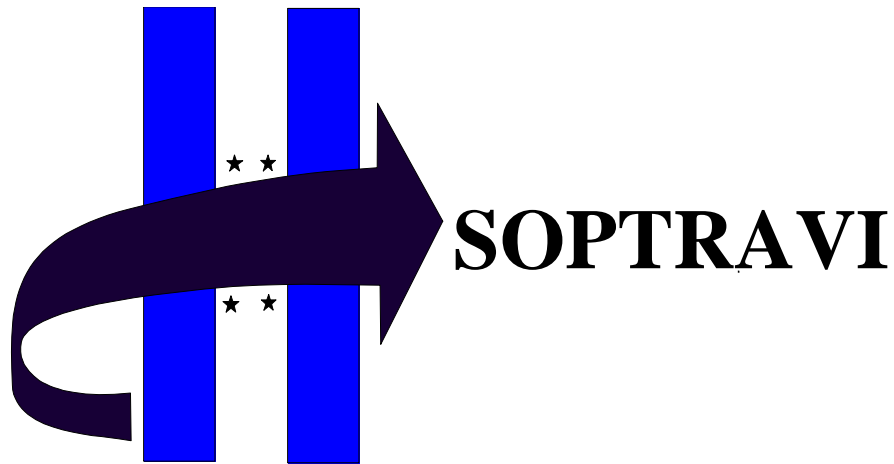


REPÚBLICA DE HONDURAS

**SECRETARÍA DE ESTADO EN LOS DESPACHOS DE OBRAS PÚBLICAS,
TRANSPORTE Y VIVIENDA**



DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS

MANUAL DE CARRETERAS

TOMO 4

**DISEÑO DE PAVIMENTOS Y
MANTENIMIENTO DE CAMINOS**

ÍNDICE TOMO 4 - DISEÑO DE PAVIMENTOS Y MANTENIMIENTO DE CAMINOS

CAPÍTULO I: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS

1 - DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

OBJETIVO

FACTORES DE DISEÑO

TRÁNSITO

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE

CONDICIONES AMBIENTALES

MÉTODOS DE DISEÑO

MÉTODO DEL CUERPO DE INGENIEROS

INTRODUCCIÓN

DISEÑO DE AEROPISTAS

DISEÑO DE CARRETERAS

PARÁMETROS DE DISEÑO

CARTA DE DISEÑO

EJEMPLO ILUSTRATIVO

MÉTODO SHELL (1978)

CONSIDERACIONES GENERALES

FACTORES DE DISEÑO

STIFFNESS DE LAS MEZCLAS

RESISTENCIA A LA FATIGA DE LA MEZCLA

CURVAS DE DISEÑO

DEFORMACIÓN PERMANENTE

CAPAS DE BASE CEMENTADA

EJEMPLO ILUSTRATIVO

MÉTODO DEL ASPHALT INSTITUTE

CONSIDERACIONES GENERALES

CARTAS DE DISEÑO

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

EJEMPLO ILUSTRATIVO

METODO AASHTO

INTRODUCCIÓN

PARÁMETROS DE DISEÑO

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

EJEMPLO ILUSTRATIVO

DISEÑO DE CAMINOS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO

EJEMPLO ILUSTRATIVO

REFUERZO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

CONSIDERACIONES GENERALES

MÉTODOS DE DISEÑO DE REFUERZO

MÉTODOS BASADOS EN CRITERIOS DE REDUCCIÓN
DE DEFLEXIONES
ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE EVALUACIÓN
ESTRUCTURAL DE UN PAVIMENTO EXISTENTE
MÉTODOS BASADOS EN EL REDISEÑO ESTRUCTURAL
EJEMPLOS ILUSTRATIVOS

CONSIDERACIONES RELATIVAS A MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE
ELECCIÓN DEL GRADO DEL CEMENTO ASFÁLTICO
MÓDULO DE RIGIDEZ DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS Y
SU RELACIÓN CON LAS DEFORMACIONES PERMANENTES
RESISTENCIA A LA FATIGA
COMPORTAMIENTO DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS
DOSIFICACIÓN DE CONCRETOS ASFÁLTICOS CONVENCIONALES
ENSAYO DE ESTABILIDAD Y FLUENCIA POR EL METODO
MARSHALL DE MEZCLAS ASFÁLTICAS EN LAS CUALES
MAS DE UN 10% DE AGREGADO PETREO EXCEDE UN
TAMAÑO MAXIMO DE 25.4 mm
MÉTODO AAMAS (ASPHALT-AGGREGATE MIXTURE ANALYSIS
SYSTEM)

CONSIDERACIONES RELATIVAS A ESTABILIZADOS GRANULARES
CONSIDERACIONES GENERALES
ESTUDIO DE LAS MEZCLAS DE MATERIALES PARA UN
ESTABILIZADO GRANULAR

ANEXO: DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

FACTORES DE DISEÑO

MÉTODO DE DISEÑO SHELL
STIFFNESS DE ASFALTOS Y MEZCLAS ASFÁLTICAS
RESISTENCIA A LA FATIGA DE LA MEZCLA

MÉTODO DEL ASPHALT INSTITUTE

REFUERZO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES
MÉTODOS DE DISEÑO DE REFUERZO

700-MATERIALES

2-DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

CONSIDERACIONES GENERALES

FUNCIÓN DE LA SUBBASE

FACTORES DE DISEÑO
CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE
TRÁNSITO
MÓDULO DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN EN FLEXIÓN
DEL HORMIGÓN

MÉTODOS DE DISEÑO
PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (P.C.A.)
MÉTODO AASHTO
EJEMPLO ILUSTRATIVO

DISEÑO DE JUNTAS

FALLAS MÁS COMUNES EN LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS

REFUERZO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

EJEMPLOS ILUSTRATIVOS: DISEÑO DE ESPESORES DE REFUERZO

DISEÑO DE CAMINOS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO (AASHTO, 1993)

EJEMPLO ILUSTRATIVO: PAVIMENTOS RÍGIDOS

CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LA DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN

HORMIGÓN COMPACTADO A RODILLO

3-CAMINOS NO PAVIMENTADOS

CONSIDERACIONES GENERALES

DISEÑO DE CAMINOS NO PAVIMENTADOS

EJEMPLO ILUSTRATIVO: CAMINOS NO PAVIMENTADOS

TRANSITABILIDAD PERMANENTE EN CAMINOS DE TIERRA

MEJORAS PROGRESIVAS

DISEÑO DE CAMINOS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO
(MÉTODO AASHTO, 1993)

ANEXO: DISEÑO DE CAMINOS NO PAVIMENTADOS

MEJORAS PROGRESIVAS: ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CAL

MEJORAS PROGRESIVAS: ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CEMENTO

ORDENAMIENTO E INSTRUCCIONES DE LOS TRABAJOS INHERENTES A ESTUDIOS Y PROYECTOS DE CAMINOS

1- CONSIDERACIONES GENERALES

2- SUELOS, MATERIALES, FUNDACIONES Y PAVIMENTOS

ORDENAMIENTO E INSTRUCCIONES DE LOS TRABAJOS INHERENTES A ESTUDIOS Y PROYECTOS DE REFUERZO O RECONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS

1- CONSIDERACIONES GENERALES

2- INVESTIGACIONES SOBRE LA OBRA EXISTENTE

3- ENSAYOS A REALIZAR

4- TRABAJOS DE GABINETE

CAPÍTULO II: MANTENIMIENTO DE CAMINOS

INTRODUCCIÓN

ENFOQUE GENERAL

CONCEPTOS Y TERMINOS DE LA CONSERVACIÓN VIAL

PLANIFICACIÓN DEL MANTENIMIENTO DE CARRETERAS

EL ESTADO DE LOS CAMINOS Y SU CLASIFICACIÓN

Deterioro Superficial

OPERATIVO DE INVESTIGACION DE LA RUGOSIDAD EN LA RED

Definición de los Caminos a Auscultar

Calibración del Aparato

Merlin

Pistas de Control y Realización de Operativo

Procesamiento de la Información

SISTEMA DE GESTION DE PAVIMENTOS

Inventario Vial

Programa Indicativo de Obras de Mantenimiento

ORGANIZACIÓN DE LA GESTIÓN DE CONSERVACIÓN (SOPTRAVI)

Dirección General

Unidad de Planificación Vial

Centro de Capacitación y Transferencia de Tecnología

Almacén Central

Asesoría Legal

Unidad de Conservación de Derecho de Vía

Unidad Ejecutora de Conservación de la Red Vial Pavimentada

Unidad Ejecutora de Plantas Asfálticas

Señalamiento Vial

Unidad Ejecutora de Conservación de Caminos No Pavimentados

Gerencia de Maquinaria

Distrito No. 1

POLÍTICAS ADOPTADAS POR LA DIRECCIÓN GENERAL
DE CONSERVACIÓN DE CARRETERAS Y AEROPUERTOS

Sistema de Gestión de Pavimento

CONSERVACIÓN BALANCEADA DE UN SECTOR DE LA RED VIAL

Mantenimiento de Caminos Pavimentados

Pavimentos Flexibles

Pavimentos Rígidos

Controles de Laboratorio para Mantenimiento de Caminos

CAPÍTULO I: DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS

1 - DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

OBJETIVO

La función de un pavimento asfáltico es la de proveer una superficie de rodamiento adecuada al tránsito y distribuir las cargas aplicadas por el mismo sin que se sobrepasen las tensiones admisibles de las distintas capas del pavimento y de los suelos de fundación.

El paquete estructural estará conformado por distintas capas de resistencia decreciente con las profundidades, siendo las mismas nominadas carpetas de rodamiento, base y subbase, apoyando todo ese conjunto sobre la subrasante. Cada una de estas capas tiene una doble función, por un lado distribuir las tensiones provenientes de la parte superior, reduciéndolas hasta valores admisibles para las capas inferiores y por otro lado ser lo suficientemente resistentes por sí mismas para soportar sin deformaciones permanentes las cargas a las cuales estarán sujetas.

Una de las formas de encarar el diseño de pavimentos flexibles es mediante la valorización de los ensayos que permiten conocer las propiedades mecánicas de los materiales utilizados en las distintas capas y de la subrasante, propiedades condicionadas a las características físicas y condiciones volumétricas de dichos materiales durante su comportamiento en servicio.

FACTORES DE DISEÑO

Los factores que intervienen en el cálculo de espesores de las distintas capas de un pavimento flexible son los que a continuación se indican:

- C Tránsito
- C Resistencia de los materiales
- C Características de la subrasante
- C Condiciones ambientales

A continuación se harán unas breves consideraciones sobre dichos parámetros, ampliándose las mismas en el ANEXO cuando fuera necesario, así como también se indicará en los casos en que el método de diseño tratado introdujera alguna variante.

TRÁNSITO

A los efectos de realizar el análisis de tránsito se requiere la siguiente información:

- Tránsito medio diario anual (TMDA), actual y serie histórica.
- Composición vehicular y configuración de cargas pesadas.
- Censos de cargas por eje.
- Tasa de crecimiento anual.

Para el análisis de las cargas que solicitarán a la calzada durante la vida útil prevista en el diseño se deben tener en cuenta el peso y el

número de camiones ya que el efecto destructivo de los vehículos livianos (automóviles, pick-up, autobuses) se considera despreciable.

La estimación del tránsito para diseño se efectúa mediante la conversión de las cargas actuantes a un número equivalente de pasadas de un eje tipo tomado como referencia de 8,2 toneladas (18.000 libras; 80 kN).

Los factores de equivalencia de cargas de distinta magnitud se determinaron estudiando el efecto destructivo que producen las mismas en pavimentos de variada capacidad estructural y en algunos casos (AASHTO) para distintas condiciones de serviciabilidad final, llegándose a la siguiente expresión:

$$F.E. = \left(\frac{P}{8,2}\right)^n$$

Siendo P la carga por eje simple expresada en toneladas y " n " un exponente que varía según los distintos investigadores entre 3,5 y 5,0, recomendándose para el caso utilizar n = 4,5.

A los efectos de convertir los ejes tandem en ejes simples se propone la expresión:

1 repetición de eje tandem (2P) = 1,43 repeticiones eje simple (P)

La expresión a aplicar para ejes triples, a fin de convertirlos a eje simple, es la siguiente:

1 repetición eje triple (W) = 1,73 repeticiones eje simple (W/3).

Las consideraciones al respecto se amplían

en el ANEXO de Tránsito.

Generalmente la información existente consiste en algunos aforos efectuados sin continuidad en distintos puntos de la red vial. Cuando se deba proceder al diseño de una obra nueva o de una rehabilitación se debe conocer la información indicada, ya que constituye uno de los parámetros fundamentales para un correcto diseño. Ante la carencia total o parcial de dicha información se procederá a realizar en una primera instancia una programación de mediciones fijando las pautas apropiadas en términos de tiempo, espacio, tipo de censo, etc. Se tratará de llevar a cabo el programa con criterio y celeridad, dentro de las limitaciones que podrían presentarse por la consabida falta de fondos y/o de personal, situación que afecta en general a casi todos los países latinoamericanos.

De no contarse con una serie histórica de TMDA que permita estadísticamente determinar su tasa de crecimiento anual (i), se procederá a calcularla en base a datos de índole socio-económica (crecimiento de la población y del parque automotor, P.B.I, consumo de combustibles, etc).

Ante la carencia de censos de cargas por eje, se deberá hacer un análisis de la composición vehicular, incluyendo la configuración de las cargas pesadas (tipo de camión, número de ejes, tipos de eje).

Se destaca la importancia de conocer la modalidad de carga adoptada por los transportistas en la utilización de los vehículos pesados (% de camiones vacíos, semi cargados y excedidos), como así también la mercadería o productos

transportados en distintas regiones, rutas o departamentos, a fin de definir factores estacionales si correspondiera. Mediante el conocimiento de los factores mencionados se podrá estimar un factor de equivalencia para cada tipo de camión, en el caso de no poder concretarse los censos de cargas por eje.

