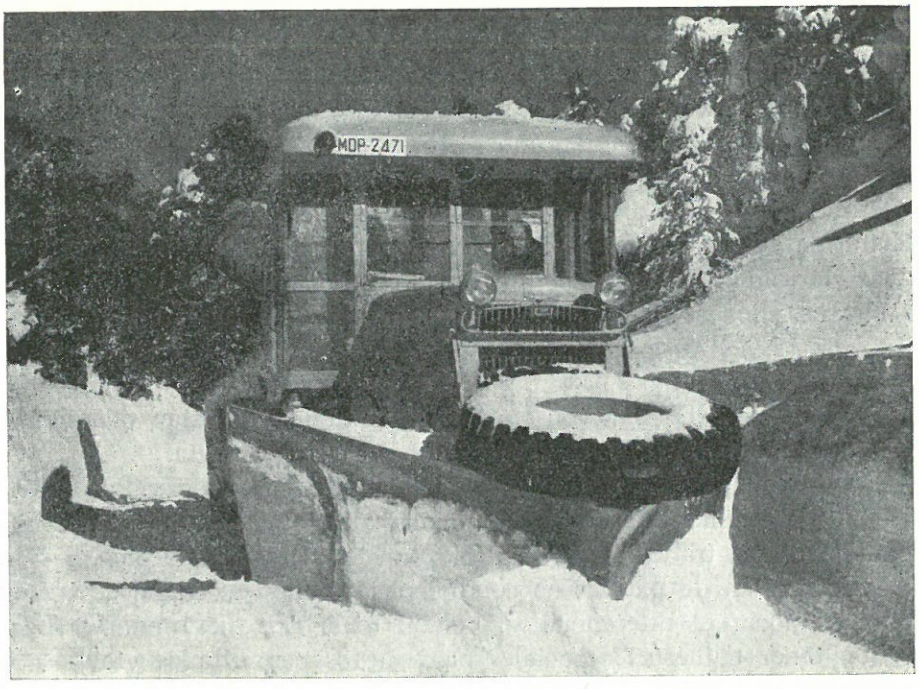


Figura 35.5.

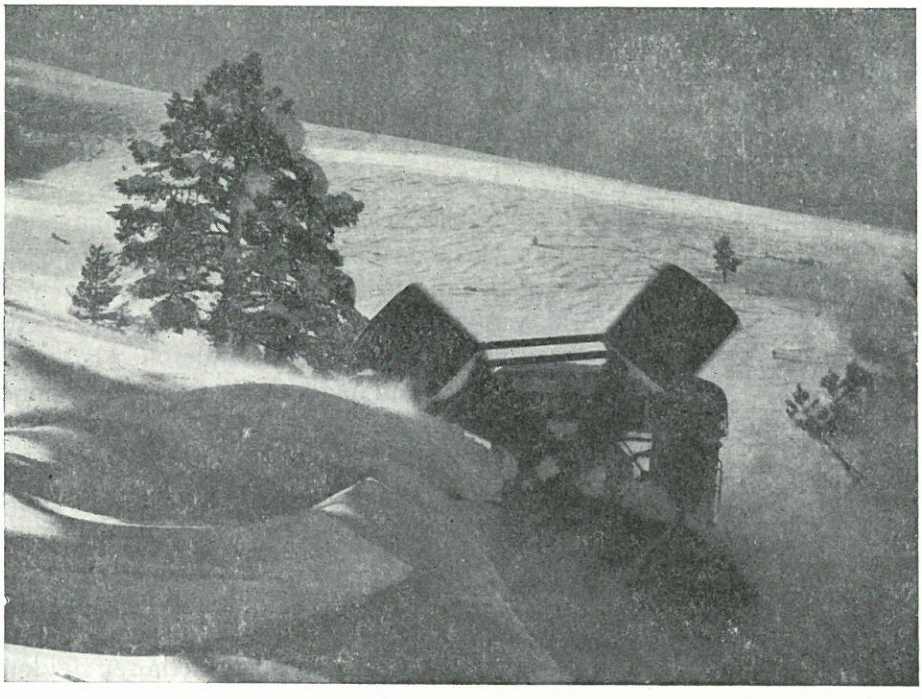


Figura 35.6.

En vez de hojas en V puede emplearse una sola hoja dispuesta oblicuamente al eje del elemento motor; tiene la ventaja esta disposición de que la nieve se evacúa por un solo lado; en dos pasadas el rendimiento es un 25 por 100 mayor que con una cuña de ángulo. La condición de que la evacuación de la nieve se haga en dos pasadas en sentido contrario a un solo lado, obliga a que el perfil de la hoja sea cilíndrico. Este tipo de máquinas trabaja perfectamente con alturas de nieve de 0,30 m.; estas hojas pueden adaptarse fácilmente a un camión. Las máquinas evacuadoras deben emplearse cuando el espesor de nieve es mayor de 0,50 m.; estas máquinas pueden ser palas, turbinas y fresas. Las palas así sustituyen el trabajo de mano de evacuación de los cordones que forma la cuña empujadora; las palas giratorias van evacuando la nieve de los cordones que la cuña forma fuera de la carretera; el sentido de giro de las palas puede invertirse. En la figura 35-6 puede verse un detalle del trabajo de estas máquinas, y en la figura 35-7 una fotografía de ellas.

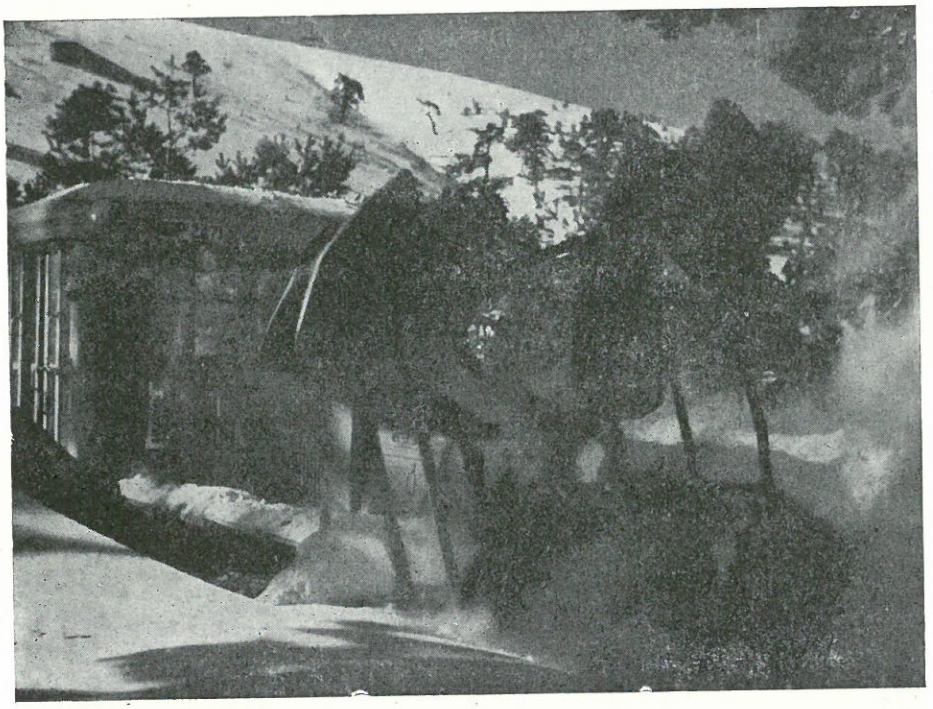


Figura 35.7.

Las máquinas de turbina y fresadoras están formadas por unas hojas giratorias colocadas delante del aparato tractor, que cortan la nieve y la evacuan lateralmente fuera de la carretera. En la figura 35-8 puede verse un detalle de esta máquina, y en las 35-9, 35-10 y 35-11, fotografías de la misma en trabajo.

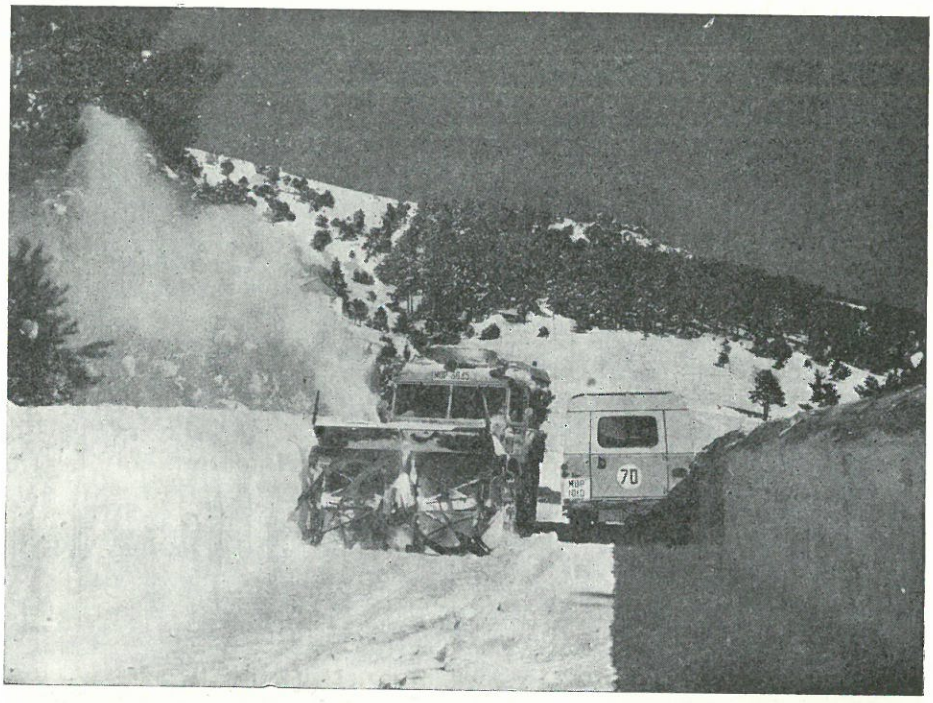


Figura 35.8.

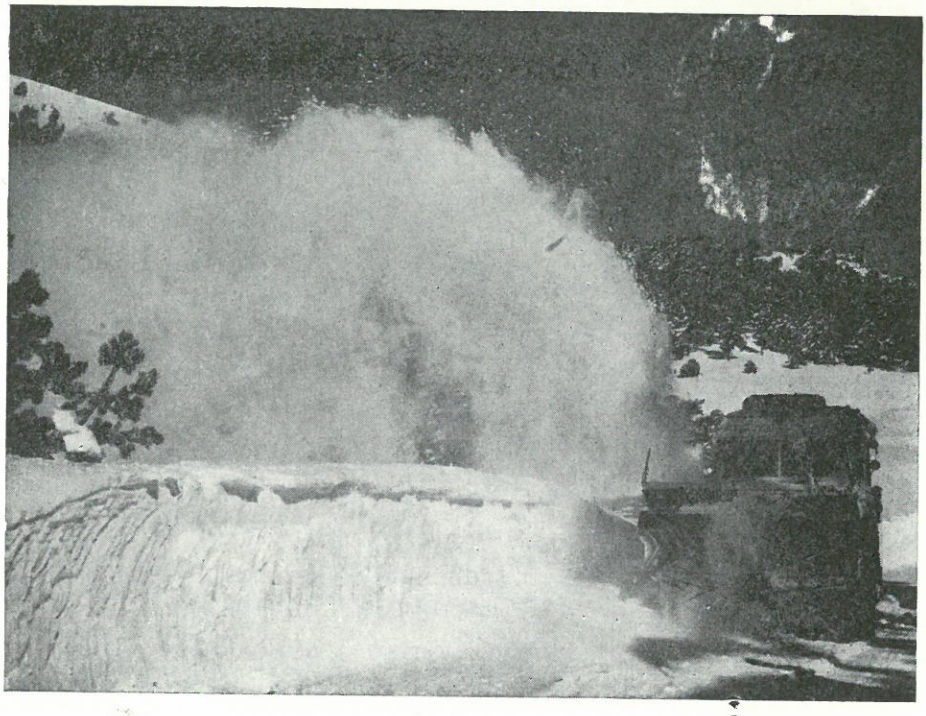


Figura 35.9.

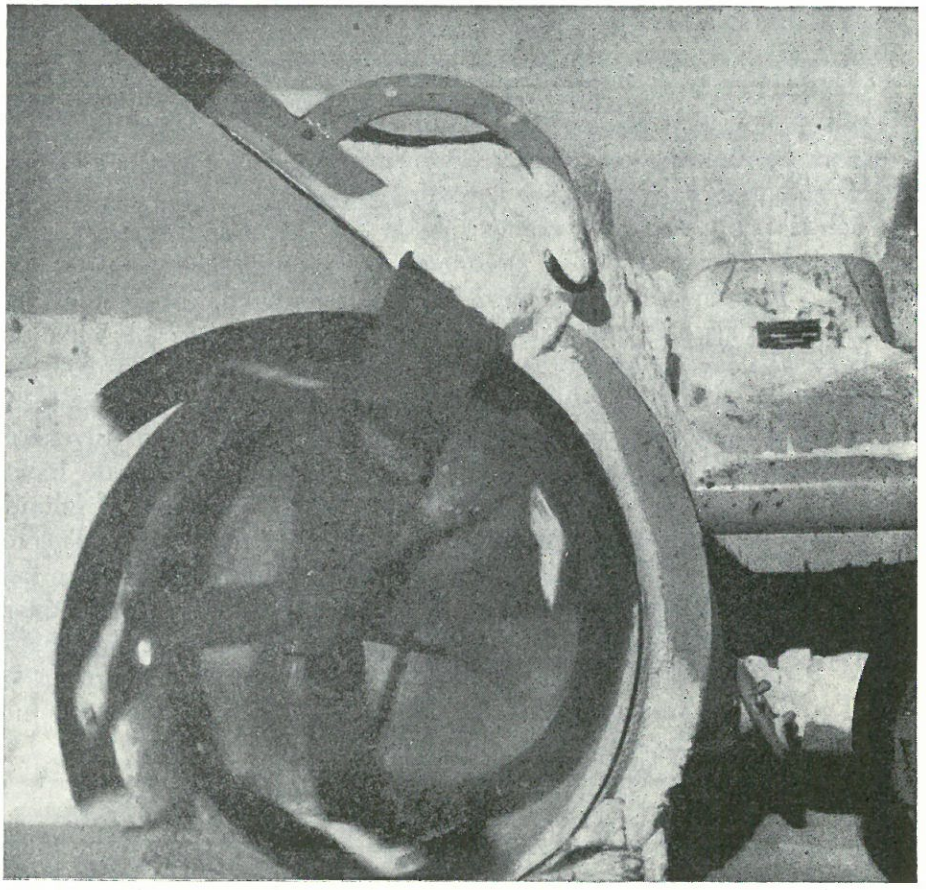


Figura 35.10.

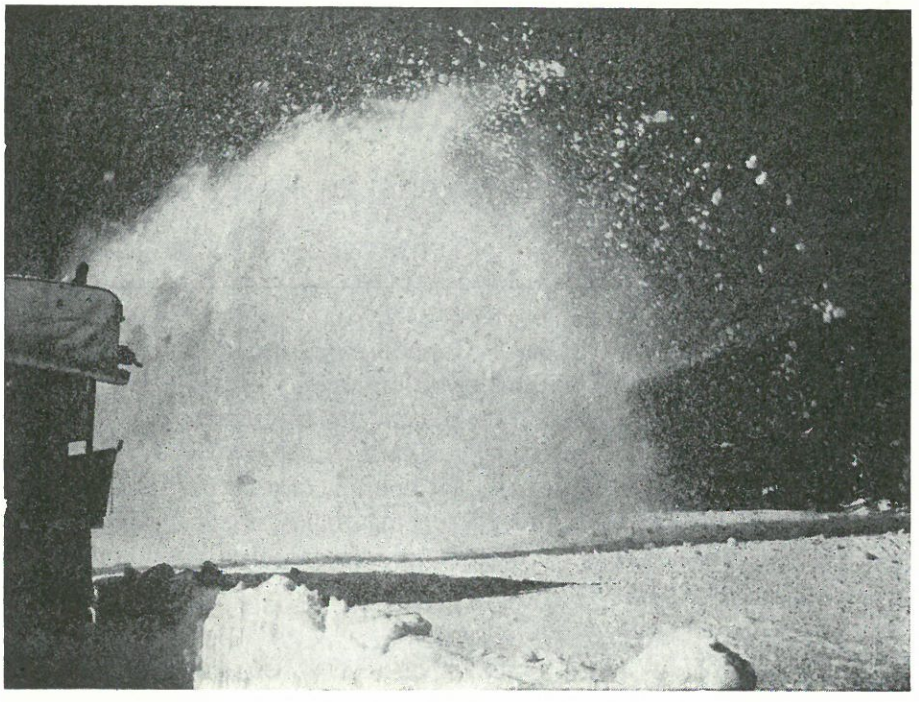


Figura 35.11.

35.4. El hielo en la carretera. — La formación de una capa de hielo en la superficie de la carretera constituye un gravísimo peligro para la circulación; el coeficiente de rozamiento de los neumáticos con el firme disminuye muy rápidamente, el coche patina y se llega a perder el mando de la dirección. La capa de hielo puede formarse por la consolidación de la nieve; en este caso la superficie es irregular y normalmente presenta rodadas; esta forma de hielo siendo peligrosa, lo es menos que la superficie uniforme del hielo de pequeño espesor formada sobre el pavimento. Esta puede haberse producido por la lluvia o la humedad caída sobre un firme muy frío o de agua a temperatura inferior a cero grados caída sobre el firme; la capa de hielo así producida llega a alcanzar espesores relativamente importantes, del orden de 1 cm.; la superficie producida es muy uniforme. Se puede producir también el hielo por congelarse la humedad del firme, producida por causas diversas: lluvia, condensación de la atmósfera, etc. Se combate la formación de hielo por la aplicación de sal al firme antes de la formación del hielo; la salinidad del firme evita la formación del hielo al descender el punto de congelación; la cantidad a emplear es del orden de 10 gr./m.^{2}; debe aplicarse cada dos o tres días. Como esta medida preventiva es cara, no se emplea más que en itinerarios importantes donde la intensidad del tráfico lo justifica económicamente.

Cuando el hielo se ha formado, para fundirlo se emplean fundentes Na Cl y Ca Cl_2; las cantidades a emplear dependen de la temperatura ambiente; la técnica francesa utiliza:

Temperatura	Fundente	Cantidad según espesor hielo, gr./m.^{2}	
		Menos de 2 mm.	Más de 2 mm.
0° C a — 3° C	Na Cl	10 - 20	15 - 30
— 3° C a — 6° C	Na Cl	20 - 30	30 - 40
— 6° C a — 10° C	$^2/_3$ Na Cl $^1/_3$ Ca Cl_2	10 - 20	15 - 30
— 10° C a — 15° C	$^1/_2$ Na Cl $^1/_2$ Ca Cl_2	15 - 30	20 - 40
Más baja de — 15° C	Ca Cl_2	20 - 40	30 - 50

35.5. Tratamiento de la nieve y el hielo. — Cuando la cantidad de nieve es pequeña y llega a helarse, no pueden actuar los quitanieves, y el peligro es gravísimo. Hay que tratar la superficie para que exista un coeficiente de rozamiento que dé a los vehículos un mínimo de seguridad.

El producto normalmente empleado es la sal común, que actúa hasta una temperatura de — 21°. Si las temperaturas fuesen más bajas, hasta — 50°, podría emplearse el cloruro cálcico; pero como éste es más caro que la sal común y se almacena peor, se emplea rara vez.

La cantidad de sal común a emplear depende de la de nieve a fundir y de la temperatura previsible en las seis horas siguientes al tratamiento; puede obtenerse por el gráfico de la figura 35-12.

Cuando se trata de nieve densa o de pequeñas capas de hielo ha de emplearse la sal mezclada con áridos abrasivos, cuyo tamaño debe oscilar entre 10 y 5 mm.; es conveniente que la forma de las partículas sea angulosa, sin

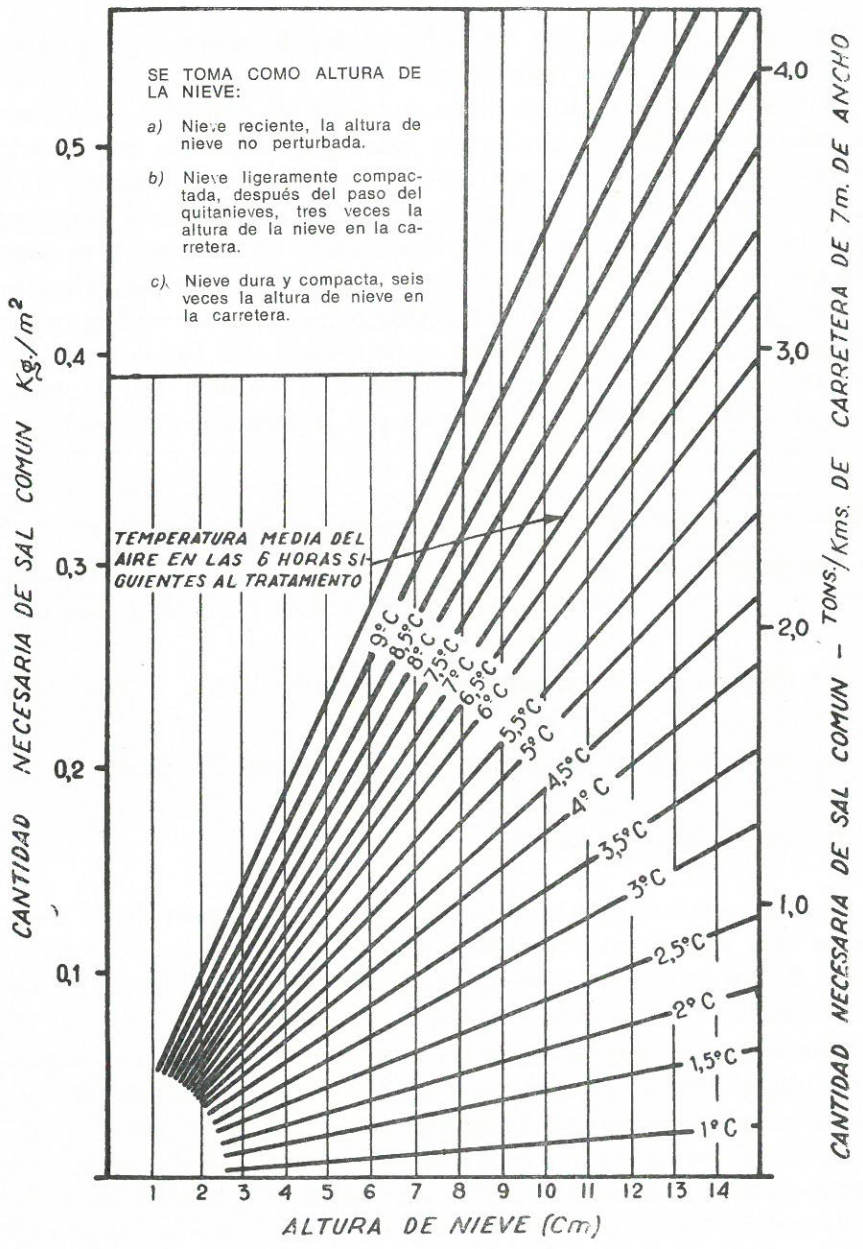


Figura 35.12.

que lleguen a ser tan afiladas que constituyan un peligro para las cubiertas; deben barrerse una vez que la nieve se haya fundido, pues si no se hace constituye un peligro para el tráfico.

Las dosis de empleo varían según el tipo de nieve que se haya de remover. Según la práctica inglesa, la forma de hacer el tratamiento es la que se resume en la tabla 35-I.

35.6. Organización del servicio de lucha contra la nieve. — El problema de la nieve y el hielo se agrava rápidamente si no se acude con presteza a luchar contra él; la nieve, como hemos dicho, aumenta de densidad y su evacuación se hace más costosa. El servicio ha de estar perfectamente organizado para que sea eficaz. Debe haber retenes fijos de maquinaria y depósitos de abrasivos y sal dispuestos en los puntos convenientes. El personal encargado del servicio debe conocer bien su zona y la carretera ha de estar bien señalizada con hitos que no puedan ser cubiertos por la nieve, que marquen claramente la situación de la carretera cuando ésta quede cubierta de nieve; hay que señalar muy especialmente los puntos difíciles o peligrosos. Es fundamental que un buen servicio de información tenga al corriente al público de los tramos de carreteras cerrados al tráfico o peligrosos por la formación de hielo.

35.7. Otras causas de interrupción del tránsito. — Son, además de la nieve:

a) Los corrimientos de tierras en los desmontes y la caída de masas de tierra o roca, que pueden obligar a cortar el tráfico y constituir siempre grave peligro.

b) La destrucción de puentes o sus accesos, debido a desbordamiento de los ríos.

c) La destrucción de los terraplenes por socavación producida por las aguas.

d) La inundación del camino.

En relación con todos estos accidentes hay que disponer de un servicio de información que permita poner rápidamente en los anuncios de la interrupción, para que el tráfico se desvíe antes de llegar al sitio del accidente; las Oficinas de Turismo deben ser, asimismo, advertidas para que puedan avisar al público.

En relación con la reparación de las averías no pueden darse reglas fijas; es imprescindible disponer cuanto antes, en el sitio del accidente, del personal y los medios necesarios para realizarla; ello aconseja que los parques de material de conservación se encuentren bien distribuidos dentro de la red general, para que la concentración sea rápida y suficiente; en zonas determinadas, en las cuales, por sus características, es frecuente algún accidente de los enumerados, el servicio debe disponer de los elementos precisos para el rápido restablecimiento

TABLA 35-I.—*Resumen de Instrucciones.*

1	2	3	4				5
			Temperaturas límites para el tratamiento señalado en la columna 3				
Estado de la nieve o del hielo	Altura de nieve o de hielo	Tratamiento	(*a*) Tipo de firme	(*b*) Modo de distribuir la sal	(*c*) Proporción de sal a abrasivo en peso	(*d*) Temperatura media del aire para el tratamiento indicado en (3)	Variación del tratamiento para temperaturas del aire inferiores a las de la columna 4 (*d*)
Nieve reciente poco compacta.	Inferior a 15 centímetros; nieve sin pasar el quitanieves; no hay deshielo.	Recubrimiento de sal dado por fig. 35-12. Altura de nieve es la de la nieve no perturbada.	Macadam con o sin tratamiento superficial, firmes bituminosos densos, adoquinados firmes de madera.	Mecánicamente o a mano.	Sólo sal a 1 : 4	— 9° C. a 0° C.	Quitanieves y dejar que la nieve se consolide por el tráfico. Emplear entonces abrasivos o mezcla de abrasivos/sal (30 : 1) a razón de 150 a 550 gr./m.²
			Firmes bituminosos de textura abierta, riegos superficiales próximos al fin de su vida útil.	Mecánicamente.	Sólo sal a 1 : 4	— 4° C. a 0° C.	
				A mano.	1 : 4		
			Hormigón de edad superior a tres meses.	Mecánicamente.	Sólo sal a 1 : 4	— 2° C. a 0° C.	
	Superior a 15 centímetros; se ha pasado el quitanieves, quedando hasta 5 cm. sobre la carretera.	Recubrimiento de sal dado por fig. 35-12. Se toma como altura de nieve tres veces la altura media de nieve sobre la carretera.	Macadam con o sin tratamiento superficial, etcétera.	Mecánicamente o a mano.	Sólo sal a 1 : 4	— 9° C. a 0° C.	Emplear abrasivos o mezcla de abrasivos/sal (30 : 1) a razón de 150 a 550 gr./m.²
			Firmes bituminosos de textura abierta, etc.	Mecánicamente.	Sólo sal a 1 : 4	— 4° C. a 0° C.	
				A mano.	1 : 4		
			Hormigón de edad superior a tres meses.	Mecánicamente.	Sólo sal a 1 : 4	— 2° C. a 0° C.	
	Altura de nieve y estado atmosférico, desconocidos.	Recubrimiento de sal a razón de 22 gramos/m.² al comienzo de la nevada.	Cualquier tipo de firme.	Mecánicamente o a mano.	Sólo sal a 1 : 4	Sin límites.	
Nieve densa, compacta e impenetrable.	Inferior a 1,30 centímetros.	Recubrimiento de sal dado por fig. 35-12. Se toma como altura de nieve seis veces la altura media de nieve compacta en la carretera.	Macadam con o sin tratamiento superficial, etcétera.	Mecánicamente o a mano.	Sólo sal a 1 : 4	— 9° C. a 0° C.	Emplear abrasivos o mezcla de abrasivos/sal (30 : 1) a razón de 150 a 550 gr./m.²
			Firmes bituminosos de textura abierta, etc.	Mecánicamente.	Sólo sal a 1 : 4	— 4° C. a 0° C.	
				A mano.	1 : 4		
			Hormigón de edad superior a tres meses.	Mecánicamente.	Sólo sal a 1 : 4	— 2° C. a 0° C.	
	Superior a 1,30 centímetros.	Abrasivos o mezcla de abrasivos/sal, a razón de 150 a 550 gr./m.²	Cualquier tipo de firme.	Mecánicamente o a mano.	1 : 30 a sólo abrasivos	Sin límites.	
Capas delgadas de hielos formadas al helarse el agua de lluvia o por fusión y nueva congelación de la escarcha.		Abrasivos o mezcla de abrasivos/sal, a razón de 75 a 275 kg./m.²	Cualquier tipo de firme.	Mecánicamente o a mano.	1 : 30 a sólo abrasivos	Se emplea cuando la temperatura del aire tiende a cubrir durante el día por encima del punto de congelación.	
		Mezcla de abrasivos/sal, a razón de 75 a 275 gr./m.²	Cualquier tipo de firme.	Mecánicamente o a mano.	1 : 10	Se emplea cuando la temperatura del aire tiende a permanecer durante varias horas por debajo del punto de congelación.	

del tráfico, aunque sea con medios provisionales. En bastantes casos se podrá adoptar medidas que eviten se produzca la interrupción; por ejemplo, vallas de contención de las avalanchas, protección del tramo contra los desprendimientos (figs. 35-13, 14 y 15), etc.

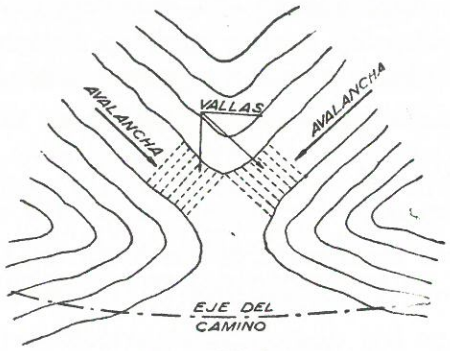


Figura 35.13.

Para evitar la socavación de los terraplenes y su destrucción por las crecidas del río que circule próximo a ellos, deberán adoptarse medidas de protección y defensa, llegando en algunos casos a la desviación y encauzamiento del curso de agua peligroso o del trazado del camino. Cuando por cualquiera

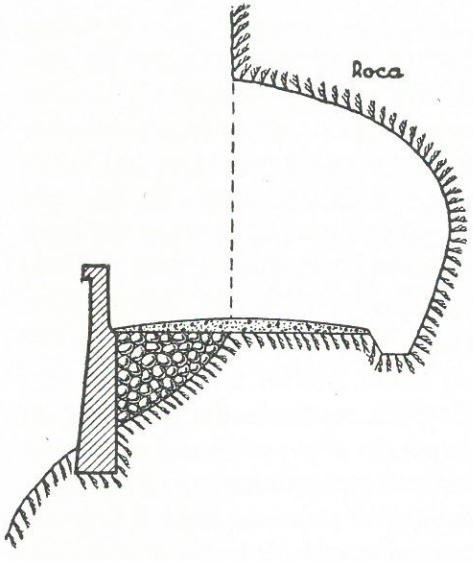


Figura 35.14.

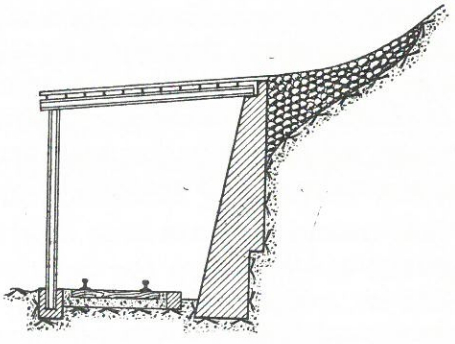


Figura 35.15.

de las causas enumeradas se produzcan cortes en un camino, deberá estudiarse la forma de suprimir el origen del mal; en general, aunque resulten costosos a primera vista los remedios, serán más baratos que la reparación de las averías, máxime si se tiene en cuenta el peligro y trastorno económico que para el tráfico representa.

35.8. La conservación ordinaria. — La conservación ordinaria es un servicio permanente de la carretera de importancia trascendental: la seguridad del tráfico y la economía del transporte imponen inexorablemente la necesidad de una conservación de la carretera debidamente atendida; pero la conservación adecuada de la red representa además una economía real para la administración; una carretera bien atendida, con la "puntada a tiempo", dura mucho más que cuando la conservación se olvida y se acude con retraso a remediar el mal.

La labor de conservación comprende operaciones diversas que podemos clasificar en tres grupos:

a) Reparaciones generales que hay que hacer cada cierto tiempo con una periodicidad dependiente de las condiciones locales; por ejemplo, riego de conservación, reposición de capas superficiales, pintura general, señales, obras, etc.

b) Reparaciones que hay que efectuar periódicamente, en general, una vez al año, por ejemplo, reperfilado y limpieza de paseos y cunetas, repintado de líneas sobre el pavimento, ordenadoras del tráfico, pequeños riegos de conservación, etc.

c) Corrección de defectos que se presentan inopinadamente en la carretera: baches o averías inesperadas que es imprescindible reparar rápidamente.

Las reparaciones comprendidas en el epígrafe *a*) son proyectos que hay que formular periódicamente; tienen una cierta importancia y es posible realizarlos por contrata; su periodicidad dependerá de las condiciones de la obra, clima o tráfico; normalmente, se sabrá con suficiente antelación cuándo habrá que realizarlas y ello permitirá al servicio formular los proyectos con la debida antelación para disponer a tiempo de los créditos precisos. No hay que olvidar que la época de realizar estas grandes reparaciones debe ser la del buen tiempo; en España, de mayo a octubre, ambos meses incluidos; para hacerlo así es preciso que la obra esté aprobada, y adjudicada en su caso en los primeros meses del año, para que haya tiempo de preparar adecuadamente el trabajo, especialmente los acopios.

Los trabajos comprendidos en el apartado *b*) se repiten todos los años; sus programas son conocidos con la debida anticipación y se puede contar a tiempo con los créditos necesarios; se pueden realizar por contrata o preferentemente por administración, por equipos formados por concentración del personal fijo, complementado si es preciso con personal eventual; la maquinaria necesaria para ello está adscrita a las jurisdicciones regionales o provinciales. En este grupo de trabajos tiene importancia grande la lucha contra la invasión de la hierba en los paseos, cunetas y algunas veces, cuando el tráfico es reducido, del firme mismo. La hierba antes se cortaba o arrancaba, pero con eso no se lograba extirparla. Hoy día se procede a destruirla con herbicidas; se puede regar con gas-oil y quemarla, pero este tratamiento, que puede ser peligroso si se extendiese el fuego a fincas contiguas, no mata la hierba que se

reproduce a la temporada siguiente; por eso es preferible emplear productos esterilizantes; hay diversos tipos de estos productos, patentados, que se distribuyen disueltos en agua; el tratamiento debe hacerse en otoño, antes de la temporada de lluvia, para que ésta haga penetrar el esterilizante en el interior del suelo; no conviene que las lluvias que sigan a la aplicación del esterilizante sean muy intensas, pues hay peligro de que lo arrastren a excesiva profundidad fuera de la capa vegetal, que es donde debe actuar.

Otra operación de conservación de este grupo es la limpieza y reperfilado de cunetas; los herbicidas pueden evitar que crezcan las hierbas que disminuyen la velocidad del agua en la cuneta y son causa, por ello, de la formación de depósitos; pero, aun suprimidas las hierbas, es preciso limpiar y reperfilar las cunetas para que estén en condiciones de evacuar rápidamente el agua. Las cunetas de tierra se pueden limpiar rápidamente con una pequeña motoniveladora.