Para obtener el número total de pasadas de ejes equivalentes a 8,2 toneladas ($N_{8,2}$) se debe conocer el número y tipo de camiones al momento de habilitarse la carretera, su tasa de crecimiento, su factor de equivalencia con respecto al eje tomado como referencia y el período de vida útil adoptado para el diseño; como así también los valores a asignar al factor de distribución direccional (D_D) y al factor de distribución por carril (D_L). Para D_D generalmente se adopta 0,50 (50%), ya que usualmente el transporte de cargas en ambas

direcciones es similar y para D_L su valor varía de acuerdo al número de carriles que integran la calzada en cada dirección, según AASHTO los valores que se indican pueden tomarse como guía.

| NÚMERO DE CARRILES EN CADA DIRECCIÓN | % A ADOPTAR PARA DISEÑO |
|--------------------------------------|-------------------------|
| 1 | 100 |
| 2 | 80 - 100 |
| 3 | 60 - 80 |
| 4 | 50 - 75 |

Resultando así el número de ejes equivalente a 8,2 toneladas que solicitarán a la calzada durante el período de vida útil previsto (n) para el diseño:

$$N_{8,2} = 365 \times D_D \times D_L [CL \times FE_{CL} + CP \times F.E._{CP}] \times \frac{[(1 + i)^n - 1]}{i}$$

Siendo:

CL= Número de camiones livianos en el año de habilitación (promedio diario anual)

FE_{CL} = Factor de equivalencia de los camiones livianos

CP= Número de camiones pesados en el año de habilitación (promedio diario anual)

FE_{CP} = Factor de equivalencia de los camiones pesados.

i = Tasa de crecimiento anual (%)

n = Período de servicio adoptado para el diseño (en años).

Usualmente se consideran camiones livianos (CL) aquellos conformados por dos ejes simples o un eje simple y un tandem y camiones pesados (CP) a aquellos con acoplado o semiremolques. Los distintos tipos de camiones que se adopten para el cálculo de $N_{8,2}$ dependerán del espectro de cargas de cada carretera en particular, resultando en algunos casos la tasa de crecimiento (i) distinta para cada tipo de camión.

Cuando se cuenta desde un inicio con toda la información requerida para el cálculo de $N_{8,2}$

, usualmente se determina un factor de equivalencia global (F.E._G), resultando así la expresión:

$$N_{8,2} = 365 \times D_D \times D_L \times TMDA_p \times F.E.G \frac{[(1+i)^n - 1]}{i}$$

TMDA_p = Número de camiones en el año de habilitación (promedio diario anual).

RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

La determinación de las características mecánicas de los materiales que conformarán las distintas capas del paquete estructural y la subrasante debe efectuarse en las condiciones más críticas de servicio.

Además de los ensayos requeridos para determinar las propiedades físicas, volumétricas y mecánicas se deben realizar pruebas de durabilidad a fin de asegurarse la permanencia de las propiedades evaluadas a través del tiempo.

En el caso de mezclas asfálticas se deben tener en cuenta las temperaturas en servicio, ya que en materiales viscoelásticos la resistencia varía sensiblemente con la temperatura.

Usualmente la resistencia de los materiales que conforman las distintas capas (no cementadas, ni ligadas) y subrasante se mide mediante el ensayo de C.B.R.

El moldeo de las probetas a ensayar se debe efectuar acorde a las condiciones de humedad y densidad que se especifiquen en las exigencias de obra. Una vez moldeadas las

probetas y antes de proceder a su penetración se registrarán las características expansivas del material mediante la medición del hinchamiento que se produce al cabo de cuatro días de inmersión. Se recomienda que los suelos de subrasante no superen el 2% de hinchamiento.

En el caso de suelos calcáreos que adquieren una reducida cementación superficial en presencia de agua, los CBR corresponderán a los valores obtenidos en la cuarta y quinta penetración (0,4" y 0,5")

La tendencia moderna es utilizar ensayos más racionales vinculados con las propiedades fundamentales de los materiales y en las condiciones más críticas que registran en servicio, pudiéndose citar las determinaciones de módulos resilientes, módulos elásticos, etc. Estos ensayos requieren equipos especiales de laboratorio, en los que además se debe poder reproducir adecuadamente las condiciones ambientales de temperatura y del régimen de carga. No disponiéndose en algunos países de dichos equipos, se utilizan las relaciones que a continuación se indican para vincular los módulos mencionados con ensayos como el CBR de aplicación generalizada.

Para subrasante:

$$\begin{aligned} E_3 &= 100 \text{ CBR} & [E_3] &= \text{Kg/cm}^2 \\ E_3 &= 130 (\text{CBR})^{0,714} \\ M_R &= 1500 \text{ CBR} & [M_R] &= \text{psi} \end{aligned}$$

Para bases o subbases no tratadas con agentes cementantes, ni ligantes, se utiliza la relación:

$$E_2 = 0,206 (h_2)^{0,45} E_3 \quad [h_2] = \text{mm}$$

$$\text{fórmula válida para } 2 \leq \frac{E_2}{E_3} \leq 4$$

Siendo:

E_3 = Módulo elástico de la subrasante.

M_r = Módulo resiliente de la subrasante.

h_2 = Espesor de bases o sub-bases no tratadas.

E_2 = Módulo elástico de base o sub-base.

En el caso de concreto asfáltico, se determina en primera instancia el "stiffness" del betún en base al ábaco de Van der Poel, en función de las características del asfalto, del tiempo de aplicación de la carga y de la temperatura en servicio de la capa asfáltica. Obteniéndose a posteriori el "stiffness" de la mezcla en función del porcentaje de vacíos y la concentración de agregados.

La determinación de las características físicas y mecánicas, así como los ensayos de durabilidad (resistencia a la abrasión, durabilidad en SO_4Na_2 o SO_4Mg , etc) se

efectuarán sobre los materiales que conforman los distintos yacimientos previstos. De acuerdo a los resultados obtenidos, al volumen aprovechable de cada fuente y a la distancia de acarreo que involucren, se destinarán para la conformación de subbase, base, tratamientos bituminosos y/o concretos asfálticos. En el Capítulo que versa sobre Materiales en el acápite Agregados se indican los ensayos de control de calidad a realizar en cada caso, así como los valores exigidos en los distintos ensayos según que tipo de capa integre cada material.

CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE

El estudio de la subrasante se debe efectuar como en el caso del resto de las capas que conforman el pavimento, en sus condiciones más críticas de servicio.

Una vez aprobada la traza de la nueva obra, las brigadas o comisiones de estudio de suelos y materiales podrán comenzar sus tareas, siendo recomendable que se cuente con la planialtimetría del proyecto a fin de efectuar los estudios necesarios y suficientes donde corresponda y hasta la profundidad requerida.

Es fundamental la presencia de un técnico avezado en la materia durante todo el estudio a fin de garantizar no sólo la representatividad de las muestras, sino también que las decisiones tomadas en el campo respondan a un criterio racional y justificado por la experiencia.

De acuerdo a la longitud de todo el tramo y a su mayor o menor uniformidad se definirá si

corresponde o no dividirlo en secciones homogéneas si fuera necesario. Para la división en secciones homogéneas se tendrán en cuenta las características geotécnicas similares que registren los suelos que conforman el tramo en estudio; en base a dicha sectorización se programará el plan de muestreo.

Los pozos se harán hasta una profundidad de 1,50 m como mínimo bajo el nivel de subrasante describiéndose por simple inspección visual las características del suelo (color; consistencia; tipo: grava, arenoso, arcilloso o limoso; existencia de partículas de tamaño grande; etc), así como también la profundidad de la napa freática. Si se cuenta con la planialtimetría, la profundidad variará de acuerdo a la misma, debiendo ser de mayor magnitud en caso de desmontes, sin descuidar el estudio de las capas superiores ya que dicho material de acuerdo a sus propiedades podrá utilizarse o no para la conformación de las terracerías donde fuera requerido (compensación longitudinal). En los casos en que correspondiera la construcción de terraplenes, de acuerdo a su altura (definida en la planialtimetría del proyecto) se podrá determinar la profundidad del pozo requerida.

La distancia entre pozos será como máximo de 300 m, intercalándose otra perforación entre aquellos que presenten distintas propiedades a fin de limitar la presencia de cada uno de ellos con mayor certeza. Dicha decisión deberá tomarla el técnico y en base a las propiedades del suelo definidas por simple inspección visual en campaña.

Dado que a cada muestra se le harán los ensayos requeridos, para su clasificación

HRB (granulometría y límites de consistencia), se preparará un perfil de suelos donde para las distintas estaciones se transcribirán los resultados obtenidos en los ensayos indicados.

Los ensayos de compactación y de CBR se realizarán acorde al tipo de material resultante ya que dichas condiciones volumétricas serán las que se exigirán por pliego.

Dichos ensayos no se realizarán sobre todas las muestras, pudiéndose aplicar distintos criterios para la selección de las mismas.

Si bien, para cada grupo de suelos se deberán hacer ensayos de compactación y CBR, se podrán seleccionar aquellos cuyo Índice de Grupo predomine en el conjunto o siguiendo una tendencia conservadora se elegirá en cada grupo aquel material que registre mayor Índice de Grupo, es decir inferior calidad.

Los resultados obtenidos se volcarán también en el perfil de suelos, ubicándolos en la estación que corresponda. Demás está decir que cuanto mayor sea el número de muestras ensayadas menor será el error del valor estimado para diseño.

Cabe aclarar que en aquellos casos en que se registre una reducida cantidad de suelos desechables, es conveniente proyectar su remoción y reemplazo por material aledaño o cercano de mejor calidad, por lo que no se considerará su existencia para el diseño. Si se tratara de suelos arcillosos de alta plasticidad y consecuentemente elevada expansión (medida por el hinchamiento en el ensayo de CBR), que se registran con marcada frecuencia a lo largo de la traza es

recomendable proceder a su corrección con cal, para lo cual se efectuarán en laboratorio los ensayos que correspondan, a fin de comprobar si la cal reduce la sensibilidad del suelo ante la acción del agua y en caso positivo establecer el porcentaje necesario y suficiente a adicionar.

Cuando el método para diseño de pavimentos utilizado se base en módulos elásticos o resilientes, se utilizarán las correlaciones indicadas en el acápite anterior (Resistencia de los materiales) y/o la que recomiende el propio método en el caso que así fuera.

De acuerdo a lo manifestado el plan de muestreo y estudio de los suelos de la traza consistirá en:

- C Definir distancias entre perforaciones.
- C Definir profundidad de la perforación.
- C Ejecución de las calicatas.
- C Medición de los espesores de los distintos mantos (profundidad acotada para cada tipo de suelo que se registre en la perforación).
- C Extracción de muestras de los distintos tipos de suelos.
- C Determinación de sus características físicas (LL, LP, IP, granulometría).
- C Clasificación de los suelos.
- C Agrupación en conjuntos de similares características (igual clasificación).
- C Determinación de características volumétricas y mecánicas (PROCTOR y CBR %) de los materiales más representativos de cada grupo o de los materiales de inferior calidad de cada grupo (> IG si se usara Clasificación AASHTO),

siempre y cuando los mismos no se presentaran en forma esporádica.

- C Con los resultados obtenidos se preparará el perfil de suelos, ubicando para las distintas estaciones las características de los materiales estudiados con sus correspondientes profundidades (espesores).

CONDICIONES AMBIENTALES

Dentro de las condiciones ambientales se tendrán en cuenta las características climáticas y las condiciones de drenaje.

-Características climáticas

Se debe conocer el régimen de lluvias y las precipitaciones medias anuales, a fin de poder definir la existencia o no de períodos seco y húmedo. Así como también la amplitud térmica diaria, y las máximas medias y mínimas medias anuales correspondientes a cada período. De acuerdo al método de diseño que se aplique son distintos los parámetros que se utilizan.

Si bien los efectos de las heladas merecen un tratamiento aparte, no serán consideradas por no existir en el país ninguna zona que registre un clima riguroso.

-Drenaje

De acuerdo a las características hidrológicas de la zona, al régimen de lluvias, a la ubicación de la traza, a la orografía, etc. se proyectará un sistema de drenaje adecuado, tanto superficial (longitudinal y transversal) como subterráneo, siendo el mismo uno de los pilares fundamentales para obtener un buen comportamiento en servicio del camino.

El agua superficial debe ser rápidamente

evacuada y en lo relativo al drenaje subterráneo se deben tomar las precauciones necesarias para que tanto el nivel de napa, como las infiltraciones que pudieran registrarse, se mantengan lo suficientemente alejadas del pavimento.

En el Tomo 6 del Manual que versa sobre hidrología, hidráulica y drenaje el especialista del tema hace todas las consideraciones al respecto.

MÉTODOS DE DISEÑO

Dentro de los métodos empíricos más antiguos, se destaca el aplicado por el Departamento de Carreteras de California (1929); el espesor del pavimento se calcula en base a ensayos de CBR, definido como la resistencia a la penetración del suelo de la subrasante, con respecto a la de piedra triturada standard. Durante la segunda Guerra Mundial fue exhaustivamente estudiado por el Cuerpo de Ingenieros de EE.UU. y se convirtió en el Método más utilizado después de la guerra.

Las desventajas de los métodos empíricos antiguos radican en que son aplicables sólo a determinadas condiciones de cargas, de materiales y de entorno ambiental. Si estas condiciones cambian, los diseños dejan de ser válidos, por lo que nuevos métodos fueron desarrollados a fin de adaptarlos a las condiciones reales. Los espesores de pavimentos se calculaban sólo en base de las propiedades principales de sus componentes y subrasante (cohesión y ángulo de fricción), sin tener en cuenta la seguridad y confort del usuario; con el incremento de las velocidades de tránsito, del flujo de cargas y de la magnitud de las mismas, dichos métodos

debieron ser actualizados.

Ante la imposibilidad de resolver los problemas relativos al diseño estructural de una calzada mediante la aplicación de los viejos métodos, no sólo por las razones de un mayor flujo de tránsito y de solicitaciones de cargas de elevada magnitud, sino también por los requerimientos de mínima deformación, se comenzaron a elaborar métodos basados en teorías elásticas (Burmister, 1943). A posteriori se desarrollaron ecuaciones para esfuerzos y deformaciones en sistemas elásticos de 2 y 3 capas, siendo Fox (1948) y Acum y Fox (1951) quienes introdujeron en estas formulaciones espesores y módulos variables en las distintas capas, considerándolas cargadas uniformemente a través de un área circular. La facilidad de cálculo brindada por las computadoras permitió a Jones (1962) y a Kirk (1962) ampliar el rango de los valores calculados.