La labor de corrección rápida de defectos que puedan presentarse inopinadamente en la carretera, baches o averías pequeñas es de una importancia trascendental; estará esta función a cargo del personal fijo de conservación que podrá funcionar aisladamente o en brigadas, con su correspondiente equipo de maquinaria. En España hoy la conservación permanente está organizada en brigadas de conservación, agrupadas tres de ellas bajo la jurisdicción de un ayudante que tiene a su cargo una longitud de carretera del orden de los 400 kilómetros; aparte de las brigadas de conservación, existe una de vigilancia dentro de la jurisdicción de cada ayudante. Frente a este sistema de brigadas fijas existía antes el sistema de los peones camineros que tenían a su cargo tramos de 5 a 7 Km.; cada capataz corría a cargo de 40 a 60 Km. de carretera y los capataces se agrupaban cinco o seis a las órdenes de un ayudante. Este sistema, alegan sus defensores, tiene la ventaja de vincular más al personal a un tramo; el peón vive en él, y conoce perfectamente sus necesidades; este trabajo aislado de rutina no obsta para la formación de la brigada en momento oportuno para atender a obras de cierta importancia.

El problema de la mecanización de la conservación exige una centralización de mando y talleres en la jurisdicción provincial y la rápida movilidad de los equipos; solamente así podrá obtenerse de la maquinaria una utilización económica; no es posible económicamente que cada equipo esté completo con toda la maquinaria que en un momento pueda precisar; lo que se necesita es que en cada zona exista el equipo mínimo necesario que ha de tener una utilización continua y, dependiente directamente del mando provincial, la maquinaria especial que pueda incorporarse, cuando sea preciso, a una determinada brigada.

La maquinaria de las brigadas será la necesaria para la labor de rutina, llamémosla así; extensión del betún y fabricación del aglomerado en pequeño volumen, apisonado y los medios de transporte precisos.

Es muy útil tener al personal al tanto de los progresos de la técnica, organizando periódicamente cursillos de formación profesional y proporcionándo-

les pequeños libros de instrucciones, sencillos y claros, para guiarles en las funciones que han de desempeñar.

35.9. Estadística de accidentes. — Una proporción importante de los accidentes que se producen tienen su causa determinante en la carretera. Hay que llevar una estadística de los "puntos negros" señalándolos en un plano; un estudio detenido de las causas de los accidentes puede aconsejar una serie de medidas, muchas veces poco costosas y eficacísimas para evitarlos.

35.10. Servicios de información. Teléfono. — Es muy importante que el usuario del camino pueda tener en todo momento una información lo más completa posible del estado de los itinerarios que puedan interesarle, así como de las interrupciones que pueden haber ocurrido por causas eventuales. Para ello, las Jefaturas de Obras Públicas deben estar en estrecho contacto con las oficinas del Turismo y Real Automóvil Club, para entre los tres organismos mantener al público debidamente informado.

Como auxiliar fundamental del servicio de información, y para uso del automovilista, es muy conveniente que en las casillas de peones camineros o, por lo menos, en algunas de ellas exista teléfono público.

35.11. Auxilio en la carretera. — Debe existir una organización de auxilio mecánico para cada caso de averías en los vehículos. Puede estar compuesta por una red de talleres autorizados, debidamente distribuidos, que han de contar con: *a*) un pequeño coche taller para prestar el auxilio en carretera, para averías que puedan fácilmente repararse; *b*) una grúa para remolcar el coche que no pueda repararse en carretera hasta el taller autorizado.

Para el auxilio en caso de accidente deberán existir debidamente distribuidas a lo largo de la carretera clínicas de urgencia con servicio permanente y una ambulancia para el traslado a ellas de las víctimas.

35.12. Tráfico de viajeros. Albergues y Paradores. — Para el servicio del tráfico de turismo a larga distancia es muy conveniente que existan, en puntos bien elegidos, pequeños hoteles donde el automovilista pueda parar a comer y, en pequeño número, a pernoctar. Este servicio, de gran interés, se estableció en España hace más de cuarenta años. Los albergues de carretera, de pequeñas dimensiones, deben tener un número reducido de habitaciones para dormir, en proporción con la importancia del servicio que el albergue ha de prestar, tenidas en cuenta su situación y las características del camino; un cuarto de estar y un comedor de dimensiones adecuadas; no hay que perder de vista que el tráfico que se detiene a almorzar o comer es muy superior al que pernocta en el albergue; deben existir las habitaciones precisas para el personal de ad-

ministración, así como todos los servicios higiénicos, cocina, bodega, despensa, etc.; es de gran interés disponer de un pequeño jardín. Han de tener un garaje cubierto y, si es posible, con jaulas independientes, para que el viajero pueda encerrar su coche sin necesidad de quitar los equipajes; aparte de ello se debe disponer un espacio para el estacionamiento de coches que se detienen a comer, aislado de la carretera; debe haber una estación de servicio lo más completa posible, con surtidor de gasolina, engrase, un taller elemental e incluso un pequeño almacén de repuestos.

En España existe, montado y sostenido por el Ministerio de Información y Turismo, un servicio muy cuidado de albergues, que son de gran utilidad; en las figuras 35-16 a 35-22 pueden verse detalles de diferentes instalaciones.

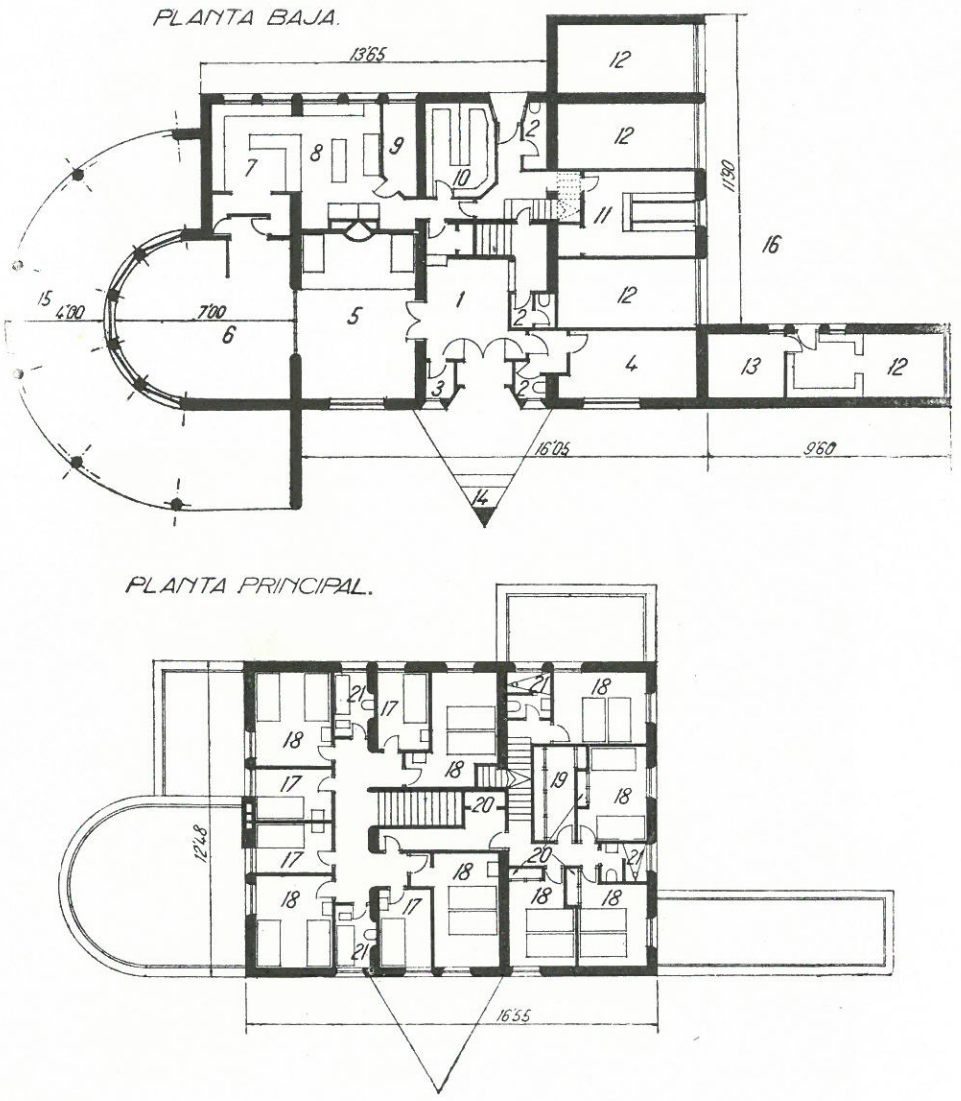


Fig. 35.16.—Albergue tipo de la red de caminos de España.

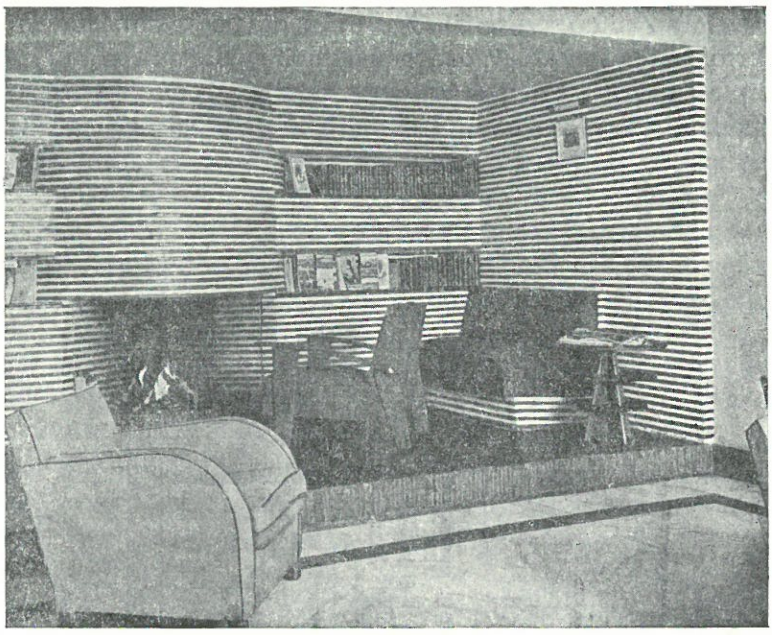


Fig. 35.17.—Albergue. Hall.

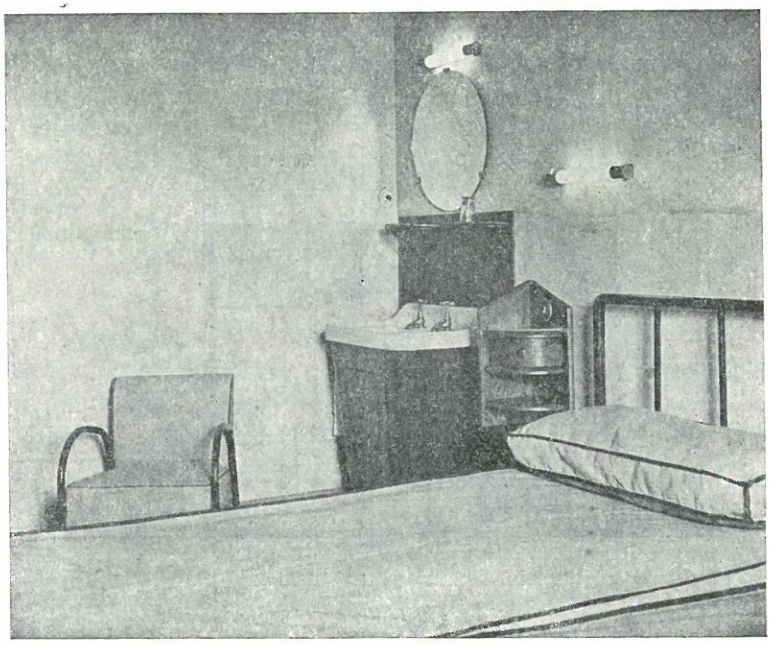


Fig. 35.18.—Albergue. Dormitorio.

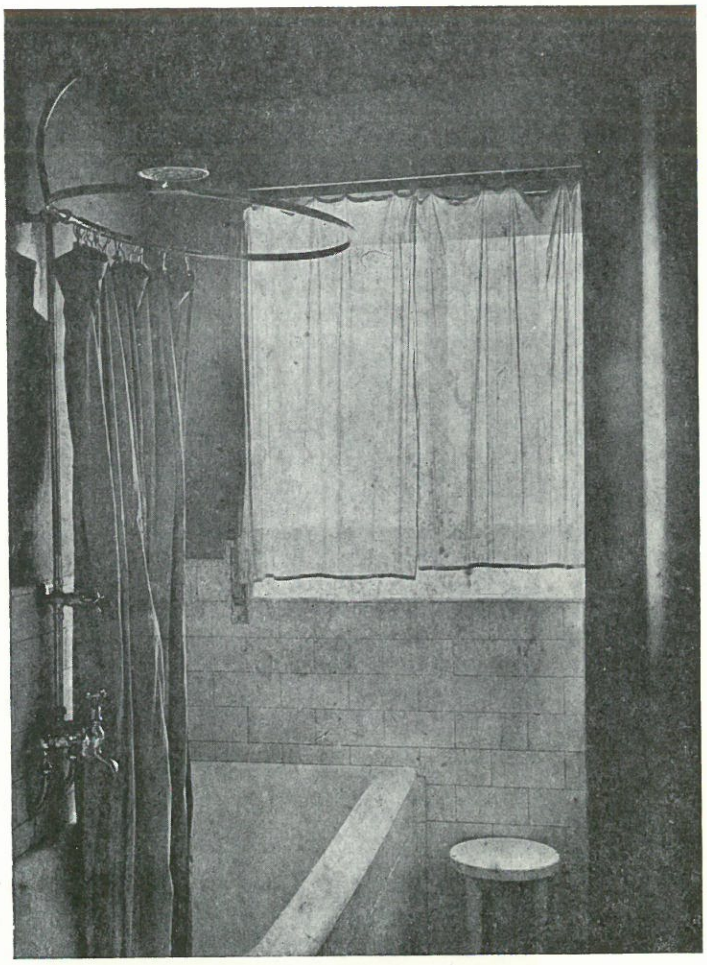
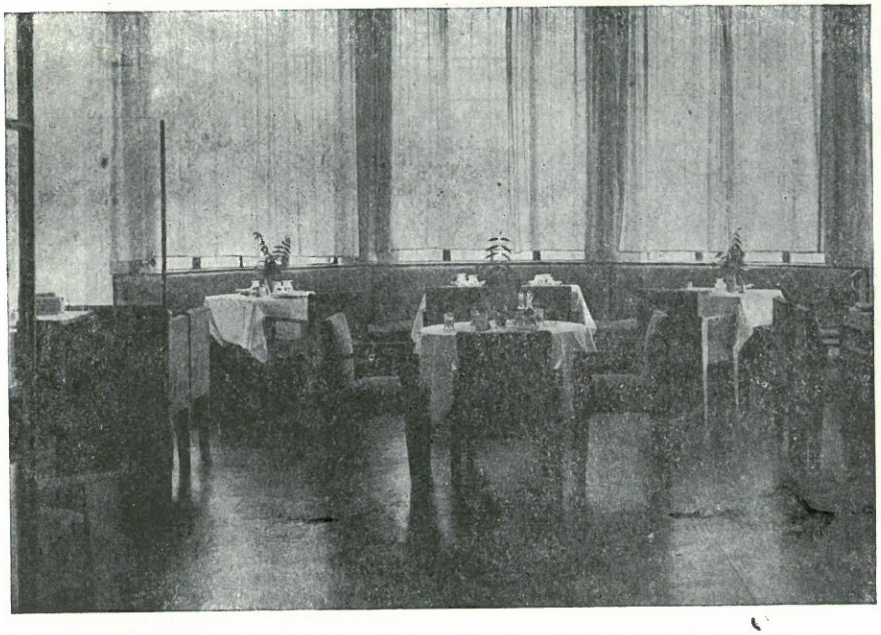


Fig. 35.19.—Cuarto de baño de un albergue de carretera.

Fig. 35.20.—Albergue. Comedor.



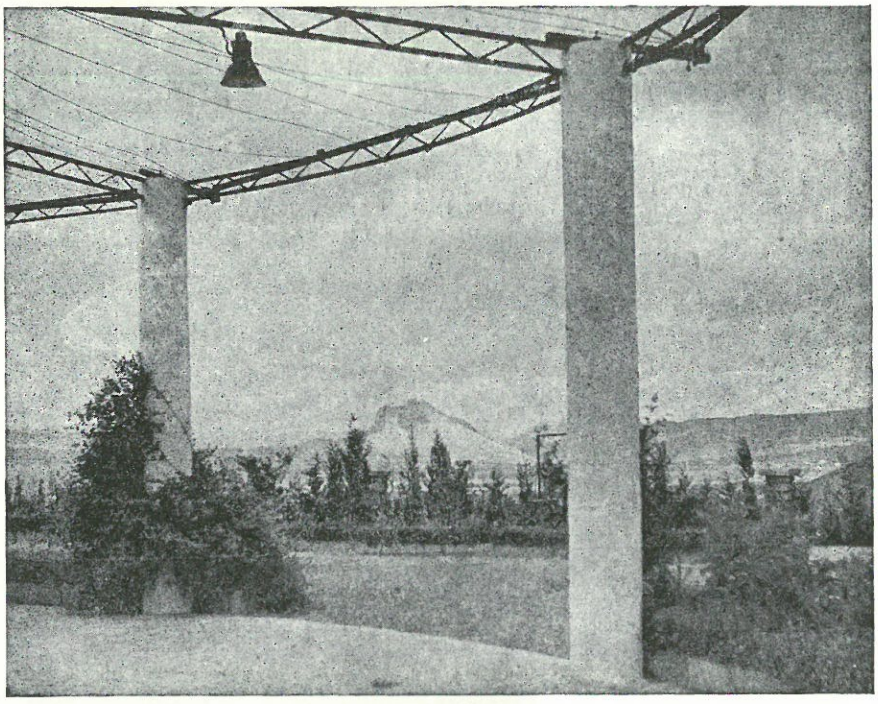


Fig. 35.21.—Albergue de Antequera. Vista desde la terraza.

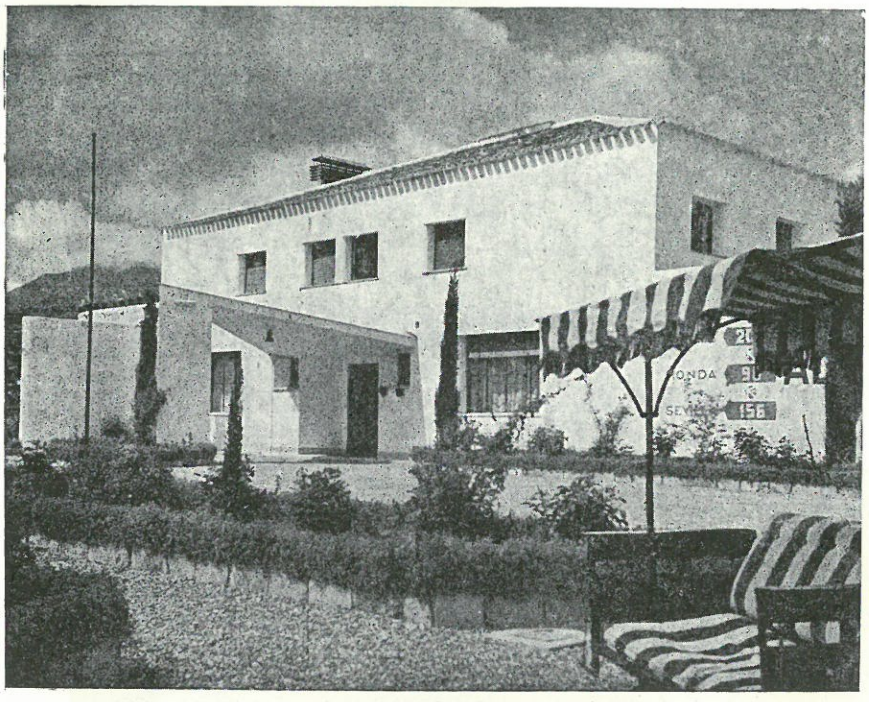


Fig. 35.22.—Albergue de Bailén. Entrada.

En el mismo camino principal, o desviado más o menos de él, en lugares donde el paisaje reúna condiciones de belleza excepcionales, se deben establecer lugares de descanso, paradores; para elegir su situación se deberá buscar la máxima utilización de las bellezas naturales de la zona que el camino atraviesa, y especialmente: *a*) la existencia del agua, elemento animador importante del paisaje, y que puede ser utilizada, si tiene la debida extensión, para piscina o baño; *b*) la belleza del paisaje mismo, que resultará tanto más atractiva cuanto más inesperada pueda aparecer después de recorrer una pequeña desviación del camino principal; *c*) la existencia de lugares de sol o sombra excepcional, según se trate de utilizarlos en invierno o en verano. En el lugar de descanso debe existir el espacio suficiente para el estacionamiento de vehículos con firme de tipo económico.

A veces, en parajes adecuados deben establecerse lugares donde al automovilista pueda detenerse a comer al aire libre; en la figura 35-23 puede verse una mesa rústica y, al fondo, un pequeño hogar para cocinar.

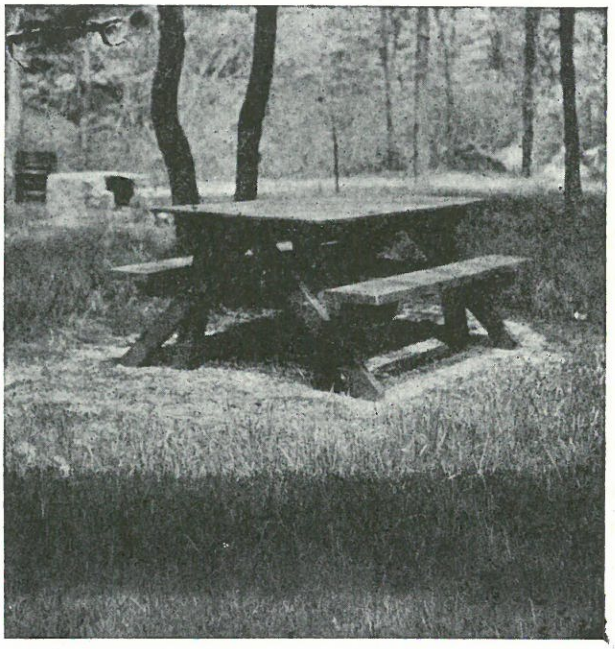


Fig. 35.23.—Mesa con sus bancos; al fondo la cocina de campo.

35.13. Estaciones de autobuses y camiones de servicio público. — La importancia del servicio de transporte de viajeros y mercancías ha hecho imprescindible el establecimiento, en las poblaciones importantes, de estaciones, de donde salgan y donde lleguen los vehículos de servicio público. La razón es evidente: el volumen de viajeros y mercancías es muy elevado y precisa, para que el servicio se pueda dar con comodidad y eficacia, una organización y unos medios

que solamente es posible lograrlos con estaciones establecidas en las debidas condiciones. Hay, además, viajeros y mercancías que pueden utilizar la estación como punto de trasbordo de unas líneas a otras. Todo ello obliga a establecer una organización completa y complicada.

Las estaciones pueden ser:

A) Estaciones terminales.

B) Estaciones intermedias.

Ambos tipos pueden ser: *a*) para viajeros; *b*) para mercancías; *c*) mixtas.

En el tipo más complejo, estación terminal mixta de viajeros y mercancías, se debe tener en cuenta al proyectarlas:

1. La necesidad de separar el servicio de viajeros del de mercancías.

2. Tanto para uno como para otro es preciso separar, a su vez, las corrientes de entrada y salida.

3. Hay que disponer, para viajeros, los servicios siguientes:

a) Servicio de información.

b) Sala de espera.

c) Taquilla de billetes.

d) Servicio de facturación de los equipajes; entrega y peso.

e) Consigna de equipajes.

f) Servicio de correo, telégrafo y teléfono público.

g) Cantina y, según la importancia de la estación, servicios de comedor e higiénicos.

h) En algunas estaciones importantes conviene establecer un pequeño hotel.

4. En la parte de mercancías se deberá proyectar:

a) Un muelle de recibo de mercancías, pesaje y facturación.

b) Un almacén para las mercancías que han de ser cargadas a los camiones.

c) Muelle de carga de la mercancía a los camiones de transporte.

d) Un almacén para la mercancía recibida, hasta que sea retirada por sus dueños.

e) Servicios higiénicos.

5. Zonas de estacionamiento de autobuses de viajeros y camiones de mercancías, debidamente separadas, con sus estaciones de servicio completas (aprovisionamiento de gasolina, aceite, repuestos, estación de lavado, engrase y reparaciones).

6. Oficina de dirección y administración.

7. Es muy conveniente disponer de un local para el alojamiento del personal de conductores y ayudantes, con su cantina y comedor independientes.

En la disposición general, dependiente de las condiciones locales, se ha de estudiar con todo cuidado que las corrientes de tráfico de los distintos servicios no se interfieran y se desarrollen en forma simple, debidamente canalizadas.

Las estaciones intermedias, en las cuales se efectúa el transbordo de viajeros y mercancías, deben ser de un tamaño menor, el estrictamente necesario para las operaciones que en ellas han de efectuarse; si son mixtas, habrá que

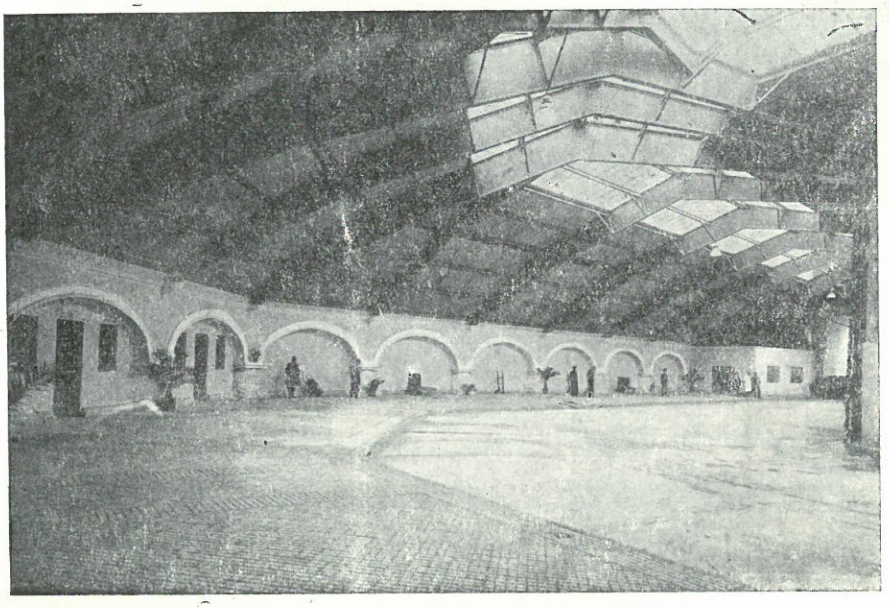


Figura 35.24.

tener en cuenta los mismos requisitos que se han señalado en el caso de estaciones terminales; en las estaciones intermedias de mercancías habrá que prever siempre una cantina para el personal de servicio de transporte. En las situadas en puntos determinados — cada cinco horas de recorrido de las poblaciones o centros de tráfico importante, o sea, 250 Km. — deberá existir servicio de comedor en todo caso, y en una sí y en otra no, por lo menos, el de alojamiento preciso para el personal de los convoyes de transporte; en todas debe haber un taller para las reparaciones sencillas de los vehículos. En la figura 35-24 pueden verse fotografías de una autoestación española en Burgos, y en las figuras 35-25 y 35-26, de la estación central de Nueva York.

35.14. Estaciones de servicio.—Las estaciones de servicio pueden ser: *a*) exclusivamente para el aprovisionamiento de combustible y lubricantes; *b*) con el servicio anterior y el de lavado, engrase, taller elemental y almacén de recambios.

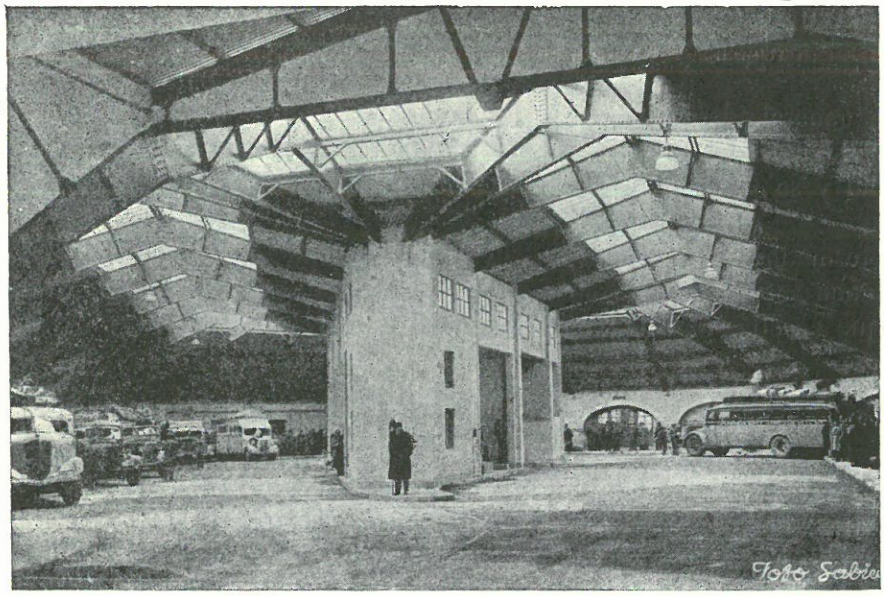


Figura 35.25.

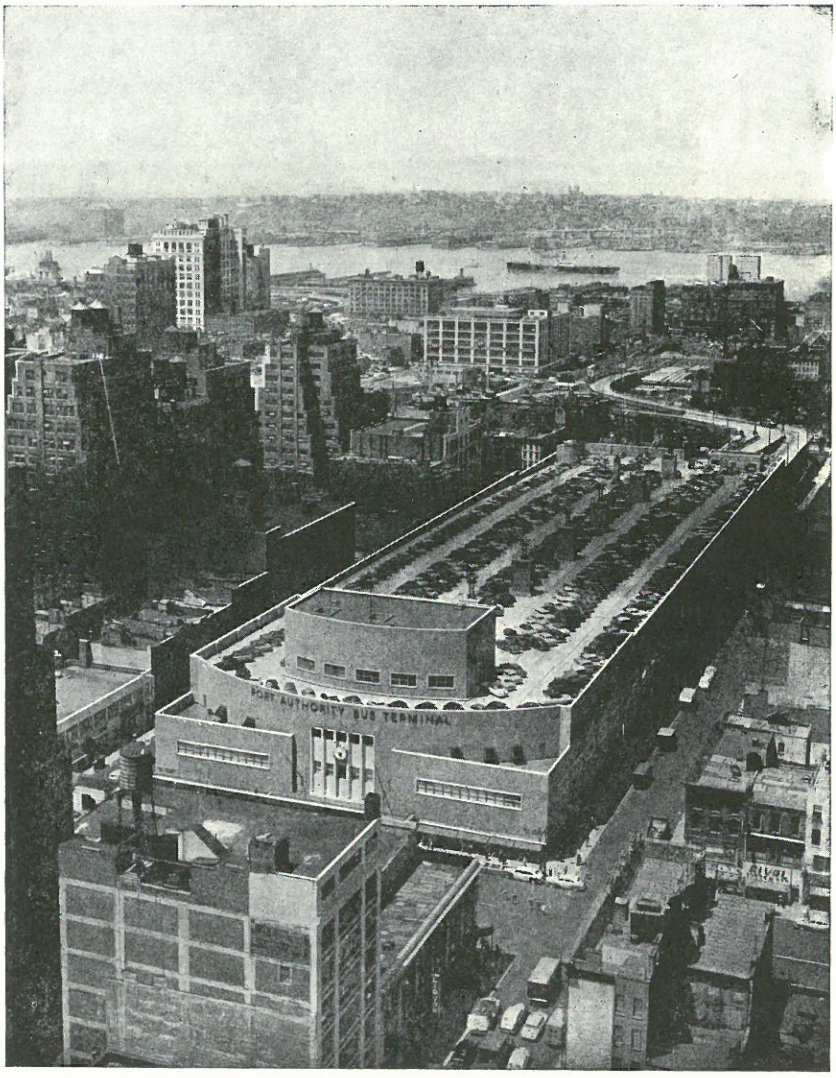


Figura 35.26.

La estación debe situarse en relación con el camino, en tal forma que no constituya un punto peligroso para el tráfico; las operaciones que realice deben tener lugar fuera del camino, en espacio especial reservado al efecto, aun para la estación más elemental, un surtidor de gasolina; la entrada y salida de los vehículos en dicho espacio especial ha de realizarse en condiciones de seguridad, evitando se produzcan puntos de conflicto con el tráfico general, y en el caso de que esto sea inevitable, deberá existir la visibilidad precisa para evitar los accidentes en las maniobras de entrada y salida de la estación. En la figura 35-27 puede verse la disposición general de una estación de servi-

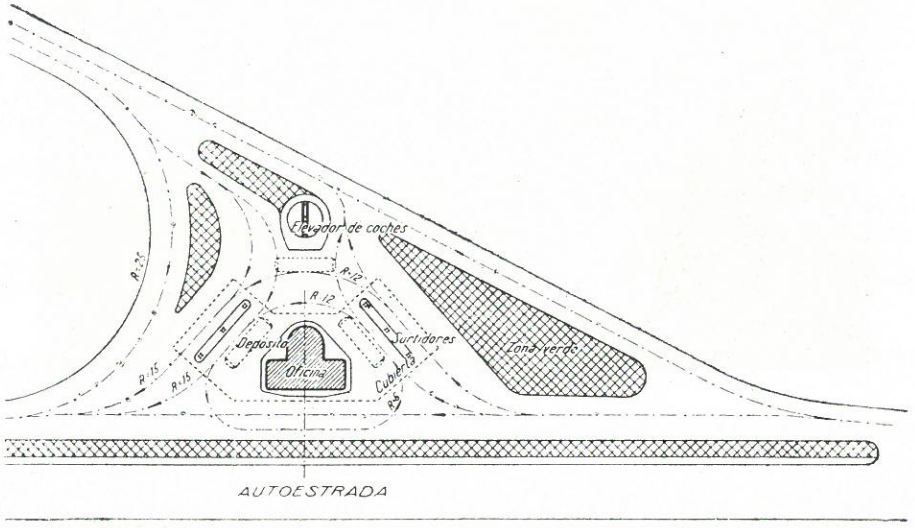


Figura 35.27.

cio; está situada en el empalme de una autopista con una vía secundaria; sirve a un solo sentido de circulación de la primera, el acceso a la cual está asegurado por sus vías debidamente acondicionadas. En las figuras 35-28 y 35-29 puede verse una estación de servicio a la salida de Madrid.

Cuando haya de utilizarse la estación de servicio por los dos sentidos de circulación, habrá que estudiar con todo cuidado el cruce de la circulación del lado opuesto; si la vía es de gran circulación, no debe permitirse el cruce, a menos que se realice en perfectas condiciones de seguridad (circulación giratoria o a diferente nivel); en este caso deberá obligarse a que haya surtidores en ambos lados, para que el tráfico no tenga que efectuar la maniobra de volver en la carretera; es preciso, además, que las estaciones dispongan del espacio preciso para que los coches que deban esperar no interfieran con el de la carretera.

La situación de la estación de servicio debe anunciarse con la debida anticipación, para que no sorprenda al conductor que desee utilizarla, obligándole a realizar una maniobra rápida, que puede resultar peligrosa. El abastecimiento de combustible debe estar asegurado de manera regular, a lo largo del camino, especialmente en las vías de gran circulación.