Simultáneamente los resultados de las pruebas obtenidas en el AASHO Road Test (1958-1960) permitieron medir el efecto destructivo (daño estructural) de las cargas de tránsito sobre distintos tipos de estructuras. Se desarrolló así, mediante un análisis estadístico, una solución algorítmica que sirvió como criterio de diseño. La fórmula obtenida relaciona el decrecimiento del Índice de Serviciabilidad (PSI) con el tránsito soportado, representando la ecuación formulada el mejor ajuste a las condiciones medias de la pista experimental, en lo que se refiere a suelos, propiedades de los materiales que integraban las distintas capas, proceso constructivo y tránsito.

En el año 1963 se dio a conocer el método Shell; basándose en las ecuaciones de

Burmister y las tablas de A. Jones se determinaron los valores más críticos de las tensiones a que se encuentra sometida una estructura vial por la acción de las cargas, para un amplio rango de condiciones. Basándose en los nuevos adelantos técnicos y en las investigaciones que se desarrollaron paralelamente, en el año 1978 fue publicado un nuevo método Shell de diseño de pavimentos flexibles. Se incluyen en el mismo distintas condiciones climáticas, diferentes tipos de mezclas asfálticas clasificadas de acuerdo a su stiffness (S) y a su resistencia a la fatiga (F), así como también el procedimiento a aplicar para calcular la magnitud de las deformaciones permanentes de la calzada durante su vida útil. En el año 1985 se publicó un addendum que complementa al Nuevo Método Shell, e incluye distintos niveles de confiabilidad, en forma similar al AASHTO (1986-1993).

Dado que los resultados obtenidos en las pistas experimentales del AASHO Road Test correspondían a determinados tipos de materiales y a tránsito controlado, en base a numerosos estudios experimentales efectuados a posteriori (diversos tipos de materiales y condiciones climáticas), al avance de la tecnología que permitió una mejor caracterización de los materiales, al mejor conocimiento existente sobre la evolución del deterioro en función del tránsito y de las condiciones climáticas, surgió el nuevo método AASHTO para diseño de pavimentos (1986). Siendo su última versión (1993) similar a la de 1986, salvo algunas modificaciones que se introdujeron en el cálculo de espesores de refuerzo de un pavimento existente (se suprimió el factor de vida remanente F_{RL}).

Cabe mencionar también las numerosas y conceptuales publicaciones del Asphalt Institute, que en 1991 presenta una revisión de la novena edición de su manual de diseño publicado originalmente en 1981. En dicha revisión se incluyen las cartas de diseño para distintas condiciones climáticas representativas del país de origen (EE.UU.), y diversos tipos de capas inferiores: full-depth; bases de agregados no tratados (distintos espesores) y mezclas preparadas con emulsiones (diversos tipos).

En la actualidad se dispone de sistemas completos (programas) que permiten diseñar pavimentos flexibles, así como también calcular el espesor de refuerzo requerido en casos de rehabilitación de pavimentos en servicio. Si bien se ha facilitado enormemente la tarea con el uso de dichos programas (ALIZE, ELSYM, BISAR, BISTRO, DAMA-CHEVRON, etc.), el nivel de certeza alcanzado no supera al obtenido con los métodos convencionales actuales, considerando el papel preponderante que juegan los factores de diseño (inputs) en ambos casos, donde sus estimaciones en algunos de ellos siguen siendo aleatorias (estimación de las cargas por eje, proyección de tasa de crecimiento, comportamiento de los materiales en condiciones de servicio, etc). De todos modos no se puede dejar de reconocer su flexibilidad operativa, que permite en un reducido lapso comparar alternativas de diseño, analizar sensibilidad con respecto a variaciones en los distintos parámetros, etc; además de fundamentalmente calcular las tensiones y deformaciones provocadas en cualquier estructura dada por un estado de carga y por lo tanto ubicar los valores máximos (admisibles) mediante los cuales se generaron

las soluciones gráficas de diseño: BISTRO (Shell), ALIZE 3 (Laboratorio Central de Puentes y Caminos de Francia), ELSYM (Berkeley), etc.

A continuación se tratarán los métodos de diseño del Cuerpo de Ingenieros (EE.UU.) Shell, del Asphalt Institute y AASHTO, de acuerdo a la versión de los mismos que se indica (1978, 1991 y 1993 respectivamente, para los tres últimos).

MÉTODO DEL CUERPO DE INGENIEROS

C INTRODUCCIÓN

Dentro de los métodos de base empírica se destaca el Método CBR que fue exhaustivamente estudiado por el Cuerpo de Ingeniero de U.S.A. durante la segunda Guerra Mundial por lo que a posteriori de la misma fue la metodología más aplicada.

Dentro de las numerosas variantes con que el método CBR se aplicó a nivel mundial, si bien casi todas ellas son conceptualmente semejantes, la del Cuerpo de Ingenieros se destaca como la más completa y consistente.

Dicha metodología se aplica tanto a pavimentos de carreteras, como de aeropistas. Cabe aclarar como punto inicial que para la elección del CBR de diseño (subrasante) se requiere según las Normas del Cuerpo de Ingenieros, que los ensayos de compactación sean efectuados con tres energías distintas (método dinámico completo) y que las probetas conformadas en esas condiciones volumétricas sean ensayadas al CBR. En base a un intervalo de humedad adecuado

para trabajar en obra y a las exigencias de compactación que se asuman (% de Densidad máxima) se determina un intervalo o rango de humedades y densidades que deben exigirse en el campo. De acuerdo al gráfico de CBR vs densidad para distintas humedades, se estima para los rangos exigidos que CBR corresponderían, adoptándose para el diseño un valor cercano al límite inferior.

C DISEÑO DE AEROPISTAS

Para aeropistas y CBR de diseño, determinado en la forma indicada, menores que 10 ó 12%, el Cuerpo de Ingenieros (1956) propuso la siguiente expresión para calcular el espesor de un pavimento flexible, la misma está basada en observaciones del comportamiento de pavimentos construidos durante más de 20 años, que se correlacionaron con los CBR (Valor Soporte Relativo VRS) registrados en los mismos, siendo:

$$e = 2.5F \sqrt{\frac{P}{8.1 * VRS} - \frac{A}{\pi}}$$

- e: espesor total del material que se debe colocar sobre el suelo cuyo VSR se incluye en la expresión (e en cm).
- F: $0,23 \lg C + 0,15$
- C: número de cubrimientos para el que se desea diseñar la pista (volumen de tránsito expresado en cubrimientos).
- P: carga sencilla equivalente al sistema de llantas múltiples del avión de diseño (P en kg).
- A: área de contacto (A en cm^2).
- VRS: Valor Soporte Relativo de la subrasante adoptado para diseño.

La expresión es válida para VRS menores que 10 ó 12%; para estos valores la ecuación representa la forma y tendencia de las curvas de diseño, a las que se llegó por métodos puramente empíricos. Ya que para valores mayores de VRS la expresión indicada no representa a las curvas de diseño, debe recurrirse a las mismas para cada caso particular. Dado que los gráficos o curvas de diseño para los distintos tipos de aviones cubren cualquier valor del VRS incluyendo el rango cubierto por la fórmula, para la práctica basta manejarse con las curvas.

El Método en cuestión no indica con que material ha de conformarse el espesor requerido. La lógica indica que debe utilizarse un material de mejor calidad que el que conforma la subrasante.

De acuerdo a los materiales disponibles, se seleccionará un material para conformar la subbase, con el VRS de la subbase se procederá en forma análoga volviendo a utilizar la curva o gráfico de diseño que corresponda, obteniéndose así el espesor requerido para la capa base, se adjunta en figura 1 curvas de diseño para avión Boeing 727. Se deduce que se trata de un método en cadena, que admite un amplio conjunto de variantes de diseño.

Generalmente no se considera el espesor de la carpeta, de modo que se cuenta con un remanente que proporciona una cierta seguridad.

Huelga decir que este método debe ser manejado por técnicos que además de tener una amplia experiencia en el comportamiento de las estructuras viales, posean un profundo conocimiento de los materiales y suelos.

C DISEÑO DE CARRETERAS

De acuerdo a la metodología propuesta por el Cuerpo de Ingenieros basada en el VRS ya detallado, el espesor de un pavimento a diseñar puede obtenerse mediante las curvas de diseño que se transcriben en la figura 2.

Se observa que los espesores pueden obtenerse para diferentes valores de VRS y distintas cargas por rueda de los vehículos, seleccionadas con el criterio de carga equivalente; dichos espesores corresponden a los requeridos para 10^6 repeticiones de la carga seleccionada.

A fin de tener en cuenta el tipo y composición vehicular del tránsito, se recomienda aplicar el criterio desarrollado por Mc Leod, compatibilizado con las curvas de diseño propuestas (figura 2).

Para la aplicación de dicho criterio se acepta que el espesor del pavimento varía linealmente con el número de las repeticiones de carga, cuando éste se expresa en escala logarítmica y que con un 25% del espesor requerido para 10^6 repeticiones (valor adoptado para las curvas de diseño) el pavimento falla ante el efecto de una sola repetición de esa misma carga.

Asumiendo como carga equivalente por rueda a utilizar en el diseño, una carga de 5.000 lb (2,27 ton), el flujo de tránsito conformado por vehículos de distintos tipos y diversos pesos, se debe convertir a número de ruedas de 5000 lb (2,27ton) que produzca el mismo efecto destructivo. Como primer paso, utilizando las curvas de la figura 2 y asumiendo un VRS=8%, se pueden estimar los espesores totales requeridos para las

distintas cargas por rueda.

A fin de construir el gráfico de la figura 3 dichos valores (espesores totales) se transcriben como ordenadas en la abscisa, para 10^6 repeticiones, ya que las curvas de diseño responden a ese número de aplicaciones. Luego se lleva como ordenada correspondiente a una repetición, la magnitud resultante del 25% del espesor requerido para soportar 10^6 repeticiones (para esos espesores el pavimento se consideró que fallaba ante el efecto de la primera aplicación). Uniendo los puntos que correspondan a una misma carga (para 1 repetición y para 10^6 repeticiones) mediante una línea recta, se obtendrá un conjunto de rectas donde cada una de ellas representa la variación del espesor requerido con el número de repeticiones para la carga que se indica (se considera como ya se manifestara que el espesor del pavimento es función lineal del número de repeticiones, cuando éste se expresa en escala logarítmica).

A continuación debe fijarse un punto que represente la condición de diseño (punto A en la figura 3). Dicho punto corresponderá a 10^6 repeticiones (en caso contrario no servirían las curvas de diseño de la figura 2) y a una carga de 5000 lb (2,27 ton). Por el punto A se trazará una horizontal que cortará a las rectas correspondiente de las distintas cargas en diferentes puntos. La abscisa de cada uno de esos puntos da el número de repeticiones de la carga indicada, que equivale a 10^6 repeticiones de la carga equivalente de 5000 lb (2,27 ton).

Así por ejemplo, para 4000 repeticiones de la carga de 12.000 lb (5,5ton) equivalen prácticamente las condiciones de diseño (10^6 repeticiones; 5000 lb). Al dividir 10^6 por el número de repeticiones de cada una de las cargas de las rectas de la figura 3, que produzcan los mismos efectos destructivos que la condición fijada para diseño, se obtienen los denominados factores de equivalencia para las diversas cargas. Así por ejemplo para el caso de la carga de 12.000 lb, el coeficiente de equivalencia sería $1.000.000/4.000 = 250$.

De acuerdo al tránsito medio diario anual, a su composición vehicular, a la configuración de las cargas y a la modalidad de carga registrada, los factores de equivalencia para cada carga se multiplicarán por el número de ruedas de ese tipo que vayan a transitar diariamente por el pavimento en estudio.

El resultado de tal producto deberá sumarse a todos los obtenidos para las distintas cargas. La suma total dará el número diario de repeticiones de carga de la rueda de 5000 lb (2,27 ton) que equivalen según McLeod al tránsito esperado sobre el pavimento, en lo que a su efecto destructivo se refiere.

El cálculo realizado deberá extenderse a un período de vida útil razonable (10 años por ejemplo), teniendo en cuenta además una tasa de crecimiento estimada para ese período.