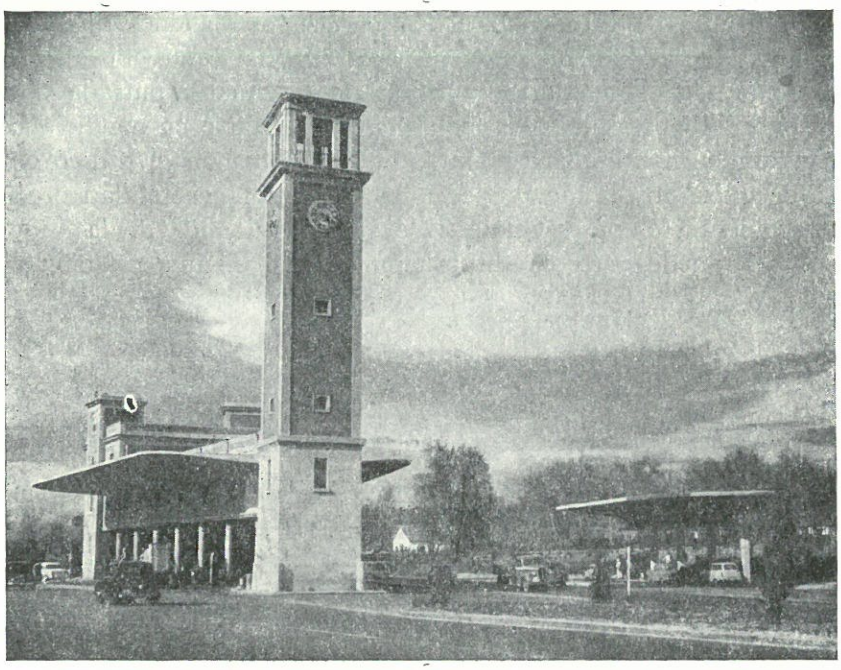


Figura 35.28.

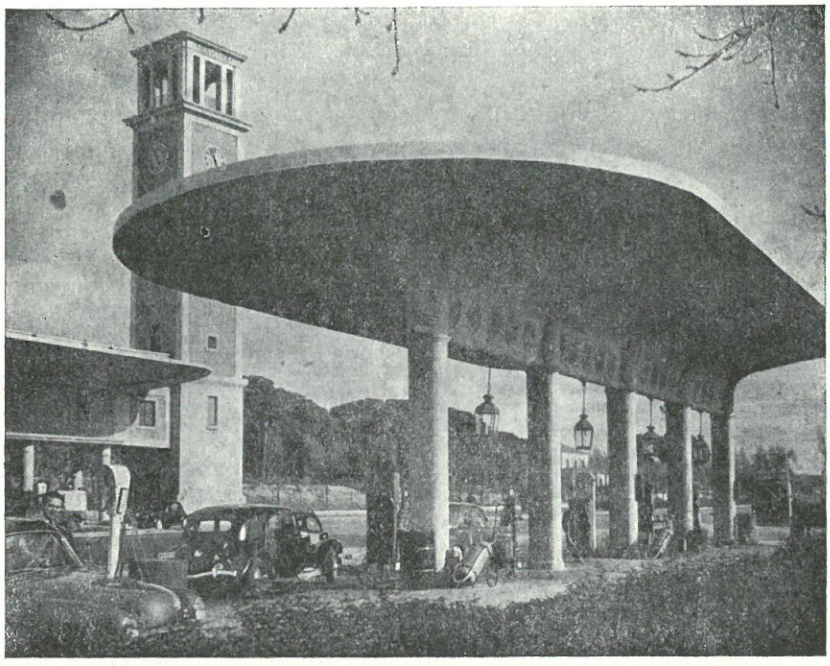


Figura 35.29.

Bibliografía

"Barreras de aluminio". *Highway Research National,* núm. 28, pág. 37.

"Highway guardrails" a review of current practice. *Highway Research Program.* Report 35 y 36.

"Conservación Nieve, etc.". *Highway Research Board,* núm. 94.

"Defensas y soportes de señales". *Highway Research Record,* núm. 174.

"Las zonas laterales de carretera". *Highway Research Record,* núm. 206.

"Defensas". *Highway Research Board,* núm. 222.

"Nieve y hielo". *Highway Research Board,* núm. 227.

"Proyecto de defensas metálicas". *Highway Research Record.,* núm. 152. *Le Strade,* mayo 1967.

"Mejora de los materiales empleados para las marcas en el firme". *Highway Research Board,* núm. 45, 1967.

"Colocación, selección y conservación de defensas y bareras centrales". *Highway Research Board,* núm. 54, 1968.

"Barreras de seguridad". *Le Strade,* núm. 3, marzo 1969. *Revue General de Routes,* febrero 1969.

"El hielo y la nieve en carretera". *Boletín de la AIPCR,* núm. 196, primer trimestre.

CAPITULO XXXVI

AUTOPISTAS. FINANCIACION POR PEAJE

36.1. El aumento constante del tráfico ha hecho precisa en los últimos años la construcción de una red de autopistas en los países donde el tráfico ha alcanzado un determinado nivel.

Autopista es una carretera que tiene como mínimo cuatro vías de circulación, dos en cada sentido; pero no son simplemente las dimensiones de la sección transversal las que caracterizan la autopista; como en ella se pretende obtener con el máximo de seguridad la mayor velocidad comercial posible, se exige:

a) Que los dos sentidos de circulación estén separados por una zona central.

b) Que los accesos sean controlados.

c) Que no existan cruces al mismo nivel con otras carreteras o ferrocarriles.

Podríamos, pues, definir la autopista, como una carretera de cuatro vías de circulación como mínimo, con doble sentido, separación de las direcciones de tráfico, accesos controlados y cruces a distinto nivel.

36.2. Sección transversal. — Cada vía de circulación debe tener como mínimo un ancho de 3,50 m. y hoy día se tiende a que sean 3,75 m.; el número de vías en cada sentido será por lo menos de dos. Las direcciones de circulación deberán ir separadas por una zona central que ha de ser del mayor ancho posible a efectos de seguridad, posible ampliación y para aminorar los efectos de deslumbramiento de los faros; como mínimo la zona central deberá ser de 3,50 m. de ancho; estará aislada de las bandas de circulación por barreras de seguridad, para impedir el paso del tráfico de una dirección a la otra, que podría provocar gravísimos accidentes (figs. 36-1 y 36-2). En la parte exterior de cada conjunto de vías de una dirección, deberá proyectarse un arcén con ancho mínimo de 3,00 m., con objeto de que el coche averiado pueda detenerse en él, el tiempo imprescindible para la reparación, evitando de manera absoluta la posible parada de vehículos en el pavimento, que sería peligrosísimo para la circulación general.

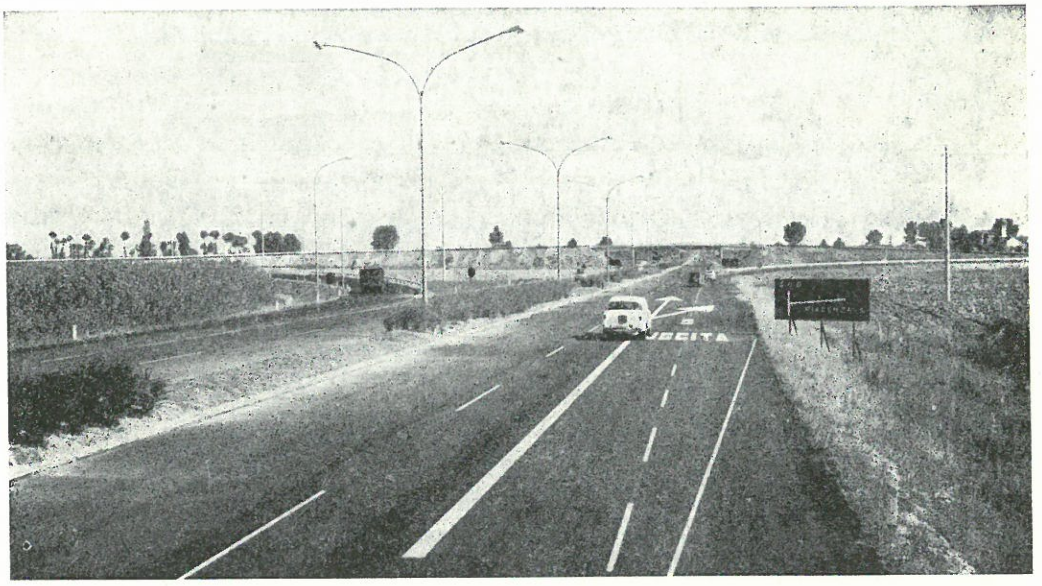
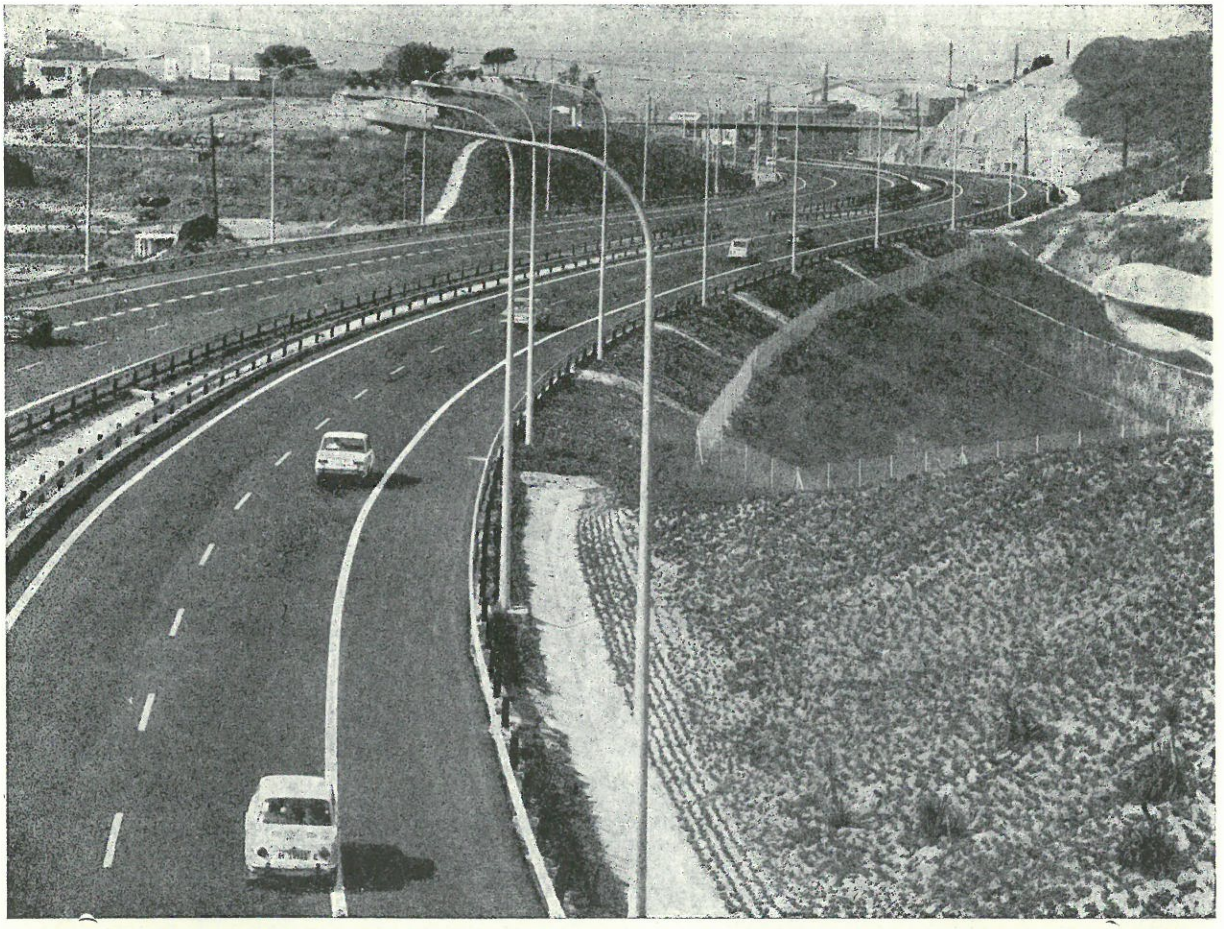


Fig. 36.1.—Sección clásica de una de las primeras autopistas italianas; cuatro circulaciones y andén central sin barrera de seguridad. La señalización en el pavimento y en cartel lateral.

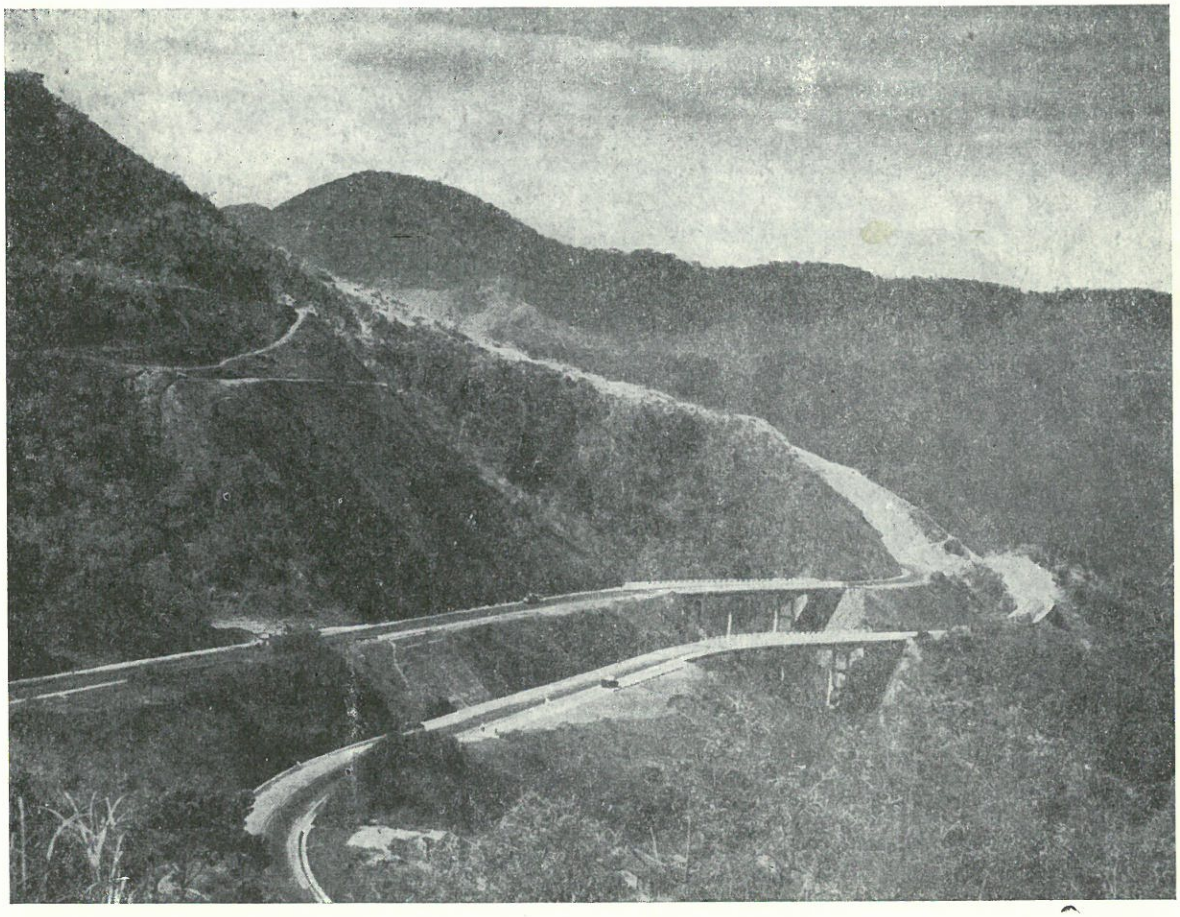
Fig. 36.2.—Moderna autopista de Barcelona a La Junquera; el andén central va separado por defensas metálicas que también protegen los límites exteriores de la explanada. Alumbrado moderno con lámparas en postes.

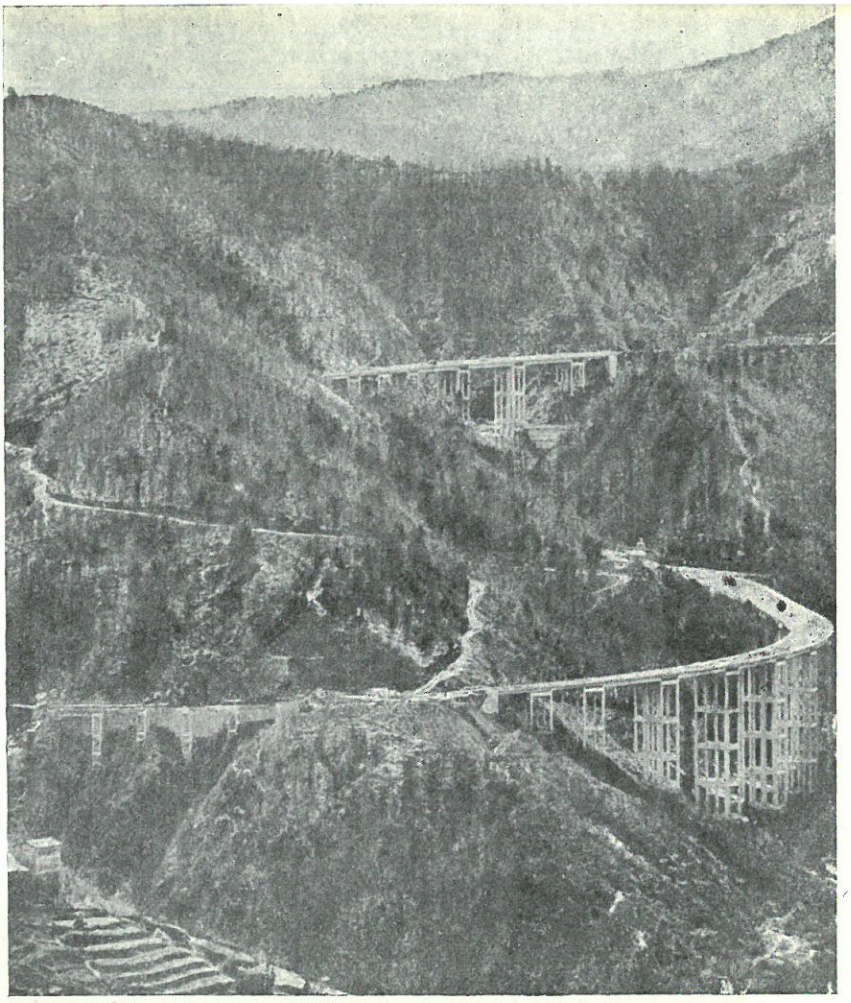


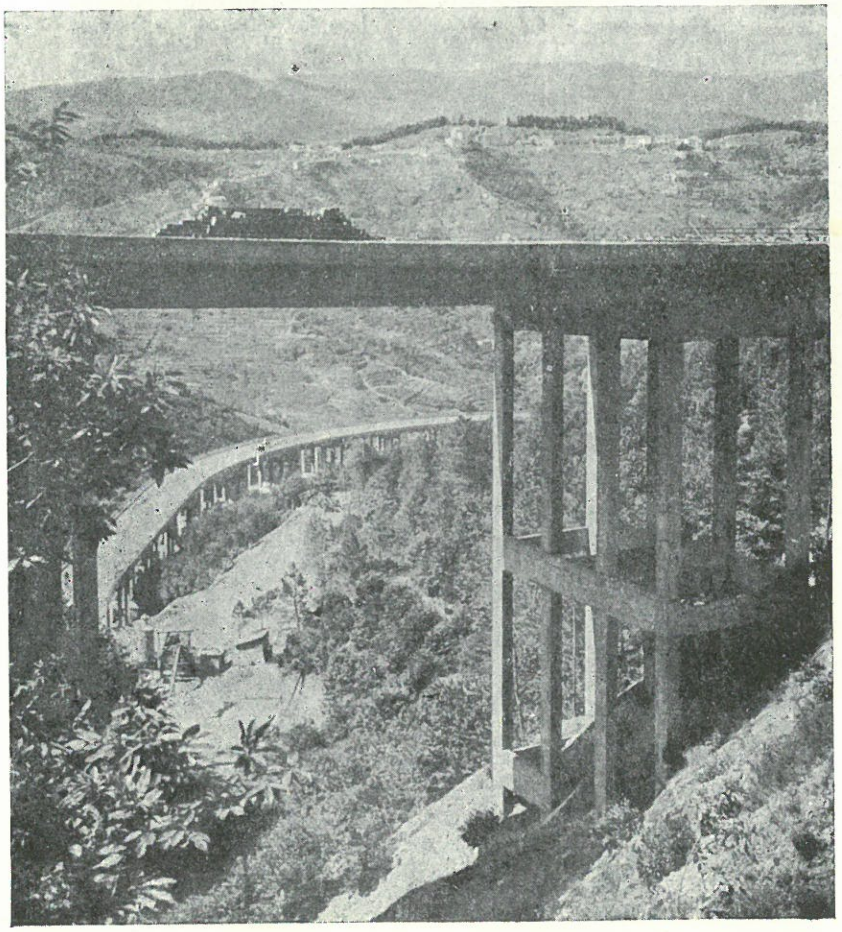
36.3. Características de la traza. — El trazado deberá proyectarse para una velocidad de cálculo como mínimo de 100 Km./hora, sin exceder, a nuestro juicio, de los 130 Km./hora. No deben proyectarse autopistas para velocidades más elevadas, pues hay que tener en cuenta han de servir a tráficos de muy distintas características, de vehículos y conductores, y sería peligroso permitir velocidades muy elevadas. Se deberá disponer del trazado más corto posible, pero intercalando de cuando en cuando curvas de gran radio que eviten la monotonía, que es causa de la soñolencia y fatiga del conductor, circunstancias ambas muy peligrosas para la seguridad del tráfico.

Solución, a considerar en terrenos muy accidentados, será hacer una separación total de las dos direcciones de tráfico con trazas independientes; se puede llegar así a acortar el trazado y disminuir considerablemente el movimiento de tierras y las obras de fábricas necesarias; como, naturalmente, se suprime en este caso la separación central se logra una reducción del ancho de la explanada y retiene la ventaja muy importante de evitar el peligro de deslumbramiento de noche. Con esta solución será necesario sólo un arcén en la parte exterior de cada sección; las ventajas que se obtienen cuando la topografía del terreno lo aconseje son muy importantes (fig. 36-3).

Fig. 36-3. — Autopista de Sao Paulo a Santos, en Brasil; terreno muy accidentado y suelo de mala calidad. La solución de las dos direcciones de tráfico con trazados independientes es un acierto indiscutible que ha permitido realizar esta obra en condiciones económicamente aceptables.





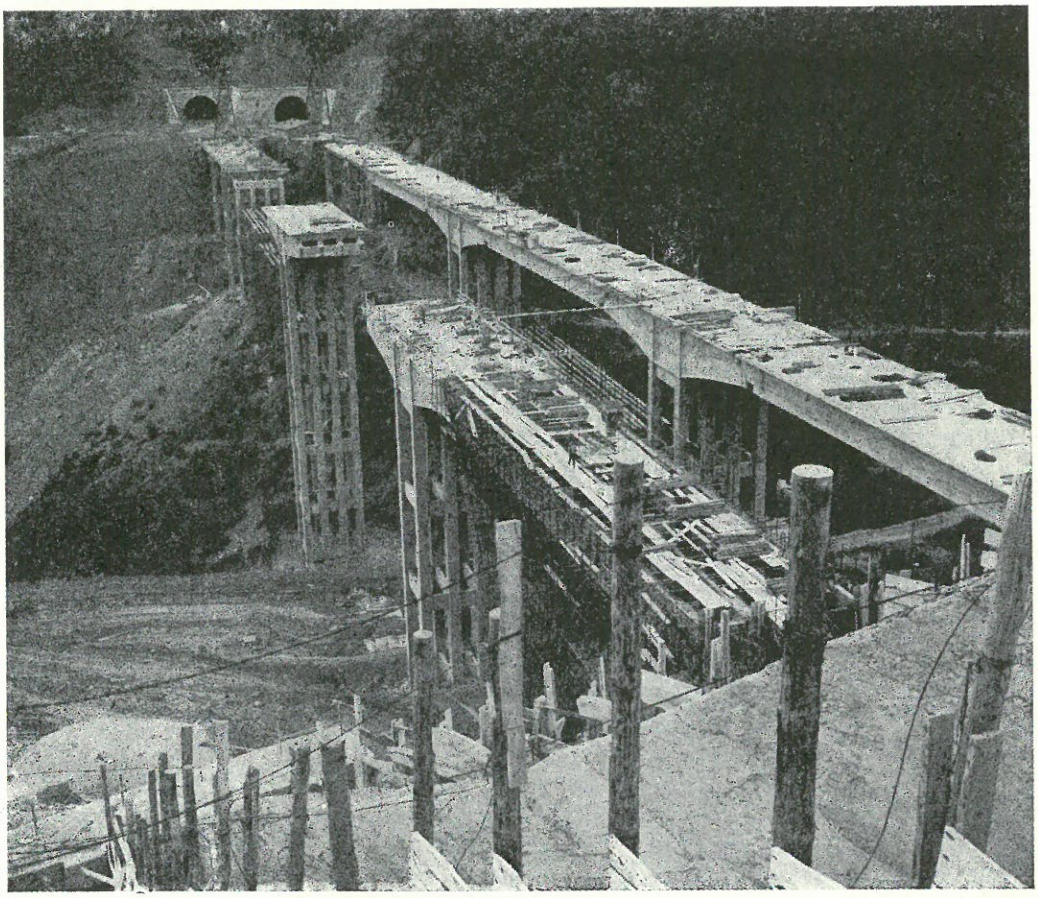


Figs. 36.4 y 5.—Las estructuras de hormigón armado prefabricado permiten trazados en los cuales puede decirse se prescinde de lo accidentado del terreno.

No hay que perder de vista la importancia de acortar el trazado, aunque ello suponga obras arriesgadas; la economía de tiempo en estas obras es grande; el empleo de las modernas técnicas de hormigón pretensado prefabricado ofrecen posibilidades de interés (figuras 34-4, 5, 6 y 7). No hay que olvidar las obras de comunicación de la propiedad privada a través de la autopista; son de poca importancia, pero, por su número, pueden alcanzar, en total, un coste elevado.

La explanada debe de ir aislada materialmente de los terrenos laterales para evitar que puedan entrar en la autopista personas, animales o vehículos en zonas no debidas.

Fig. 36.6.—Accesos a doble túnel de cemento armado prefabricado. El elevado coste de la estructura se ve compensado por el acortamiento y simplicidad del trazado.



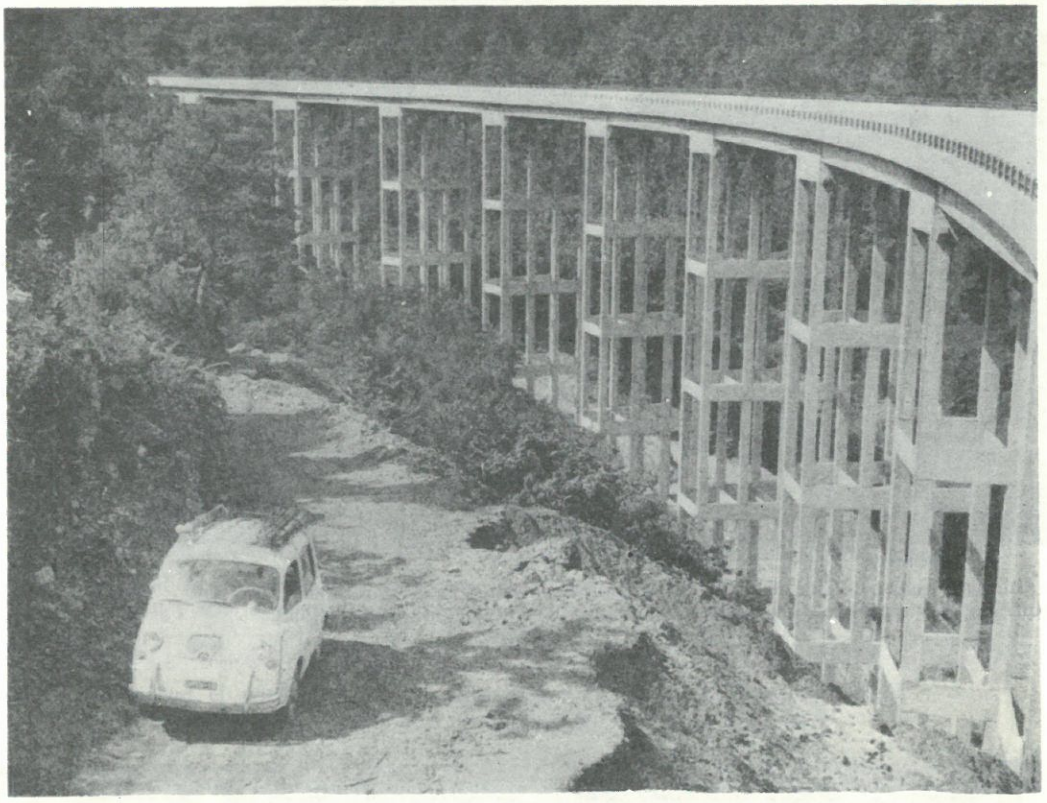


Fig. 36.7.—Detalle de un viaducto de hormigón armado prefabricado en la autopista de Ceva Sanova.

36.4. Señalización. — La señalización debe ser muy perfecta y repetitiva; en vías de gran velocidad hay que evitar a toda costa la sorpresa del conductor, que puede en un momento determinado obligarle a hacer una maniobra forzada que provoque accidentes; deben señalizarse con carteles verticales y al mismo tiempo con signos en el firme de la carretera, como puede verse en las figuras 36-8 y 9. En algunas carreteras, en Austria concretamente, cuando el trazado pasa por un puente sobre una cañada puede ser conveniente señalar el peligro de la corriente transversal de viento, que puede originar en coches ligeros una desviación fatal. Para este fin hemos visto en algunos sitios un dispositivo compuesto por un saco abierto por uno de los extremos que se infla por el viento cuando éste alcanza una cierta intensidad, y como puede girar alrededor de un eje vertical se orienta en la dirección en que aquél sopla.

En estas carreteras y sus zonas laterales, debe prohibirse el establecimiento de anuncios que puedan distraer la atención del conductor o producir en él confusiones.

Como en estas vías de alta velocidad es imprescindible evitar que se detengan los coches en la zona de circulación y al mismo tiempo es necesario es-

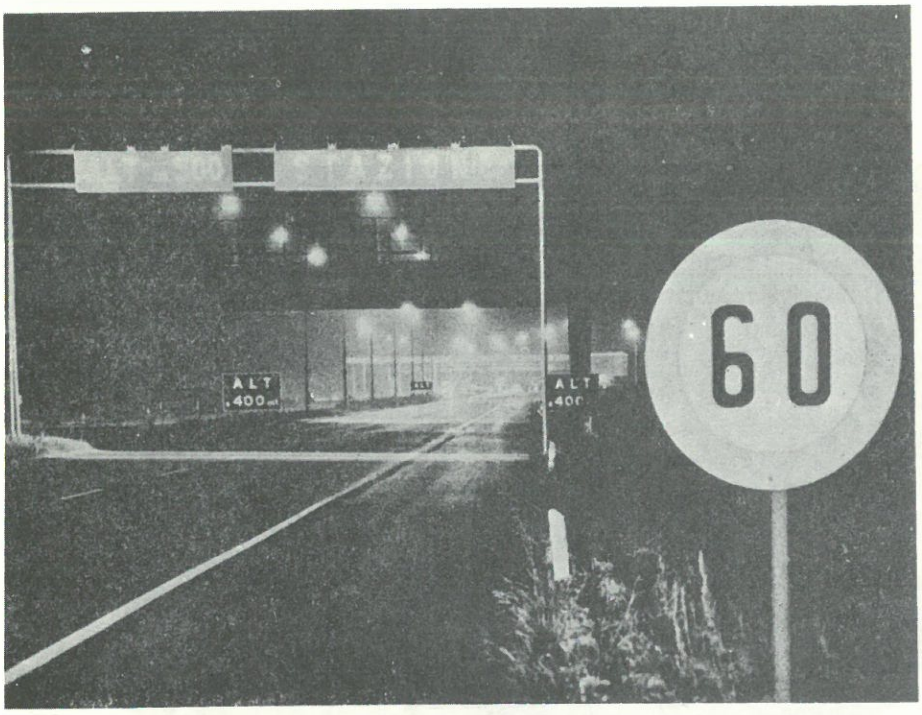
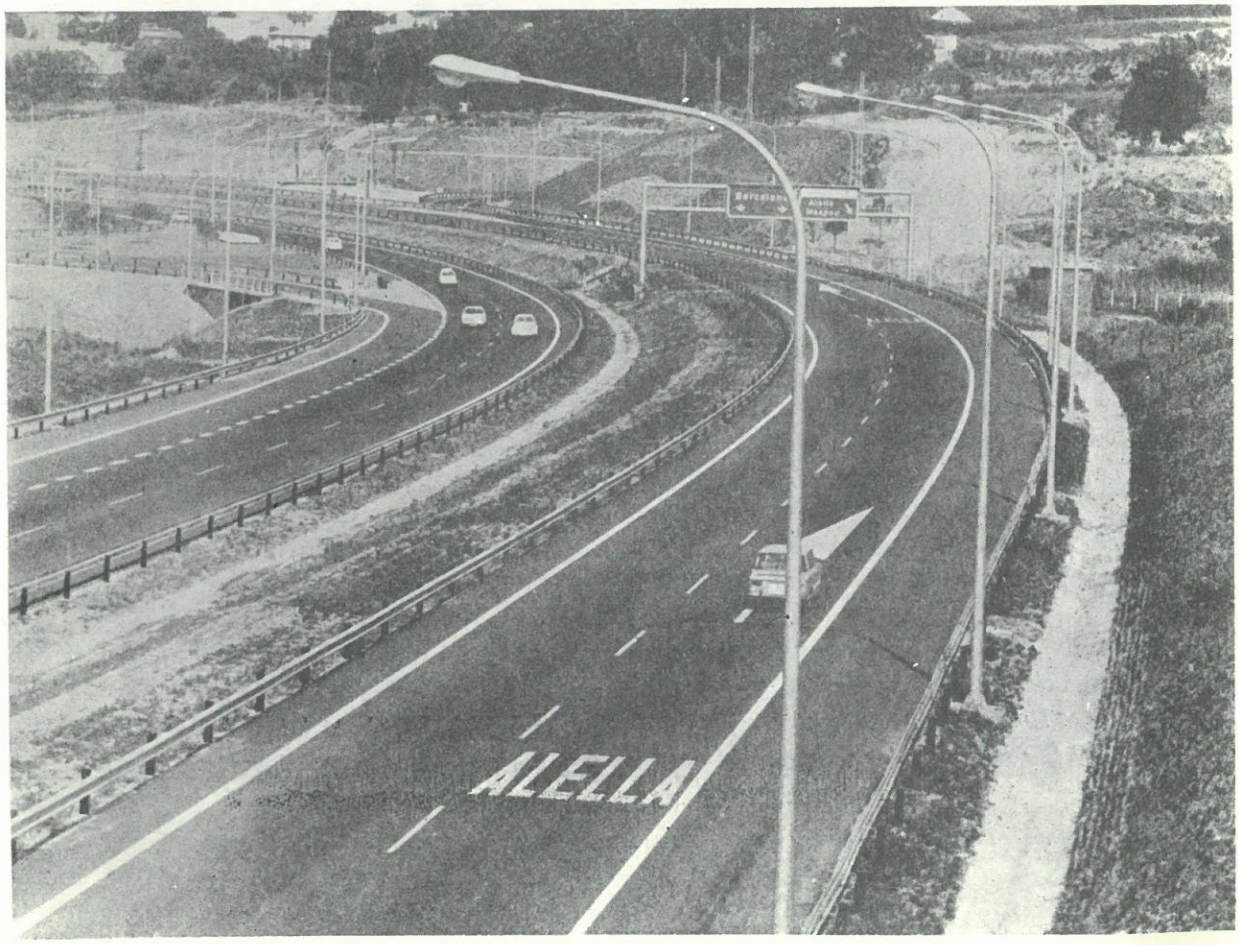


Fig. 36.8.—Autopista del Sol. Vista aérea de la estación de Milán. Puede apreciarse la buena iluminación, así como los anuncios repetitivos y la limitación de velocidad.

Fig. 36.9.—Autopista de Gerona a Barcelona. Puede apreciarse la buena disposición de las defensas y la señalización en el pavimento y en carteles verticales.