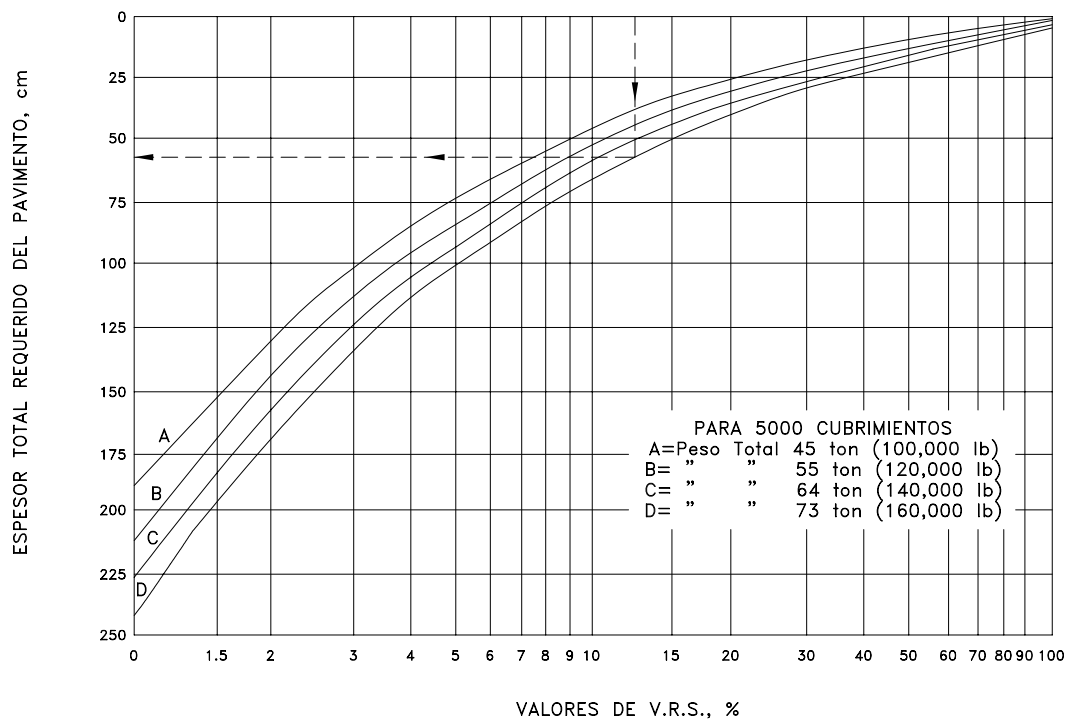
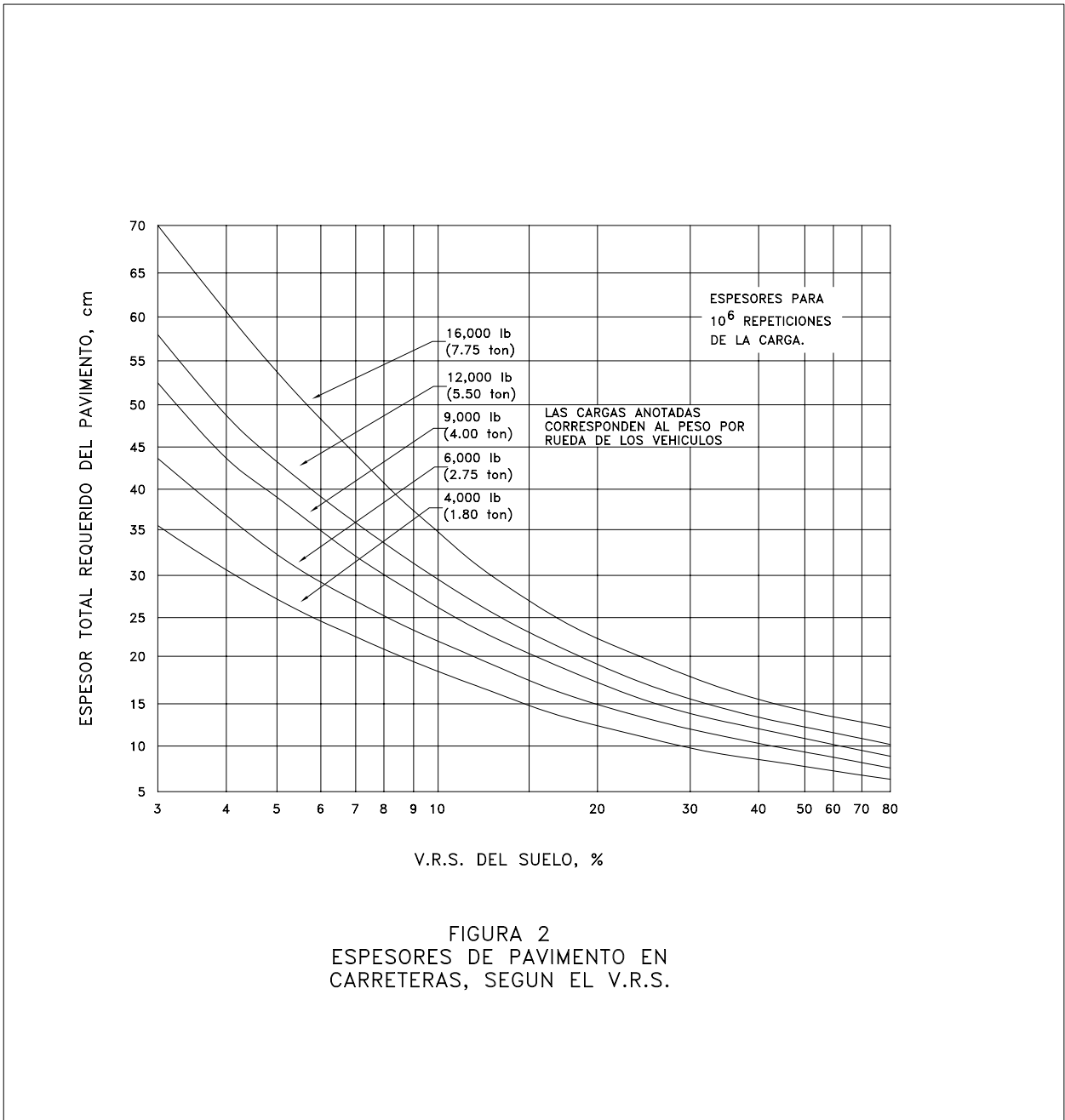
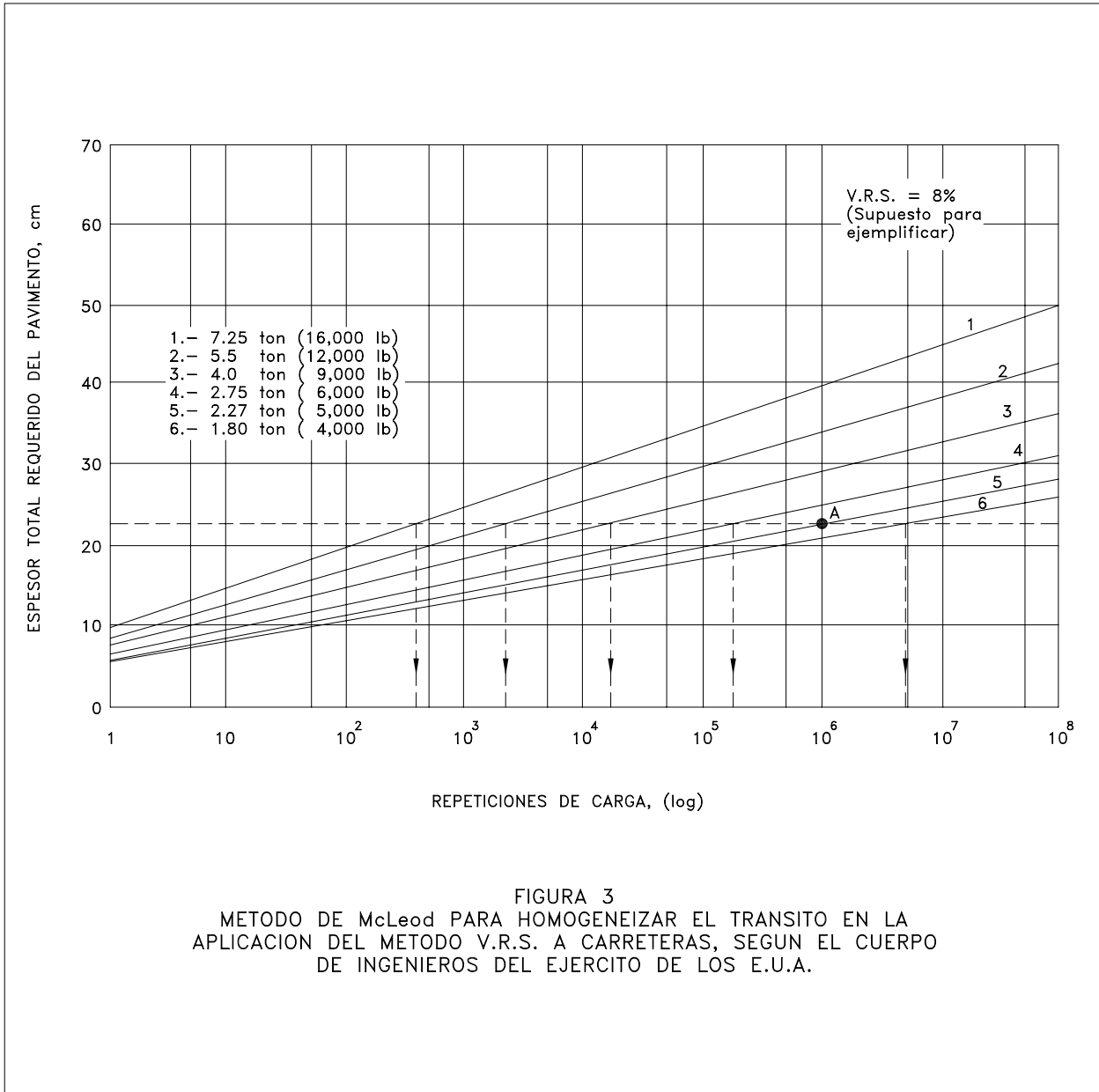


FIGURA 1
CURVAS DE ESPESOR DEL PAVIMENTO EN FUNCION
DEL V.R.S. PARA EL AVION BOEING 727





Se obtendrá así un total de repeticiones de la carga equivalente durante los 10 años, dicho valor deberá llevarse al eje de las abscisas en la figura 3 para obtener en la ordenada correspondiente a la recta de carga de 5000 lb el espesor total que debe considerarse para el proyecto, para un VRS = 8%.

Con el VRS de la subbase se procederá en forma similar, debiéndose construir un gráfico semejante al de la figura 3 pero para el VRS que corresponda al material que conformará dicha capa; teniendo en cuenta que los espesores obtenidos para las distintas cargas de la figura 2 corresponden a 10^6 repeticiones de carga.

Dentro de las rectificaciones y ajustes realizados al Método CBR (base de la Metodología desarrollada por el Cuerpo de Ingenieros) se destacan las que a continuación se consignan.

Fórmula propuesta por Peltier:

$$e = \frac{100 + \sqrt{W} (75 + 50 \lg \frac{M}{10})}{CBR + 5}$$

e = espesor total (en cm)
W = carga por rueda (en toneladas)
M = número promedio de camiones con carga superior a 1,5 ton.

Fórmula de Kerkhoven y Dormon:

$$e = r \sqrt{\frac{q}{CBR} (0.11 + 0.08 \lg N) - 1}$$

e = espesor total en pulgadas
r = radio de la superficie de contacto en

pulgadas

q = presión de la llanta en psi
N = número de repeticiones de carga

La NATIONAL CRUSHED STONE ASSOCIATION (NCSA) basó sus teorías de diseño de pavimentos flexibles en los criterios desarrollados por el Cuerpo de Ingenieros (EE.UU).

Los parámetros de diseño considerados son: tránsito, características de la subrasante y de materiales disponibles, efecto del congelamiento (no se tendrá en cuenta) y requerimientos de compactación adecuados a fin de minimizar las deformaciones permanentes generadas por la densificación del tránsito.

Las cartas de diseño de la N.C.S.A. fueron posteriormente adoptadas por el Cuerpo de Ingenieros, por tal motivo se detalla a continuación dicha metodología.

C PARÁMETROS DE DISEÑO

Tránsito: se caracteriza mediante el Índice de Diseño (ID), dicho valor se basa en los promedios de ejes simples equivalentes a 18.000 lb (EAL) por día y por trocha, que solicitarán a la calzada durante una vida útil de 20 años. Se recomiendan los factores de equivalencia indicados en AASHTO para su cálculo; en caso de la carencia de tal información, se agrupan los distintos tipos de vehículos censados en tres categorías:

Grupo 1: vehículos de pasajeros, panel, pick-up.

Grupo 2: camiones de 2 ejes cargados, vehículos más grandes vacíos o con carga liviana.

Grupo 3: todos los vehículos que tienen más de 3 ejes. En la tabla que se adjunta a continuación, se indican los valores del Índice de Diseño (ID) acordes a las características y categorías de tránsito.

| INDICE DE DISEÑO | CARACTERÍSTICAS GENERALES | EAL DIARIOS |
|------------------|---|-------------|
| DI.1 | TRÁNSITO LIVIANO (reducido número de vehículos más pesados que los vehículos de pasajeros, regularmente no se registran vehículos del Grupo 2 o del Grupo 3) | # 5 |
| DI.2 | TRÁNSITO LIVIANO A MEDIANO (similar al DI-1, máximo TMDA = 1000 vehículos, incluyendo no más de un 5% del Grupo 2 y regularmente no se registran vehículos del Grupo 3) | 6-20 |
| DI.3 | TRÁNSITO MEDIANO (máximo TMDA = 3000 vehículos, incluyendo no más de un 10% del Grupo 2 y Grupo 3 y 1% de vehículos del Grupo 3) | 21-75 |
| DI.4 | TRÁNSITO MEDIANO A PESADO (máximo = 6000 vehículos, incluyendo no más de un 15% del Grupo 2 y Grupo 3 y 1% de vehículos del Grupo 3) | 76-250 |
| DI.5 | TRÁNSITO PESADO (máximo: 6000 vehículos, puede incluir 25% del Grupo 2 y Grupo 3 y 10% de vehículos del Grupo 3) | 251-900 |
| DI.6 | TRÁNSITO MUY PESADO (más de 6.000 vehículos, puede incluir más del 25% del Grupo 2 ó del Grupo 3) | 901-3000 |

C Subrasante: para propósito de diseño se recomienda adoptar el 75 percentil de los valores de CBR resultantes de los estudios realizados, si los mismos responden a un comportamiento relativamente uniforme. Para zonas que registren valores altamente variables, se adopta un percentil mayor (menor CBR de diseño).

C Requerimientos de compactación: a fin de obtener una compactación apropiada acorde a la profundidad de la estructura y así eliminar o minimizar la densificación bajo tránsito, una parte importante de la metodología de diseño la constituyen las recomendaciones referentes a la misma.