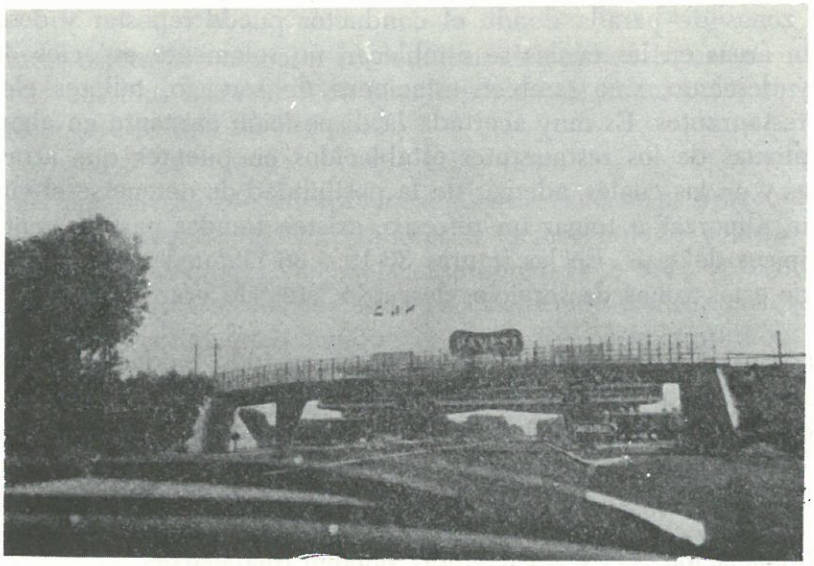


Fig. 36.10.—Vista de paso superior en una autopista italiana. Al fondo, la estructura de un puesto de descanso "Pavesi", en el cual existe restaurante, tiendas de objetos típicos, etc.

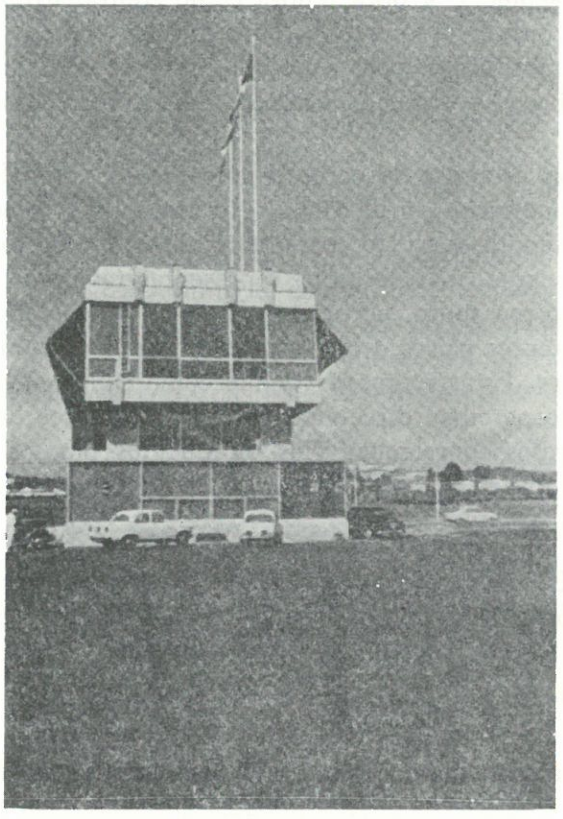


Fig. 36.11.—Vista lateral del edificio del puesto de descanso.

tablecer zonas de parada donde el conductor pueda repostar y descansar, se proyectan áreas en las cuales se establecen no solamente espacios de aparcamiento y descanso, sino también estaciones de servicio, talleres elementales, bares o restaurantes. Es muy acertada la disposición existente en algunas autopistas italianas de los restaurantes establecidos en puentes que atraviesan las autopistas y en las cuales, además de la posibilidad de detenerse el viajero para descansar, almorzar o tomar un refresco, existen tiendas para la venta de productos típicos del país. En las figuras 36-10 y 36-11 puede verse una fotografía de una de estas zonas de servicio, descanso, etc., de gran atractivo y utilidad.

Las expropiaciones. — Hay que valorar con todo cuidado las expropiaciones a realizar. Es partida muy importante y el retraso en hacerla efectiva en todo o en parte puede significar un entorpecimiento de consideración por suspensión de las obras.

36.5. Financiación. — Estas carreteras pueden financiarse:

a) Por el Estado o las corporaciones públicas con cargo a los presupuestos ordinarios o extraordinarios. El uso de estas carreteras será libre; el Estado o la corporación que acometa la obra tendrá como contrapartida de la inversión la serie de ingresos indirectos que toda obra pública crea por aumento de la riqueza imponible. Son libres, por ejemplo las autopistas en Gran Bretaña, Alemania, Holanda, Suiza y Austria; en Francia, España y Estados Unidos las hay libres y de peaje.

b) Toda obra estatal o de corporaciones públicas, realizada con cargo a los medios presupuestarios, ordinarios o extraordinarios, tiene siempre el inconveniente de la falta de agilidad, característica común de toda empresa estatal; por otra parte, la carga financiera que representa grava a los contribuyentes que no son usuarios y, por tanto, partícipes directos del beneficio. Por ello se ha recurrido en diferentes países a la realización por concesión a empresas privadas o paraestatales. Estas empresas tienen como contrapartida de su inversión las cantidades que perciben directamente de los usuarios de la vía, el peaje y otra serie de ingresos complementarios, producidos por los servicios que, con motivo de la autopista, se establezcan, así como las posibles ventajas fiscales concedidas por el Estado.

El peaje. — El usuario de una autopista tiene por su uso una economía valorable en relación con el uso de la carretera ordinaria por las siguientes razones:

a) Ahorro de tiempo por lograr en la autopista una velocidad comercial más alta.

b) Mayor seguridad; el número de accidentes por viajero/kilómetro es menor.

c) Redución de los gastos de explotación y reparaciones.

La tasa de peaje debe calcularse a base de estos tres factores.

Los datos del tráfico actual y las hipótesis del tráfico futuro de los distintos tipos de vehículos deducidos de unas hipótesis de circulación, nos darán el multiplicador de este tipo de ingresos.

Ingresos por servicios. — El aprovechamiento de terrenos proyectados para restaurantes, estaciones de servicio, talleres e incluso hoteles y zonas residenciales en terrenos colindantes con los accesos, cuando se trate de zonas turísticas. Hay algunos países en los cuales se ha establecido contribución por mejoras de los terrenos colindantes; aunque el sistema es justo, resulta en la práctica difícil de aplicar.

Gastos. — El concesionario de una autopista debe contar con los gastos de explotación de la misma, más las cargas financieras anuales de interés y amortización del capital invertido.

Los gastos de explotación serán los correspondientes a la conservación de la carretera, que será necesario prever con arreglo a los criterios expuestos, según los distintos tipos de firmes y servicios. Esta cifra será necesario fijarla con amplitud, pues parte importante del éxito de una autopista está en mantenerla en un estado de conservación perfecto, y no ha de olvidarse que la importancia de los imprevistos es grande.

Aparte de los gastos del firme hay que considerar los del personal fijo preciso para la explotación: puestos de cobro de peaje y generales de la administración. Los gastos de cobro del peaje, la vigilancia y comprobación de su importe, son grandes. En los dispositivos de organización precisa para realizar esta función hay que compaginar la eficacia con la economía. Es fundamental no entorpecer el tráfico más que lo absolutamente imprescindible, evitando congestiones de vehículos que al disminuir el caudal total servido reduce los ingresos e incluso puede ser causa de desviaciones del mismo por el retraso originado por el entorpecimiento que el cobro del peaje puede representar. No hay que olvidar que una de las ventajas más cotizadas en este tipo de vía es la rapidez de la circulación.

Hoy día, la técnica ha permitido la puesta a punto de equipos automáticos para el registro, clasificación de vehículos y cálculo de la tarifa y datos para el control de los ingresos y la formación de estadísticas necesarias para el conocimiento a fondo de las características del tráfico para permitir la correcta explotación de la autopista.

Hay que considerar para una acertada disposición de las estaciones de cobro y comprobación:

a) Distancia entre enlaces.
b) Volumen de tráfico medio previsto.
c) Tipo de tráfico diario, estacional, comercial ligero y pesado.
d) Puntas de tráfico.

e) Fluidez en el cobro del peaje.
f) Gastos de instalación de los equipos y su rendimiento, coste de explotación de los mismos, etc.

El establecimiento del pago puede proyectarse en dos formas distintas:

a) Sistema abierto.
b) Sistema cerrado.

En el sistema abierto, el vehículo penetra en la autopista sin control y recorre en la misma varios kilómetros sin detenerse hasta que encuentra una estación de peaje. En ésta se realiza el control y abona el peaje de acuerdo con las características del vehículo y recorrido a realizar. En este sistema abierto, los vehículos no paran más que una sola vez al encontrarse con la estación de cobro del peaje. El sistema abierto se emplea, generalmente, en las proximidades de las grandes poblaciones.

En el sistema cerrado se entrega al automovilista a la entrada del tramo una tarjeta que ha de devolver a la salida del mismo. En esta tarjeta se señalarán los datos necesarios para especificar el tipo de tráfico, fecha, hora, clase de vehículo, etc. Estas fichas son normalmente tarjetas perforadas. Al abandonar la autopista, el usuario entrega este documento al empleado de la salida. Este sistema requiere dos estaciones para cada recorrido: la de entrada y la de salida; el gasto es doble, pero en cambio la clasificación de los vehículos y sus características es mucho más exacta que en el sistema abierto.

Características de las estaciones de peaje.—Es fundamental que el automovilista pueda saber con tiempo suficiente la situación de la estación de peaje que va a encontrar en su camino. Para ello debe anunciarse con la adecuada señalización, que ha de ser repetitiva, por lo menos 2 kilómetros antes de llegar a la barrera. Las estaciones deben colocarse a ser posible en tramos rectos o con curvas muy amplias.

Las características en planta deben ser las siguientes:

Ancho de vía de peaje = 3 metros.
Ancho de isleta de separación de vías = 1,80 metros.
Ancho de vía para grandes transportes = 6 metros.

El ensanchamiento del firme debe empezarse por lo menos 150 metros antes de llegar a la barrera.

Es recomendable emplear como firme el hormigón hidráulico, pues los vehículos tienen que parar y arrancar, y especialmente los camiones —si se emplean firmes asfálticos— pueden producir en ellos deformaciones que son muy difíciles de corregir. Por otra parte, el gas-oil y la gasolina, que pueden desprenderse de los vehículos, al arrancar pueden dar lugar a averías en el firme asfáltico.

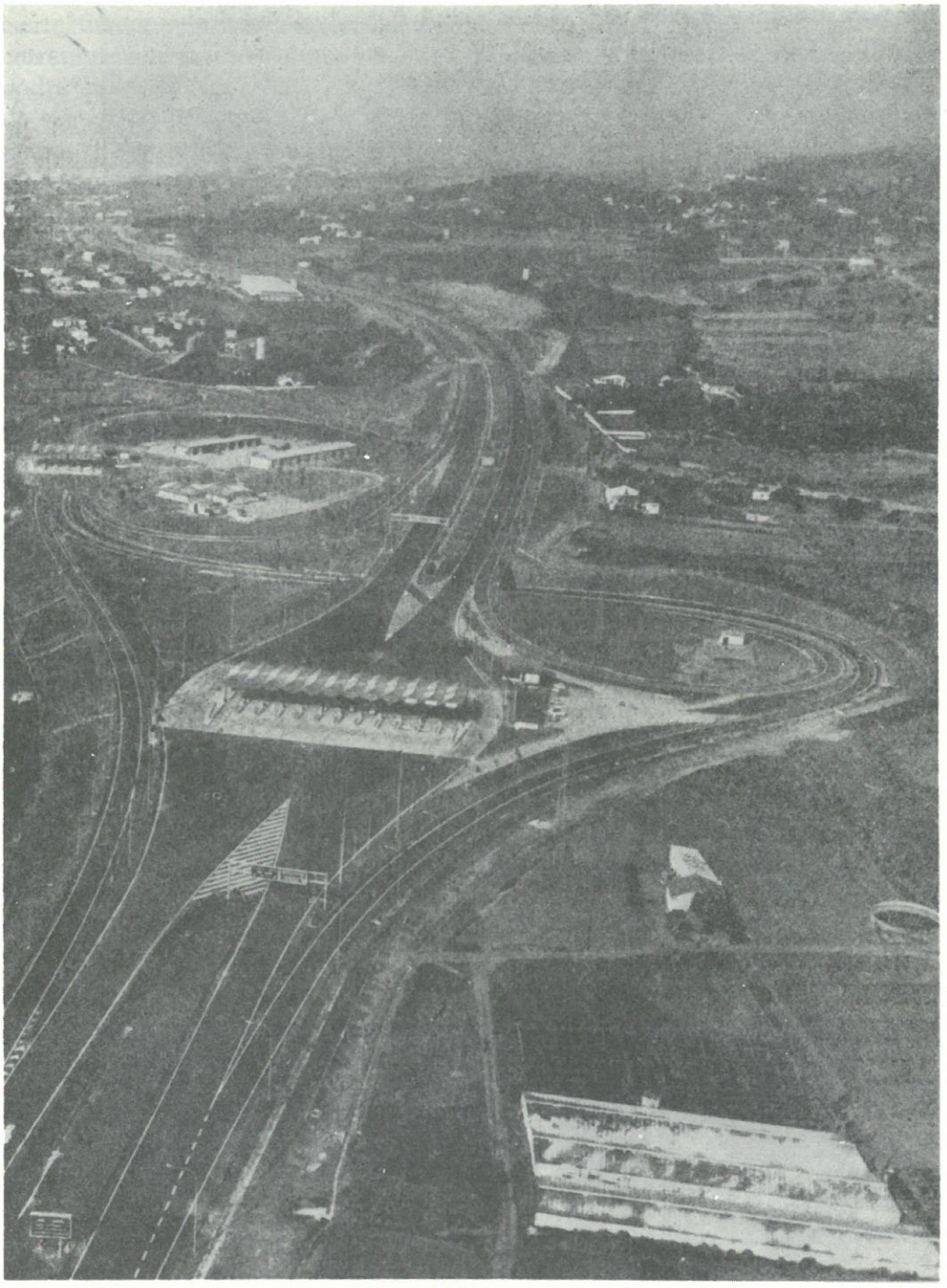


Fig. 36.12.—Vista del puesto de peaje de la autopista Mongat-Mataró.

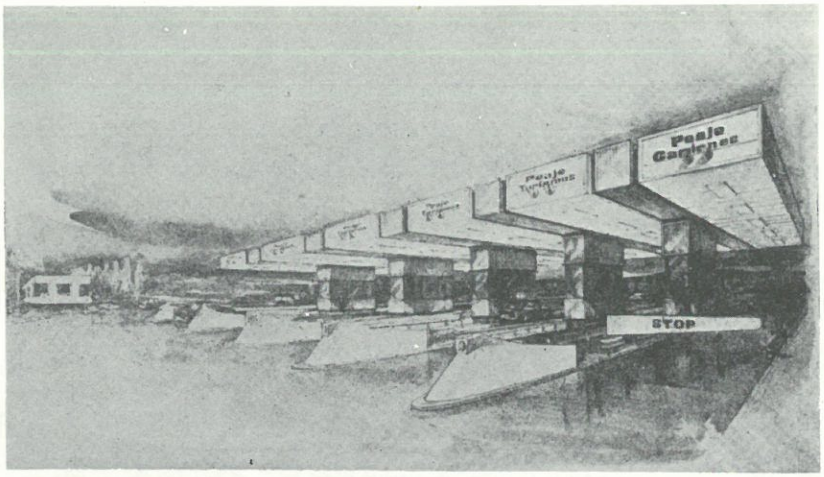


Fig. 36.13.—Estación El Gallo. Autopista Bilbao-Behovia. Europistas (Dimetal, S. A.). Sistema central.

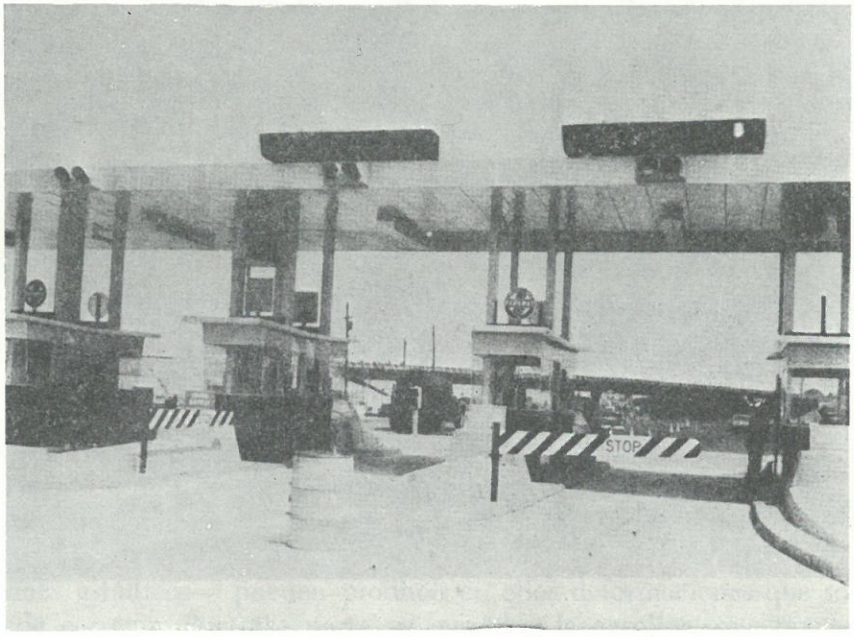


Fig. 36.14.—Vista de la entrada de un puesto de peaje.

El número de casetas de control dependerá del tráfico a servir; durante un cierto número de horas o de días habrá puestos de control cerrados que sólo entrarán en funcionamiento cuando la intensidad del tráfico lo pida, cosa que podrá preverse con las estadísticas obtenidas en la misma estación, considerando siempre la necesidad de evitar la formación de atascos que perjudiquen, como hemos dicho, al rendimiento de la autopista e incluso puedan ser causa de desviaciones del tráfico de la misma. Cada estación de peaje debe contar con un edificio de administración, en el cual se reúnan los datos de las distintas casetas de control. A este edificio, cuya dimensión dependerá de las características de la vía y, por consiguiente, del tráfico a servir, deberá ir unido a las distintas casetas por un paso subterráneo que evite que los empleados puedan entorpecer el tráfico o estar expuestos a accidentes.

En las figuras 36-12-13-14 puede verse el aspecto externo de una de estas estaciones.