PROFUNDIDAD DEBAJO DE LA RASANTE TERMINADA DONDE LOS PORCENTAJES DE COMPACTACIÓN DEBEN SER IGUALES O MAYORES A LOS VALORES QUE SE INDICAN (en pulgadas)

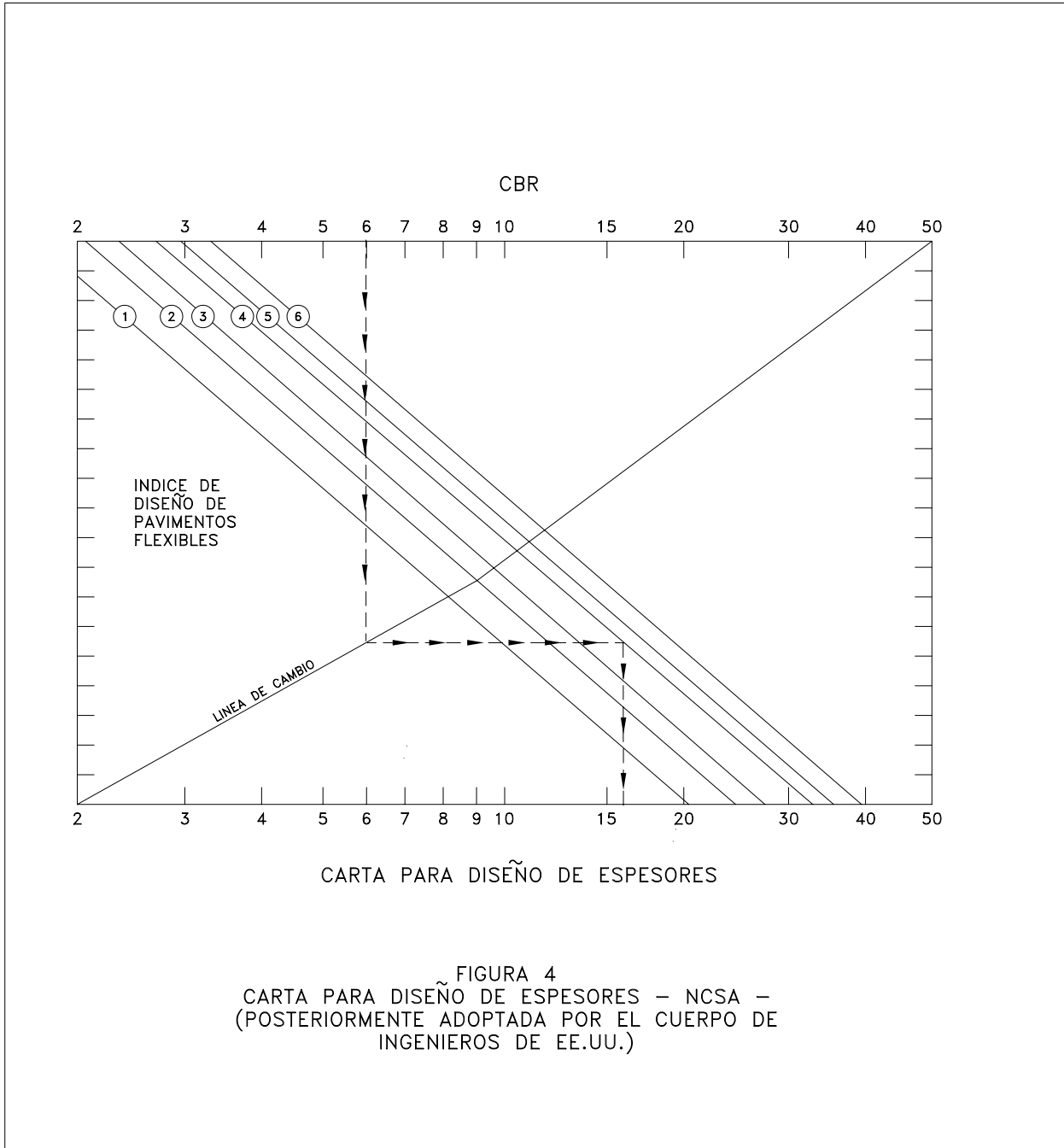
| % DE COMPACTACIÓN* | INDICE DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES | | | | | |
|--------------------|---|-------|------|------|------|------|
| | DI.1 | DI.2 | DI.3 | DI.4 | DI.5 | DI.6 |
| | MATERIALES COHESIVOS, IP > 0 | | | | | |
| 100 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 |
| 95 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 |
| | BASES, SUBBASES Y SUELOS SIN COHESIÓN, IP = 0 | | | | | |
| 100 | 8 | 9 | 11 | 12 | 14 | 15 |
| 95 | 15 | 17 20 | | 22 | 25 | 28 |

* El porcentaje de compactación se refiere al AASHTO T180 (ASTM D1557) o energía equivalente. De aplicarse el AASHTO T99, los valores de los porcentajes se deben incrementar en aproximadamente 5 puntos.

C CARTA DE DISEÑO

En la figura 4 se transcribe la carta de diseño básica CBR para diseño de espesores.

A continuación se resumen los espesores de diseño para las capas superficiales de concreto asfáltico, recomendados en base a la intensidad del tránsito.



Espesores recomendados para capas superiores de concreto asfáltico

| Categoría acorde a la intensidad del tránsito | Mínimo espesor requerido |
|---|-------------------------------------|
| DI-1 | 1 pulgada (Tratamiento Superficial) |
| DI-2 | 2 pulgadas |
| DI-3 | 2,5 pulgadas |
| DI-4 | 3,0 pulgadas |
| DI-5 | 3,5 pulgadas |
| DI-6 | 4,0 pulgadas |

Se recomienda además que si el espesor total de base y subbase es menor de 10 a 12 pulgadas, el agregado granular no ligado sea de buena calidad y provenga de piedra triturada.

En la figura 5 se ilustran las curvas diseño básicas del Cuerpo de Ingenieros (E.E.U.U.), en base a las que se desarrolló el método de la N.C.S.A. (figura 4).

C EJEMPLO ILUSTRATIVO

Se asume un CBR de diseño (subrasante) del 6%. El tránsito para el año de su habilitación es de 5000 vehículos por día, estando conformado por 87% de vehículos del Grupo 1, 12,5% del Grupo 2 y 0,5% del Grupo 3. De acuerdo a la tabla que se adjunta, la categoría que le corresponde es de mediano a pesado (DI-4). En base a dichos parámetros y a la carta de diseño de la figura 4 el total de espesor requerido a partir de la subrasante será de 16 pulgadas. Para ese Índice de Diseño (DI-4) le corresponde un espesor superior de capas asfálticas de 3 pulgadas, por lo que el diseño del paquete estructural sería:

3" de concreto asfáltico

7" de base granular (agregado triturado)

6" de subbase granular

MÉTODO SHELL (1978)

C CONSIDERACIONES GENERALES

El pavimento está considerado como un sistema tricapa (figura 6); la capa inferior representa a la subrasante (infinita en dirección vertical); la capa intermedia representa a la base o subbase sin ligante; la capa superior representa a las capas asfálticas. La estructura tipo full-depth se trata tomando un espesor cero para la capa intermedia. Cuando dicha capa está conformada por suelo-cemento, suelo-cal, base tratada con cemento, hormigón pobre, etc, se hace referencia a ellos nominándolos como conformados por materiales "cementados".

Como primera etapa se estiman los espesores de la capa asfáltica y de la capa no ligada (intermedia) requeridos para satisfacer el criterio de deformación dado. Con este objetivo el flujo de cargas se expresa en términos de una carga de rueda dual de 80kN (1 kN = 102 kg). Los materiales se consideran elásticos dentro del ámbito de aplicación de las cargas dinámicas. Las condiciones críticas se encuentran ubicadas en el eje de simetría del sistema, siendo:

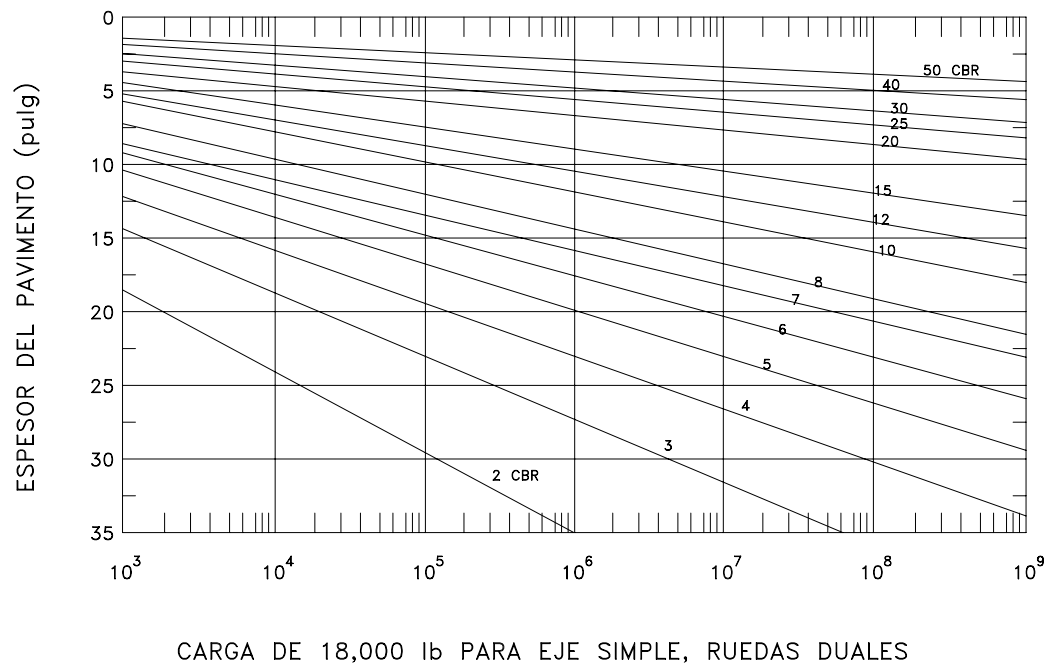


FIGURA 5
CURVAS DE DISEÑO CBR PARA 18,000 EAL
(DEL CUERPO DE INGENIEROS)

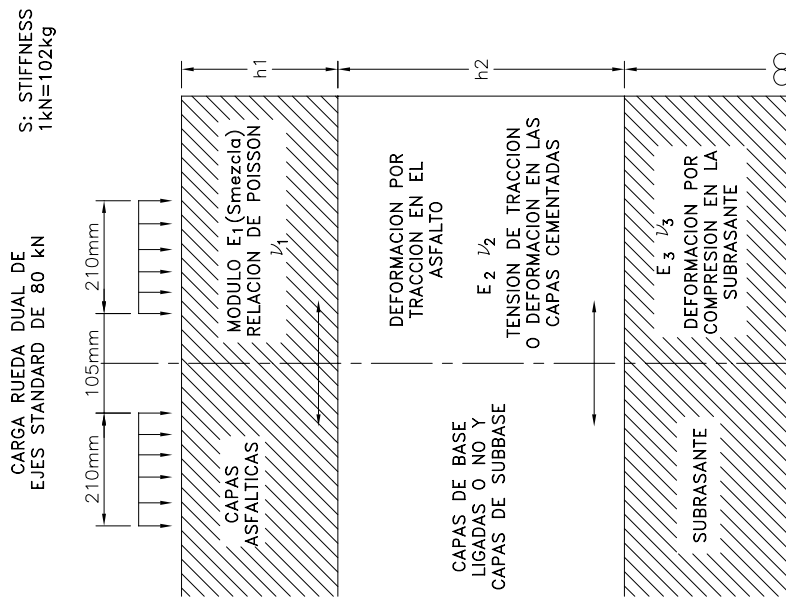


FIGURA 6 ESTRUCTURA SIMPLIFICADA DEL PAVIMENTO

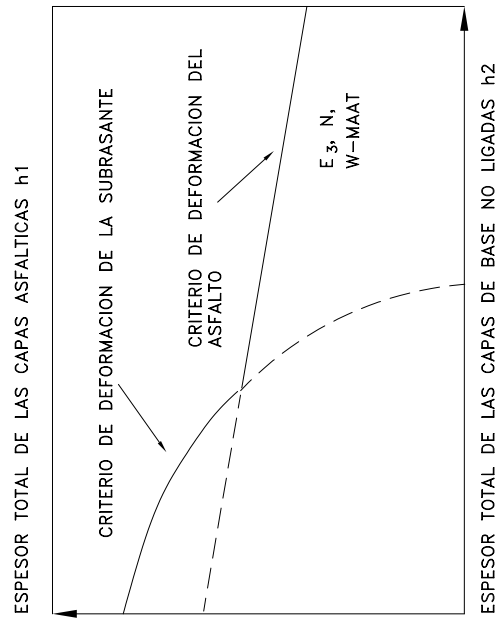


FIGURA 7 CURVA DE DISEÑO SIMPLIFICADA

a) La deformación horizontal por tracción en la parte inferior de la capa asfáltica; en caso que la misma exceda los valores admisibles produce la fisuración de la carpeta por la acción repetida de las cargas de tránsito (fatiga).

b) La deformación por compresión en la superficie de la subrasante; siendo excesiva se producirá una deformación permanente en la subrasante que se reflejaría en la superficie de rodamiento.

Cuando se presentan altas relaciones modulares entre las capas de mezcla asfáltica y de base (E_1/E_2) la deformación horizontal por tracción máxima, no se ubica en la parte inferior de la capa asfáltica sino más arriba, siendo dicho nivel función del espesor de la capa asfáltica y de la relación modular indicada. Esta situación está contemplada en los gráficos incorporados al manual de diseño y es de importancia fundamental en el estudio de refuerzos.

En base a la pautas indicadas se construyeron las curvas de diseño seleccionando combinaciones de espesores de capas asfálticas y capas de base no ligadas para un dado módulo de subrasante, un tipo de mezcla asfáltica (codificada según su stiffness S , su resistencia a la fatiga F y tipo de asfalto) una temperatura ambiente media anual ponderada y el número de ejes standard estimado, que solicitará a la calzada durante la vida útil de diseño, para que las deformaciones críticas no excedan los valores admisibles de los distintos materiales. Una curva de diseño en particular se construye generalmente mediante dos curvas asociadas con los criterios indicados, como se observa en la figura 7. Una curva está relacionada con la tensión por compresión en la

subrasante y la otra curva (prácticamente una recta), con la tensión horizontal por tracción en la parte inferior de la capa asfáltica; correspondiendo ambas a las tensiones críticas se limitan sus trazados hasta el punto en que se interceptan.