A pesar de ajustar muy exactamente, con arreglo al tráfico los puestos de peaje, los gastos de éstos y los generales de conservación se elevan a cifras muy importantes, a los cuales hay que añadir las cargas financieras del capital empleado. Lo más normal es que, especialmente al principio, la explotación de la autopista sea deficitaria si se tienen en cuenta simplemente sus ingresos propios. Por ello, el Estado tiene que dar a las empresas concesionarias otros alicientes financieros que son muy distintos según los casos. Entre estos se han otorgado en algunas concesiones la prórroga del plazo de vigencia de la misma hasta haber obtenido el interés y la amortización del capital empleado a un tanto por ciento que se fija previamente. Puede otorgarse también un interés mínimo al capital invertido; otro tipo muy corriente de ayudas son las exenciones fiscales que dependen del tipo de sociedad, las importaciones de capital extranjero, la exención de derechos de aduanas para los materiales y maquinaria no nacionales, la importación temporal de maquinaria, etc. Fórmula curiosa en la que se evita el pago del peaje por los particulares, que ha tenido tantos detractores con la ventaja de la gestión por empresa privada, es la empleada por la administración belga; ésta otorga la concesión de autopistas a empresas especializadas que cobran el peaje directamente del Estado de acuerdo con el tráfico que la autopista sirve; los particulares no pagan peaje ninguno. Disfrutan de las ventajas de gestión de la empresa privada para la ejecución, de adelantos del capital y, al mismo tiempo, dejan libre de pago a los vehículos que circulan por la autopista. La determinación de esto se hace por medio de puestos de control que funcionan con la vigilancia de los empleados del Estado y de las empresas privadas. Se reduce con este sistema la partida muy importante del pago de los gastos de los puestos de control.

Financiación de carreteras, no autopistas, por peaje.—El sistema de peaje se puede aplicar para financiar carreteras de características geométricas más modestas que las autopistas: velocidad de cálculo menor, sección transversal más reducida, dos o tres circulaciones, y pendientes longitudinales más fuertes, ra-

dios menores, etc. Son carreteras que no son de utilidad general, sino que sirven a un fin especial, por ejemplo, turístico, para realzar un paisaje de gran belleza, llegar a una zona deportiva especial, nieve, pesca, caza, etc.; estas carreteras de un fin determinado no es lógico se abonen por los usuarios que las utilizan y puedan financiarse por el pago de un peaje, cuyo importe, teniendo en cuenta el tráfico previsto, sirva para pagar la carga de los gastos de primer establecimiento y explotación de la vía. El sistema que puede tener interés en casos determinados lo hemos visto empleado con éxito en Japón. Las características técnicas de la carretera se fijan teniendo en cuenta el tráfico especial que deben absorber.

BIBLIOGRAFIA

"Trazado geométrico autopistas". *Highway Research Record*, núm. 172.

"Criterios para el proyecto de autopistas". *Le Strade*, mayo 1967, pág. 226; en Japón, página 245.

"Estética del camino". *Highway Research Record*, núm. 182.

"Estética de la carretera. Tratamiento de las zonas laterales". *Highway Research Record*, número 161.

"Valor de las economías de tiempo en los vehículos comerciales". *Highway Research Board*, número 33. National Academy of Sciences of Engineers.

"Economía del transporte de mercancías". *Highway Research Record*, núm. 175.

"Autopistas francesas". *Revue General de Routes*, enero 1967.

"Estética del camino". *Civil Engineering*, mayo 1967.

"Influencia de la red de carreteras en el desarrollo económico del territorio". *Le Strade*, junio 1967.

"Estética del paisaje en las autopistas". *C. E.*, septiembre 1967.

INDICE DE MATERIAS

TOMO II

Capítulo XV.—*La superestructura del camino.*

		Páginas
15.1.	Generalidades	587
15.2.	Tipos de firmes	587
15.3.	Acción del vehículo sobre el firme	590

Capítulo XVI.—*Los materiales pétreos*

16.1.	Generalidades	594
16.2.	Características a considerar en los materiales pétreos	594
16.3.	Toma de muestras. Cantidad	595
16.4.	Garantía de las muestras	596
16.5.	Peso específico	598
16.6.	Densidad aparente de los áridos	599
16.7.	Huecos	599
16.8.	Composición granulométrica	599
16.9.	Arcilla y limo	601
16.10.	Calidad de los áridos	601
16.11.	Coeficiente de fiabilidad	606
16.12.	Desgaste por rozamiento	608
16.13.	Resistencia al choque.	611
16.14.	Resistencia a compresión	612
16.15.	Absorción. Heladicidad	612
16.16.	Coeficiente de forma	613
16.17.	Coeficiente de pulido	615
16.18.	Estudio petrográfico	620
16.19.	Escorias de alto horno	622
16.20.	Cenizas volantes	624
16.21.	Piedras artificiales. Ladrillos	625

Capítulo XVII.—*Productos bituminosos*

17.1.	Generalidades	628
17.2.	Productos bituminosos asfálticos	628
17.3.	Alquitranes	630
17.4.	Diferencia entre los alquitranes y los betunes asfálticos de petróleo	632
17.5.	La naturaleza físico-química de los productos bituminosos	633
17.6.	Los asfaltos naturales	637
17.7.	Los asfaltites	637
17.8.	Las rocas asfálticas	637

Páginas

17.9. Asfaltos oxidados 637
17.10. Asfaltos diluidos 638
17.11. Betunes asfálticos especialmente tratados para su más fácil aplicación en determinados usos 638
17.12. Betunes fluidificados 638
17.13. Emulsiones 639
17.14. Activantes 642
17.15. Ensayos normalizados de los productos bituminosos 645
17.16. Ensayos que caracterizan el producto bituminoso 646
17.17. Betún puro. Asfaltenos, maltenos y carbenos 647
17.18. Parafina 648
17.19. Cenizas 649
17.20. Agua 650
17.21. Prueba de la mancha (Oliensis) 651
17.22. Identificación colorimétrica de los productos bituminosos 651
17.23. Espectros de absorción infrarroja 653
17.24. Ensayos que determinan las propiedades del betún para su empleo en obra 655
17.25. Punto de inflamación y combustión 655
17.26. Pérdida por calentamiento 657
17.27. Ensayos que miden el comportamiento del betún bajo la acción de las cargas producidas por el tráfico y los agentes atmosféricos 658
17.28. Ensayos de consistencia. Viscosidad 658
17.29. Penetración 664
17.30. Ductilidad 666
17.31. Punto de reblandecimiento 668
17.32. Punto de fragilidad 670
17.33. Susceptibilidad 670
17.34. Adhesividad 671
17.35. Envejecimiento de los productos bituminosos 675
17.36. Ensayos especiales de alquitranes. Viscosidad. Equiviscosidad (E. V. T.) 675
17.37. Destilación 676
17.38. Fenoles 677
17.39. Naftalina. Indice de sulfonación 677
17.40. Ensayos especiales de emulsiones 677
17.41. La reología de los productos bituminosos 680

CAPÍTULO XVIII.—*Maquinaria para la construcción de la superestructura*

18.1. Elementos que forman el pavimento 684
18.2. Obtención de la piedra 684
18.3. Machaqueo a mano 685
18.4. Machacadoras 686
18.5. Machacadoras giratorias 688
18.6. Molinos de martillos y rodillos 692
18.7. Coste de funcionamiento de las machacadoras 693
18.8. Elección del tipo de machacadora 694

Páginas

18.9. Rendimiento y potencia consumida 697
18.10. Clasificación de áridos 699
18.11. Máquinas para lavar los áridos 705
18.12. Elementos transportadores 709
18.13. Silos de almacenamiento 716
18.14. Ordenación general de la instalación 716
18.15. Instalaciones transportables 718
18.16. Preparación de adoquines. Máquinas de labra 723
18.17. Cilindros apisonadores 723
18.18. Tanques de agua 731
18.19. Aparatos para el fundido y extensión de los materiales bituminosos 731
18.20. Distribución de emulsiones y aceites ligeros de aplicación en frío. 737
18.21. Calentador superficial 739
18.22. Limpieza del firme 739
18.23. Máquinas distribuidoras de gravilla 742

CAPÍTULO XIX.—*Estabilización de suelos*

19.1. Consideraciones generales 743
19.2. Conceptos fundamentales de la estabilización 743
19.3. Las mezclas de material granular y arcilla 745
19.4. Ejecución de la obra 753
19.5. Maquinaria especial 759
19.6. Máquinas mezcladoras móviles 761
19.7. Mezcladoras fijas 762
19.8. Criterio para la elección del equipo 763
19.9. Comprobación en obra de las condiciones del poyecto 763
19.10. Condiciones a cumplir cuando el suelo estabilizado, mezcla del material granular y cohesivo constituyen la capa de rodadura 763
19.11. Tratamiento del suelo estabilizado con cloruro cálcico o sódico. 765
19.12. Conservación 766
19.13. Estabilización con cemento 767
19.14. Aditivos 769
19.15. Dosificación de la mezcla 770
19.16. Criterio para la dosificación 773
19.17. Construcción 773
19.18. Costo 777
19.19. Conservación 777
19.20. Grava-cemento 778
19.21. Estabilización con cal 781
19.22. Suelos estabilizados con productos bituminosos 782
19.23. Construcción 784
19.24. Estabilización con poductos diversos 784
19.25. Otros procedimientos 785

CAPÍTULO XX.—*Firmes y bases de macadán*

		Páginas
20.1.	Generalidades	787
20.2.	Condiciones que deben cumplir los materiales. Arido grueso.	787
20.3.	El recebo	789
20.4.	Construcción	790
20.5.	Costo	795
20.6.	Conservación	796
20.7.	Bases de granulometría continua	797
20.8.	Comparación de las bases de macadán y de las de granulometría continua	798
20.9.	Comprobación de la calidad del firme en las bases y firmes de macadán	798
20.10.	Paliativos del polvo	801

CAPÍTULO XXI.—*Tratamientos superficiales con productos bituminosos*

21.1.	Generalidades	802
21.2.	Características de la gravilla	803
21.3.	Betún	805
21.4.	El firme del cimiento	808
21.5.	Tratamientos en varias capas	809
21.6.	Calentamiento y extensión del betún	809
21.7.	Conservación	811
21.8.	Duración	814
21.9.	Causas del fracaso	814
21.10.	Tratamientos superficiales con roca asfáltica	817

CAPÍTULO XXII.—*Firmes de piedra partida ligada con un producto bituminoso*

22.1.	Macadán asfáltico	819
22.2.	Macadán asfáltico por penetración	819
22.3.	Macadán asfáltico mezclado "in situ"	826

CAPÍTULO XXIII.—*Firmes bituminosos de alta calidad*

23.1.	Generalidades	833
23.2.	El árido	833
23.3.	El "filler"	834
23.4.	El producto bituminoso	835
23.5.	Aglomerados bituminosos abiertos	837
23.6.	Hormigones bituminosos densos	846
23.7.	Ensayo Marshall	852
23.8.	Método de Hubbard	854
23.9.	Método de Hveem	855
23.10.	Método del aparato triaxial	858

Páginas

23.11. Interpretación mecánica de los ensayos para el proyecto de mezclas 861
23.12. Preparación de la mezcla 862
23.13. El cimiento 869
23.14. La sección transversal 869
23.15. Contención lateral del firme 870
23.16. El firme 870
23.17. Conservación 874
23.18. Inspección 875
23.19. Causa de fracaso 876
23.20. Empleo de caucho en mezclas asfálticas 878
23.21. Asfalto comprimido. Losetas asfálticas 878
23.22. Morteros asfálticos 879
23.23. Asfalto fundido o mortero asfáltico europeo 880

CAPÍTULO XXIV.—*Cálculo de espesores de pavimentos flexibles*

24.1. El problema 884
24.2. Condiciones de sustentación y tipos de solicitaciones 885
24.3. Método del C.B.R. 886
24.4. Método del Road Research Laboratory 894
24.5. Método del Asphalt Institute 901
24.6. Método del cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos 904
24.7. Método del Laboratorio de Ponts et Chaussées 906
24.8. Juicio sobre el valor del método C.B.R. 909
24.9. Método de Hveem 910
24.10. Método de la placa de carga 915
24.11. Highway Research Board o método del índice de grupo 917
24.12. Métodos teóricos 919
24.13. Sistema tricapa 922
24.14. Pistas de aeropuertos 927

CAPÍTULO XXV.—*Firmes de piedra partida y ligada con cemento*

25.1. Generalidades 935
25.2. Elementos que forman el hormigón 936
25.3. La relación agua-cemento 939
25.4. Composición granulométrica del árido 943
25.5. Módulo de finura 945
25.6. Estudios de la dosificación más conveniente 947
25.7. Aumento de resistencia con el tiempo 949
25.8. Retracción del fraguado 950
25.9. Capacidad de duración, bajo la acción de los agentes atmosféricos 951
25.10. Reacciones expansivas en el proceso de fraguado de los hormigones, debidos a ciertos áridos 953
25.11. Módulo de elasticidad dinámico 955

Páginas

25.12. Vibración 956
25.13. Hormigones especiales 959
25.14. Hormigón con aire ocluido 959
25.15. El agente aireante 962
25.16. Determinación de la cantidad de aire de un hormigón 964
25.17. Cenizas volantes 966
25.18. Aceleradores y retardadores de fraguado 967

CAPÍTULO XXVI.—*El proyecto de firmes de hormigón hidráulico*

26.1. Consideraciones generales 969
26.2. Teoría de Westergaard 971
26.3. Módulo de reacción *K* del terreno 980
26.4. Tensiones producidas en las losas por los cambios de temperatura y humedad 985
26.5. Condiciones que producen las máximas tensiones de tracción en las losas 990
26.6. El proyecto 992
26.7. Elección de la sección transversal y fijación de espesores 997
26.8. Juntas 1001

CAPÍTULO XXVII.—*Construcción y conservación de firmes de hormigón hidráulico*

27.1. El cimiento 1017
27.2. Encofrados 1018
27.3. Preparación y puesta en obra del hormigón 1023
27.4. Fabricación del hormigón en obra 1024
27.5. Extensión del hormigón 1025
27.6. Juntas 1031
27.7. Terminación de la superficie del firme 1038
27.8. Curado 1038
27.9. Apertura al tránsito 1042
27.10. Hormigonado en tiempo de helada 1042
27.11. Efectos del hielo y la nieve 1043
27.12. Comprobación de la calidad del hormigón del firme 1043
27.13. Fenómenos de "surgencia". Causas y remedios 1045
27.14. Conservación de los firmes de hormigón 1049
27.15. Resinas epoxy 1056
27.16. Empleo del hormigón viejo como base de otros firmes 1056

CAPÍTULO XXVIII.—*Firmes de hormigón pretensado*

28.1. Generalidades 1059
28.2. Sistemas de precompresión del hormigón 1059
28.3. Cálculo de las losas 1063
28.4. Compresión mínima que debe darse a la losa 1065

Páginas

28.5. Rozamiento entre la losa y el cimiento 1065
28.6. Fenómenos higrométricos 1066
28.7. Pérdida por relajación o fluencia 1066
28.8. Pandeo de las losas 1066

CAPÍTULO XXIX.—*Firmes económicos de hormigón*

29.1. Macadán ligado con cemento, construido por penetración ... 1072
29.2. Macadán ligado con cemento, sistema "sanwich" 1077
29.3. Hormigón pobre consolidado con cilindro apisonador 1078

CAPÍTULO XXX.—*Firme de piedra más o menos labrada. Firmes diversos*

30.1. Firmes de piedra y diversos 1079
30.2. Hormigón blindado 1079
30.3. Empedrado mosaico 1081
30.4. Adoquinado 1082
30.5. Firmes de labrillos 1085
30.6. Otros firmes especiales 1087

CAPÍTULO XXXI.—*Acción de la helada*

31.1. Generalidades 1089
31.2. Susceptibilidad de los diferentes suelos a la acción de la helada. 1090
31.3. Características de la fuente abastecedora de agua 1091
31.4. Valoración de las características climáticas 1091
31.5. Espesor de pavimento preciso para contrarrestar el efecto de la helada 1092
31.6. Características que ha de cumplir el material de la base 1097
31.7. Precauciones a tomar a la falta de protección total contra la helada 1097

CAPÍTULO XXXII.—*Causas de fracaso y sus remedios*

32.1. Generalidades 1099
32.2. Faltas en las obras de tierra 1099
32.3. Los pavimentos 1102
32.4. Falta de espesor 1110
32.5. Firmes flexibles. Errores en la calidad o proporción del ligante. 1115
32.6. Refuerzo de firmes 1115
32.7. Viga Benkelmann 1119
32.8. Dimensionamiento del refuerzo 1127
32.9. Prospección por vibración 1128

CAPÍTULO XXXIII.—*Servicios auxiliares de la carretera*

		Páginas
33.1.	Las barreras, vallas u otro elemento de protección	1130
33.2.	Señalización	1135
33.3.	Señales reflectantes o reverberantes	1136
33.4.	Señales en el firme	1139
33.5.	Balizamientos	1142
33.6.	Otras señales	1143
33.7.	Colocación de las señales	1144
33.8.	Señalización de distancias	1145

CAPÍTULO XXXIV.—*Iluminación*

34.1.	Importancia del problema	1146
34.2.	Definiciones. Magnitudes y unidades fotométricas	1146
34.3.	La visión en la carretera	1149
34.4.	El problema de la iluminación en carretera	1151
34.5.	Fuentes luminosas fijas	1158
34.6.	Mando del alumbrado	1160
34.7.	Fuentes luminosas móviles. Empleo de la luz polarizada	1161

CAPÍTULO XXXV.—*Servicios auxiliares de la explotación*

35.1.	La nieve y el hielo	1164
35.2.	Medidas para evitar la formación de ventisqueros	1165
35.3.	Equipos quitanieves	1167
35.4.	El hielo en la carretera	1172
35.5.	Tratamiento de la nieve y el hielo	1172
35.6.	Organización del servicio de la lucha contra la nieve	1174
35.7.	Otras causas de interrupción del tránsito	1174
35.8.	La conservación ordinaria	1176
35.9.	Estadística de accidentes	1178
35.10.	Servicios de información. Teléfono	1178
35.11.	Auxilio en la carretera	1178
35.12.	Tráfico de viajeros. Albergues y paradores	1178
35.13.	Estaciones de autobuses y camiones de servicio público	1183
35.14.	Estaciones de servicio	1185

CAPÍTULO XXXVI.—*Autopistas. Financiación por peaje*

36.1.	Generalidades	1190
36.2.	Sección transversal	1190
36.3.	Características de la traza	1192
36.4.	Señalización	1195
36.5.	Financiación	1198

CAMINOS

TOMO II

Se acabó de imprimir
en noviembre de 1973
en los talleres de
TIPOGRAFIA ARTISTICA
Alameda, 12
MADRID