Una vez seleccionadas varias alternativas de diseño que satisfagan el criterio de tensiones críticas, se debe analizar si las capas sin ligante y las capas asfálticas (visco-elásticas) pueden deformarse bajo las cargas del tránsito, fenómeno que se traduciría en deformaciones permanentes de la superficie de rodamiento (ahuellamiento). En general, la deformación total del pavimento dependerá del espesor de la capa asfáltica, de la tensión promedio en dicha capa (función del espesor y de los módulos de las capas que conforman al paquete estructural; se obtiene de tablas) y del stiffness de la mezcla en condiciones de carga quasi estática (dicho factor será función de la temperatura, por lo que deberá subdividirse la capa a fin de tener en cuenta la incidencia de sus efectos a distintas profundidades).

La deformación permanente total (deformación de capa asfáltica + deformaciones estimadas en capa de base no ligada) de las distintas alternativas de diseño seleccionadas (obtenidas de los gráficos de diseño de espesores) debe ser evaluada. Si fuese detectada una deformación excesiva, se debe reformular algunas de las mezclas, y repetir el proceso; cuando algunos de los diseños sean juzgados como aceptables se deben evaluar las diferentes alternativas desde el punto de vista económico, a fin de adoptar la solución técnico-económica que resulte óptima.

C FACTORES DE DISEÑO

- Tránsito

El tránsito está representado en función del número equivalente de ejes de una carga standard (80kN; 8.160 kg) que solicitarán al camino durante la vida útil prevista ($N_{8,2}$). Si

$$N_{8,2} = 365 \times D_D \times D_L \times TMDA_P \times FE_G \times \frac{[(1 + i)^n - 1]}{i}$$

-Temperatura

Las variaciones de temperatura tienen un significativo efecto sobre las propiedades del asfalto, por lo que ha sido desarrollado un procedimiento para obtener, con propósitos de diseño, una temperatura media anual ponderada (w-MAAT) a partir de los promedios mensuales de la temperatura ambiente (MMAT) de una determinada región.

Los valores de MMAT pueden obtenerse de oficinas meteorológicas.

La w-MAAT está relacionada con la temperatura efectiva de la capa asfáltica y con su módulo efectivo, por lo que no puede ser simplemente calculada tomando el promedio aritmético de las temperaturas promedios mensuales.

La w-MAAT se obtiene a partir de los valores de MMAT, utilizando la curva de temperaturas ponderadas indicadas en el gráfico de la figura 8.

Para cada valor del MMAT se obtiene de la

bien el manual provee una metodología por el cual este número puede ser calculado en base al espectro de ejes de carga estimado, se aclara explícitamente que pueden ser empleados otros métodos. Se recomienda el detallado en el acápite relativo a Factores de diseño. Siendo:

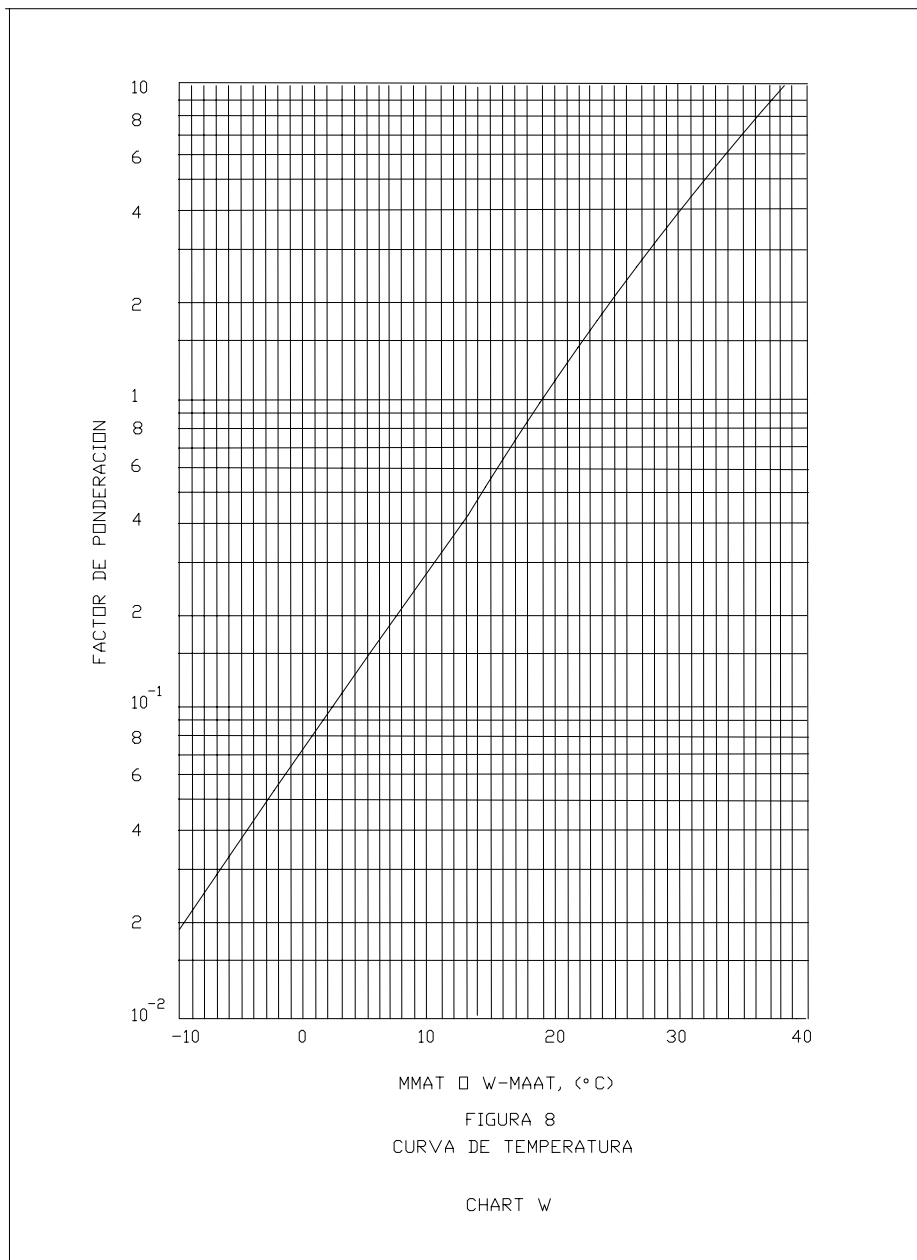
curva un factor ponderado, del promedio aritmético de estos factores, se obtiene de la misma curva el MAAT efectivo o w-MAAT.

Entrando a dicho gráfico con los promedios mensuales de la temperatura ambiente (MMAT), se determinan para los distintos meses su correspondiente factor de ponderación.

Con la sumatoria de dichos factores dividido el número de meses ($\sum \text{MMAT} / 12$) se entra en el mismo gráfico (figura 8) en ordenadas, con una horizontal se intercepta la curva y por dicho punto se baja una vertical obteniéndose en abscisas la temperatura media anual ponderada (W - MAAT).

En el ejemplo ilustrativo que a posteriori se adjunta se siguió dicho procedimiento.

Cabe aclarar que para las estimaciones de deformaciones permanentes, las temperaturas se ponderan en forma diferente.



-Subrasante

El nuevo método Shell incorpora como factor de diseño el módulo de la subrasante (E_3). Dicho módulo debe ser determinado preferentemente "in situ" mediante mediciones de deflexiones dinámicas o de propagaciones de ondas, con cargas que sean representativas de las que realmente soportará la calzada; alternativamente pueden emplearse métodos de laboratorio tales como ensayos dinámicos triaxiales.

En aquellos casos en que los métodos citados no sean de posible aplicación, se recomienda utilizar la siguiente relación empírica entre el valor CBR y el módulo dinámica de la subrasante (E_3):

$$E_3(\text{N/m}^2) = 10^7 \text{ CBR}$$

La relación $E_3 = 10^7 \text{ CBR}$ (N/m^2) es aplicable para suelos cuyo CBR $\geq 10\%$ (embebido).

En el caso de lutitas conformando la subrasante, las mismas tienen un elevado IP y una elevada expansión en presencia de agua, por lo que se recomienda su remoción si se registran en forma localizada y esporádica; en el caso de que conformen toda el área en que se desarrolla la traza, se recomienda que en laboratorio se investigue su comportamiento (LL, IP, CBR %, hinchamiento, etc.) si se adiciona cal en distintos porcentajes (2%, 3%, 4%). Con respecto a las tobas, se tratarán como cualquier otro tipo de suelo y de acuerdo a sus características mecánicas se decidirá si es aplicable o no la fórmula indicada.

El ensayo de CBR se debe realizar sobre muestras preparadas con la densidad y

húmeda adecuadas a las condiciones de servicio. Como una primera aproximación se pueden emplear las relaciones empíricas indicadas en la figura 9 (GRÁFICO E).

En el caso de temperaturas rigurosas deben tomarse las precauciones adecuadas para prevenir la penetración de las heladas, obviándose su tratamiento por el clima cálido predominante en el país.

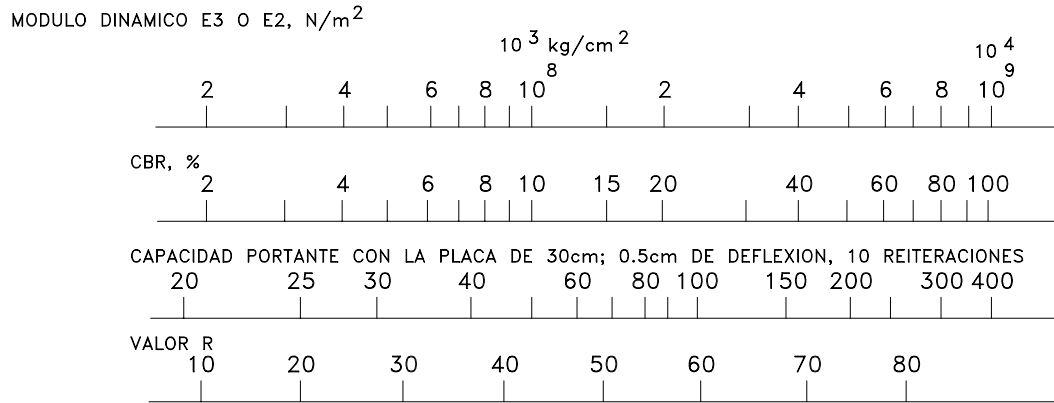
En las consideraciones generales sobre factores de diseño, se indica como proceder para evaluar las características de la subrasante.

-Materiales no ligados

El módulo elástico efectivo de las capas de base y subbase no ligadas depende de sus espesores y del módulo de la subrasante. Cualquier capa no ligada debe ser capaz de desarrollar una resistencia adecuada, por lo que el módulo mínimo requerido a diferentes niveles en las capas no ligadas (base y subbase) está indicado en los gráficos de diseño correspondientes. El módulo del material no ligado se estima utilizando el gráfico E de la figura 9.

-Materiales Bituminosos

A los efectos del diseño estructural las propiedades más significativas de las mezclas asfálticas son dos: el stiffness de la mezcla para períodos breves de carga (S) y su resistencia a la fatiga (F) cuyos conceptos se amplían en el ANEXO de Diseño de Pavimentos Flexibles.



CLASIFICACION GENERAL DE SUELO PARA SUBRASANTE, SUBBASE O BASE.

| SUBRASANTE | | | | SUB-BASE | | BASE | | | |
|-----------------------------------|-------|---------|-------|----------|-------|-------|-------|-------|-----------|
| MUY POBRE | POBRE | REGULAR | MEDIA | BUENA | MEDIA | BUENA | MEDIA | BUENA | EXCELENTE |
| CLASIFICACION DE SUELOS AASHTO | | | | | | | | | |
| | | | | | | A-1-b | A-1-a | | |
| | | | | | A-2-7 | A-2-6 | A-2-5 | A-2-4 | |
| | | | | | A3 | | | | |
| | | | | | A4 | | | | |
| | | | | | A5 | | | | |
| | | | | | A6 | | | | |
| | | | | | A-7-6 | | A-7-5 | | |
| CLASIFICACION UNIFICADA DE SUELOS | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | GW |
| | OH | CH | | | | GM-u | GM-d | | |
| | MH | | OL | | | GC | | | |
| | | | | CL | | SW | | | |
| | | | | ML | | SM-d | | | |
| | | | | | SC | | | | |
| | | | | | SM-u | | GP | | |
| | | | | | SP | | | | |

ESTIMACION DE LOS MODULOS DINAMICOS DE LA SUBRASANTE (E3)
O DE LOS MATERIALES NO LIGADOS PARA BASE (E2)

FIGURA 9
GRAFICO E

Los gráficos para diseño de espesores han sido preparados para mezclas con características típicas de stiffness (S_1 y S_2), y de resistencia a la fatiga (F_1 y F_2), utilizando cementos asfálticos cuya penetración sea 50 y 100 aproximadamente. Del resultado de distintas combinaciones surgen 8 códigos de mezclas (S_1 - F_1 -100; S_1 - F_2 -100; etc) que representan las más comúnmente empleadas en la construcción de pavimentos.

C STIFFNESS DE LAS MEZCLAS

Solamente el rango superior de valores del stiffness de las mezclas (S_m de 10^8 , a 5×10^{10} N/m² o de 10^3 a 5×10^5 kg/cm²) son aplicables tanto al diseño estructural como al diseño de espesores basados en los criterios de deformaciones en el Método Shell.

Los gráficos de diseño de espesores han sido preparados para dos curvas de stiffness característicos, siendo designadas S_1 y S_2 ya que las mismas no están directamente asociadas con alguna mezcla en particular. En la figura 10 (Gráfico M-1 del Manual) se indica la representación gráfica de $S_m=f(S_b)$, para el rango superior indicado. Para mayor practicidad esta relación ha sido convertida en stiffness de mezcla vs temperatura de mezcla (figura 11; gráfico M-2 del Manual) para un tiempo de carga de 0,02 segundos (corresponde a una velocidad de 50 a 60 km/h) y dos asfaltos típicos cuyas características se indican en la misma figura, correspondiendo las mismas al asfalto original pero teniendo en cuenta el normal endurecimiento que ocurre durante el mezclado.

En aquellos casos en que los asfaltos sean clasificados por su viscosidad, el proyectista deberá referirse al que corresponda, ya que normalmente se incluye la penetración que corresponde a cada grado.

Si el asfalto tendrá o no un posterior endurecimiento durante su comportamiento en servicio dependerá de la porosidad de la mezcla. En las mezclas densas, impermeables, el endurecimiento es despreciable; en las mezclas abiertas (alto % de vacíos) el diseño deberá ser controlado por el efecto de un mayor grado de endurecimiento del asfalto.

De acuerdo a los tipos de mezclas disponibles el proyectista deberá decidir que código de mezcla (S_1 o S_2) y que tipo o grado de asfalto son representativos de las propiedades "in situ" de la mezcla a considerar, siendo:

- S_1 : Tipo de mezcla densa, con un término medio de contenido de agregados, asfalto y vacíos (expresados en volumen)
- S_2 : Tipo de mezcla de granulometría abierta, con alto contenido de vacíos y bajo contenido de bitumen o también mezclas densas con relativamente bajo contenido de agregados y alto contenido de asfalto.

C RESISTENCIA A LA FATIGA DE LA MEZCLA

Mediante mediciones realizadas en laboratorio sobre diferentes mezclas asfálticas, se seleccionaron dos conjuntos de curvas de fatiga características (F_1 y F_2) con propósito de diseño.

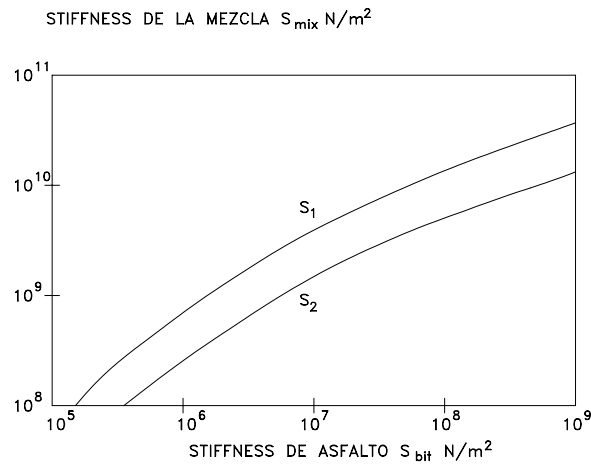


FIGURA 10
STIFFNESS DE LA MEZCLA VS STIFFNESS
DEL ASFALTO (GRAFICO M-1).

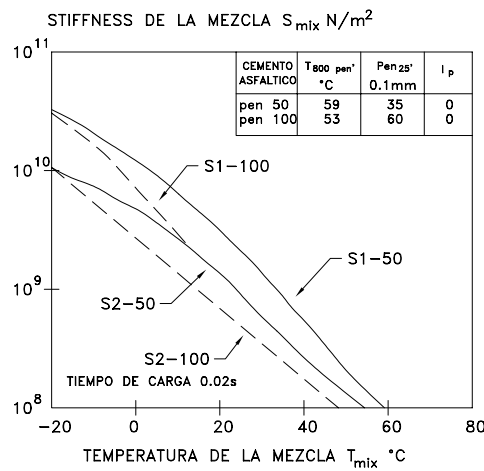


FIGURA 11
STIFFNESS DE LA MEZCLA VS. TEMPERATURA
DE LA MEZCLA (GRAFICO M-2).

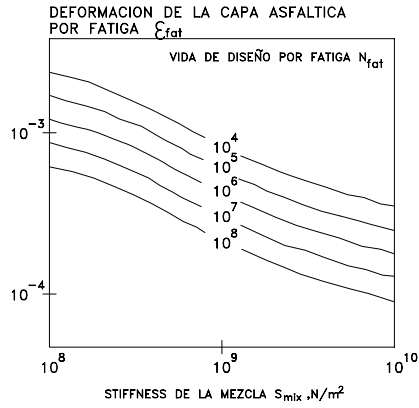


FIGURA 12
CURVAS CARACTERISTICAS DE FATIGA DE LA CAPA ASFALTICA (F1)
(GRAFICO M-3)

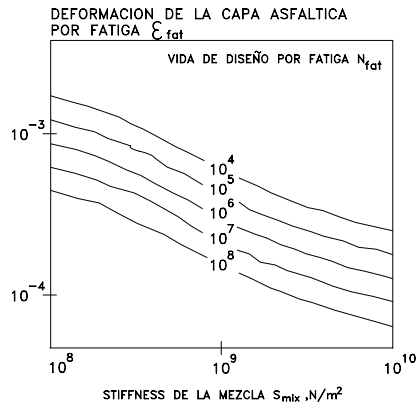


FIGURA 13
CURVAS CARACTERISTICAS DE FATIGA DE LA CAPA ASFALTICA (F2)
(GRAFICO M-4)

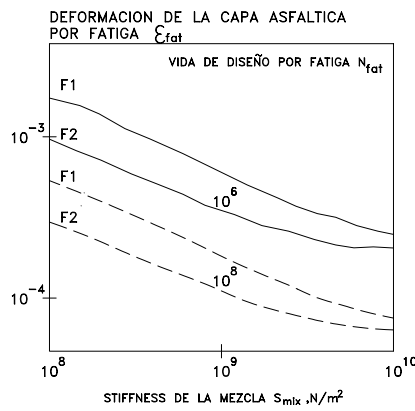


FIGURA 14
RELACIONES ENTRE LA DEFORMACION ADMISIBLE DE LA CAPA ASFALTICA, STIFFNESS DE LA MEZCLA Y LA VIDA DE DISEÑO POR FATIGA.

Para ilustrar el comportamiento de las distintas mezclas, se graficaron las relaciones entre las deformaciones, el stiffness de la mezcla y la resistencia a la fatiga expresada como número de aplicaciones de tensiones (figura 12, gráfico M-3 y figura 13, gráfico M-4) para capas asfálticas tipo F_1 y F_2 respectivamente. En la figura 14 se muestra para diferente número de aplicaciones de tensiones (10^6 y 10^8), en un mismo gráfico, las curvas F_1 y F_2 ; como en el caso de stiffness estas curvas no están asociadas directamente con ninguna mezcla asfáltica en particular.

Como guía puede adoptarse que:

F_1 = mezclas con un moderado contenido de asfalto y vacíos.

F_2 = mezclas con un contenido de vacíos relativamente alto.

Para cada mezcla probable disponible para un proyecto debe ser seleccionada una de las curvas características F_1 o F_2 .

Resumen del procedimiento a seguir para diseño:

1-. Tránsito

Cálculo del número ($N_{8,2}$) de cargas de ejes standard de 80 kN que solicitarán a la calzada durante el período de diseño previsto.

2-. Temperatura

Tabular las temperaturas ambiente medias mensuales del lugar (MMAT), obtener los factores de conversión del gráfico que se adjunta (figura 8) y determinar w-MAAT.

3-. Subrasante

Determinar el módulo dinámico efectivo "in situ" (E_3) o estimar dicho módulo empleando el gráfico E (figura 9).

4-. Materiales no ligados

Estimar el módulo efectivo (E_2) mediante el

gráfico E (figura 9) de acuerdo a las propiedades de los materiales disponibles.

5-. Materiales bituminosos

Estimar las propiedades de las mezclas disponibles y seleccionar la curva representativa de su stiffness (gráficos M-1 o M-2) (figura 10 y 11), de la resistencia a la fatiga (gráfico M-3 o M-4) (figura 12 y 13), y el tipo de asfalto a emplearse (penetración 50 o 100). Seleccionar así el código de mezcla correspondiente (S1-F1-50 por ejemplo).

Alternativamente mediante mediciones directas o en base al stiffness del bitumen (para un tiempo de carga de 0,02 segundos y temperaturas entre 0° y 60° C) se podrá determinar el stiffness de la mezcla de acuerdo a su composición volumétrica, valor que se podrá comparar con el obtenido en los gráficos M-1 o M-2 (figura 10 y 11).

C CURVAS DE DISEÑO

Los gráficos estructurales o de espesores han sido construídos en forma tal que se satisfagan los criterios de deformaciones admisibles. Los parámetros a considerar son:

- Tipo de mezcla asfáltica representada por su código de mezcla (S1-F1-50 por ejemplo), siendo ocho el total de códigos.

- Clima representado por w-MAAT (4;12; 20 y 28° C).

- Vida de servicio representada por el número de ejes equivalentes de 80kN ($N_{8,2}$) que solicitarán a la calzada durante el período de diseño, siendo los valores considerados desde 10^4 a 10^8 .

- Módulo de la subrasante $E_3(2,5 \times 10^7; 5,0 \times 10^7; 10^8 \text{ y } 2 \times 10^8 \text{ N/m}^2)$.

Todos los gráficos están basados en un número de parámetros fijos y solamente un parámetro variable. Se indica a continuación la conformación de cada serie de gráficos:

Serie HN (1-128): constituyen los gráficos principales de diseño; en ellos se representa el espesor total de capas asfálticas (h_1) como una función del espesor total de capas no ligadas (h_2), para un código de mezclas ($S_{10,2}$ -F_{10,2}-50 o 100) un módulo de subrasante (E_3) y un w-MAAT definido, siendo $N_{8,2}$ la variable para esta serie. (figura 15 - Chart HN 45).

Serie HT (1-72): estos gráficos son similares a los HN, pero el parámetro variable es w-MAAT (figura 16 - chart HT 7)

Serie TN (1-48): A fin de facilitar la interpolación entre el número $N_{8,2}$ y los valores de w-MAAT, se suministra esta serie de gráficos, en los cuales se representa el espesor total de las capas asfálticas (h_1) en función de w-MAAT, tomando a $N_{8,2}$ como parámetro variable (figura 17, Chart TN 34).

Serie EN (1-48): En esta serie el espesor total de mezcla asfáltica se graficó en función del módulo de la subrasante, siendo $N_{8,2}$ el parámetro variable (figura 18, Chart EN 44).

En aquellos casos en que los valores asignados a los parámetros de diseño difieran de los representados se trazarán las curvas de interpolación requeridas.

En lo que concierne a las capas de base y subbase no ligadas, en los gráficos de las

series HN y HT se indica el módulo dinámico mínimo que deberán tener, por medio de líneas punteadas casi verticales. Las mismas dan la subdivisión de la capa base no ligada de acuerdo a los valores mínimos de los módulos (en 10^8 N/m^2).

En muchos casos es conveniente la construcción de un diseño tipo full-depth, siendo este tipo de diseño menos sensible a las variaciones del módulo de la subrasante, más adecuado para construcciones por etapas y además se elimina el problema de la estimación de la deformación permanente de las capas de base sin ligante. La serie CT (1-4) está conformada por gráficos que corresponden a aquellos casos donde el espesor de la capa asfáltica está sólo gobernado por el criterio de la deformación de la subrasante. En la figura 19 (CT 1) se muestra uno de los gráficos de la serie para diseño de full-depth, en ella se observa que los dos parámetros de diseño, número de ejes standards de 80 kN ($N_{8,2}$) y el módulo de la subrasante (E_3) se han combinado mediante la relación:

$$\frac{N_{8,2}^{2/3}}{E_3}$$

Este valor puede obtenerse por cálculo o mediante el gráfico de la figura 20 (Gráfico P).

La aproximación que dan los cuatro gráficos que integran la serie para diseño de full-depth se considera suficiente (aproximadamente 10 mm).

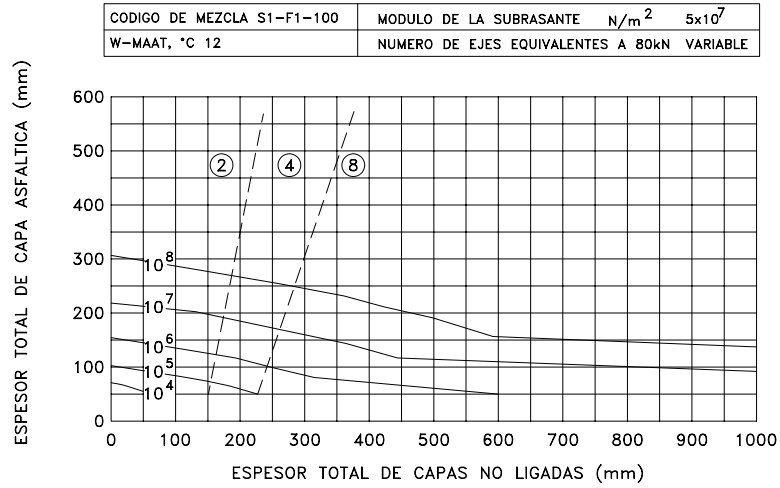


FIGURA 15 CHART HN 45

○ MODULO MINIMO DE CAPAS NOLIGADAS, $10^8 N/m^2$

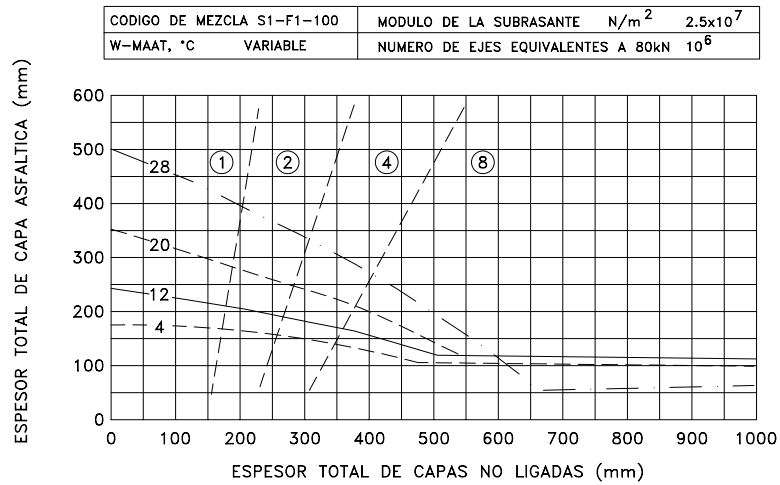


FIGURA 16 CHART HT 7

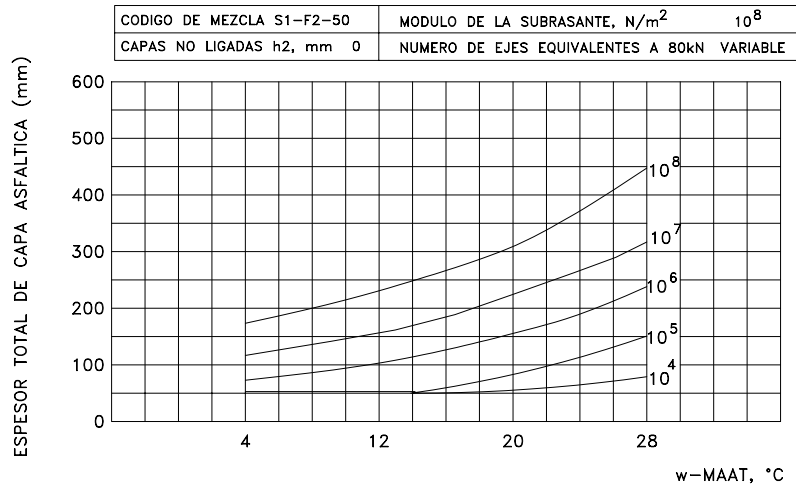


FIGURA 17

CHART TN 34

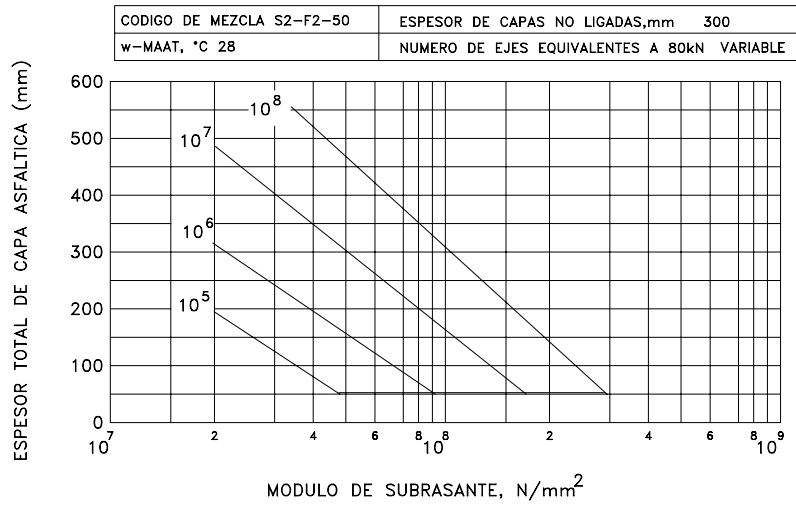
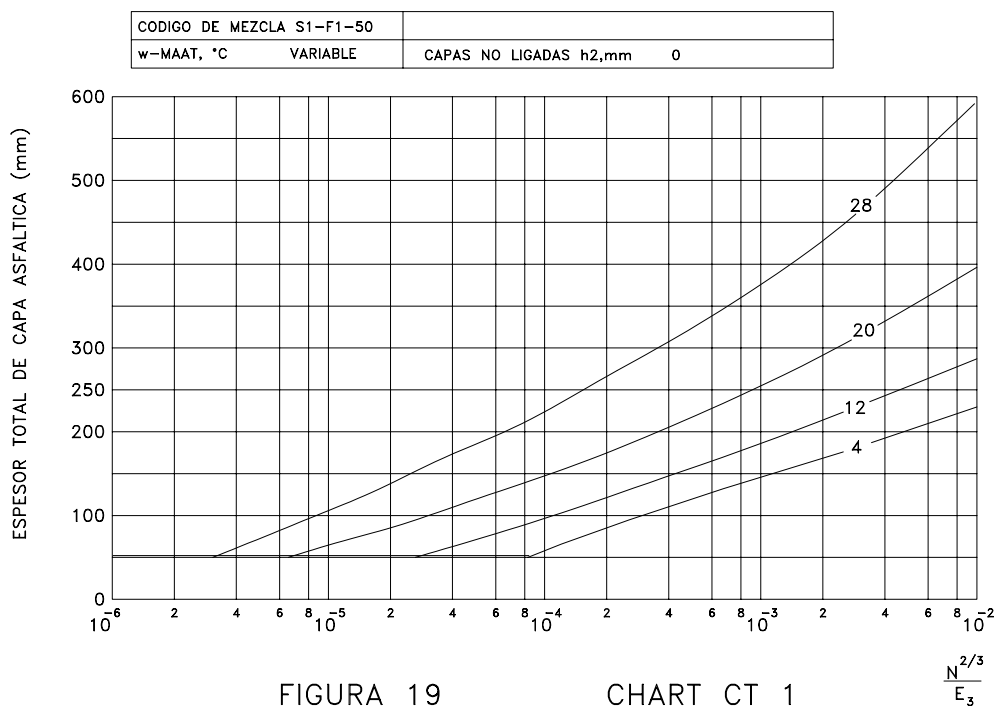


FIGURA 18

CHART EN 44



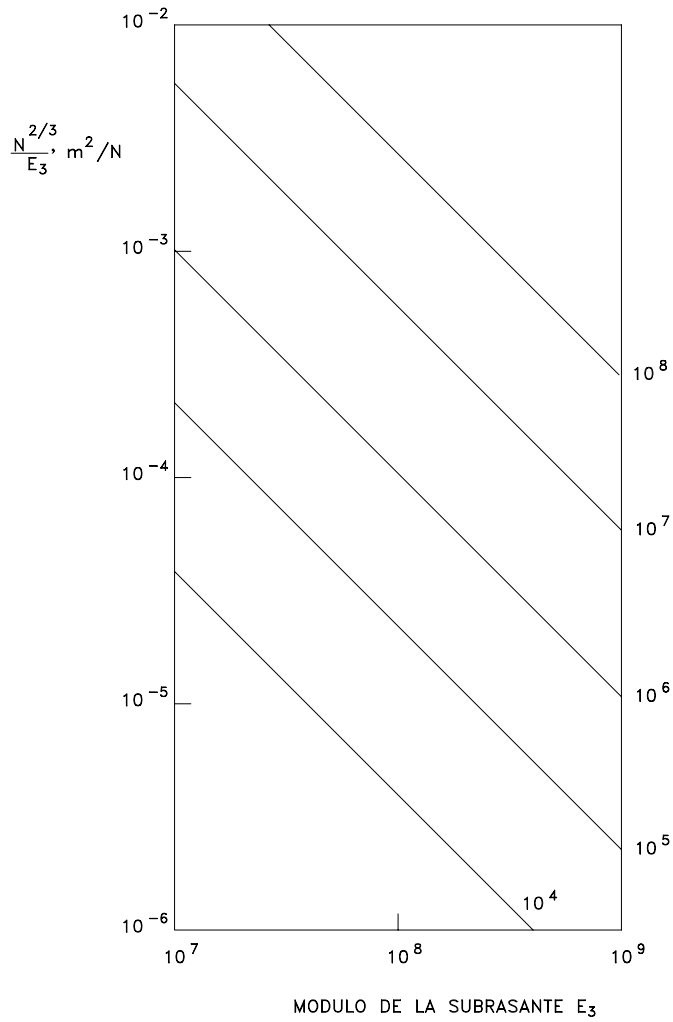


FIGURA 20
DETERMINACION DEL PARAMETRO $\frac{N}{E_3^{2/3}}$
(GRAFICO P)

C DEFORMACIÓN PERMANENTE

Las distintas alternativas de diseño obtenidas por el procedimiento indicado satisfacen los criterios de deformaciones críticas. Teniendo las capas asfálticas un comportamiento parcialmente viscoso podrán sufrir deformaciones permanentes, la mayor parte en forma de ahuellamiento.

Debe destacarse que la deformación permanente en cualquiera de las capas de base y subbase no ligadas puede contribuir considerablemente en la deformación final de la superficie de rodamiento, por lo que debe analizarse una estimación de esa deformación y sumarla a la de las capas asfálticas.

A los efectos de determinar la deformación permanente se deben cumplir los siguientes pasos:

- 1-. Subdivisión de la capa asfáltica para la evaluación de diferentes temperaturas en base a la profundidad y al tipo de mezcla.
- 2-. Cálculo de la viscosidad efectiva del asfalto en cada una de las subcapas asfálticas.
- 3-. Determinación de las características de deformación de las mezclas alternativas.
- 4-. Conversión de los datos de tránsito (se emplea otro método de ponderación).
- 5-. Determinación del stiffness de la mezcla.
- 6-. Determinación de los factores de distribución de tensiones para obtener la tensión promedio.
- 7-. Determinación de la deformación permanente estimada en la capa

asfáltica.

- 8-. Estimación de la deformación permanente total.

- 1-. Subdivisión de la capa asfáltica

Considerando que las capas superiores están sujetas a los mayores cambios de temperatura y son construídas con tipos de mezcla diferentes a los empleados en las capas inferiores, que generalmente se conforman con el mismo tipo de mezcla, la subdivisión en subcapas responde a: $h_{1-1} = 40$ mm; $h_{1-2} = 40$ mm; $h_{1-3} = 80$ mm; siendo h_{1-1} la capa superficial. Cabe aclarar que los diseños que presenten el mismo espesor de capa asfáltica, pero fueron proyectados con capas conformadas con distintos tipos de mezcla son considerados como diseños alternativos diferentes.

El Manual incluye planillas adecuadas para transcribir los espesores y códigos de mezcla de las subcapas de las diferentes alternativas de diseño (PLANILLA D - figura 21).

Para los códigos de mezcla sólo se indican el stiffness (S_1 o S_2) y la penetración (50 o 100) ya que la resistencia a la fatiga (F) puede no tenerse en cuenta para la determinación de la deformación permanente (S_1-50 ; S_2-100 ; etc).

- 2-. Viscosidad efectiva

Se determinará la temperatura y viscosidad efectiva de cada subcapa de asfalto. Dichas variables dependen de la temperatura ambiente (MMAT) y del tipo de asfalto, pero no del tipo de mezcla por lo que sólo es necesario considerar las características del bitumen (penetración 50 o 100; I.P. = 0) con que se realizaron las mezclas. El manual

incluye planillas especialmente preparadas para transcribir la información y los cálculos para la capa superior (h_{1-1} ; PLANILLA E) y las restantes (h_{1-2} y h_{1-3} ; PLANILLA F). Como así también la Tabla de Datos C donde se incluyen temperaturas ambiente efectivas ($MAAT_{eff}$) y las correspondientes viscosidades efectivas para la subcapa 1-1 ($VISC_{yeff1-1}$) para asfaltos de penetración 50 y 100, para 20 lugares de diversas

características climáticas (figura 22, 23 y 24 respectivamente)

2-a) Viscosidad efectiva del asfalto en la subcapa 1-1.

Si el clima de la zona considerada es similar al de alguna de las localidades indicadas (Tabla C), la viscosidad efectiva para la subcapa 1-1, así como la temperatura media anual efectiva, se extraen de dicha tabla.

PLANILLA D

Subdivisión de las capas asfálticas

| (1) Diseños alternativos | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|--|------------------|--|-----|-----|-----|-----|-----|
| (2) Descripción de la mezcla | (3) Cód. mezcla | (4) Espesor total capa asfáltica h_1 , mm | | | | | |
| Mezcla asfáltica densa para base | S1-F1-50 | 260 | 150 | | | | |
| Mezcla asfáltica densa para base | S1-F1-100 | | | 330 | 170 | | |
| Arena - asfalto pobre | S1-F2-50 | | | | | 270 | 200 |
| (5) Descripción de la mezcla | (6) Cód. mezcla | (7) Espesor sub-capas asfálticas h_{1-1} , mm | | | | | |
| Concreto asfáltico denso | S1-F1-50 | 40 | 40 | | | 40 | 40 |
| Concreto asfáltico denso | S1-F1-100 | | | 40 | 40 | | |
| (8) Descripción de la mezcla | (9) Cód. mezcla | (10) Espesor sub-capas asfálticas h_{1-2} , mm | | | | | |
| Mezcla asfáltica densa para base | S1-F1-50 | 40 | 40 | | | | |
| Mezcla asfáltica densa para base | S1-F1-100 | | | 40 | 40 | | |
| Arena - asfalto pobre | S1-F2-50 | | | | | 40 | 40 |
| (11) Descripción de la mezcla | (12) Cód. mezcla | (13) Espesor sub-capas asfálticas h_{1-3} , mm | | | | | |
| Mezcla asfáltica densa para base | S1-F1-50 | 180 | 70 | | | | |
| Mezcla asfáltica densa para base | S1-F1-100 | | | 250 | 90 | | |
| Arena - asfalto pobre | S1-F2-50 | | | | | 190 | 120 |
| (14) Espesor total capa de base no ligada h_2 , mm | | 0 | 400 | 0 | 400 | 0 | 400 |

Pasos números (7) y (10) h_{1-1} es siempre 40 mm; h_{1-2} es también 40 mm excepto cuando h_1 es menor que 50 mm. En este caso los parámetros para la sub-capas 1-2 se obtienen suponiendo un espesor de 40 mm, pero en la estimación final de la deformación permanente debe emplearse el espesor real (ver paso (7) en la planilla J).

Cuando en una sub-capas se encuentran diferentes tipos de mezcla, deberá emplearse el promedio de las propiedades de los materiales.

Figura 21

PLANILLA E

Determinación de la viscosidad efectiva del asfalto para la sub-capa asfáltica 1-1
Espesor h1-1 = 40 mm

| (1) Código de la mezcla S1-F1-50 | | (2) T800 pen' oC: 59 | (3) IP: 0 |
|-------------------------------------|--------------|--------------------------------------|---------------------------|
| (4) Mes | (5) MMAT, oC | (6) Gráfico V-1: VISCmeff 1-1, Ns/m2 | (7) 1/VISCmeff 1-1, m2/Ns |
| Enero | 8 | 110000000 | 0 |
| Febrero | 8 | 110000000 | 0 |
| Marzo | 12 | 24000000 | 0 |
| Abril | 16 | 4200000 | 0 |
| Mayo | 19 | 1200000 | 0 |
| Junio | 22 | 350000 | 0.000003 |
| Julio | 26 | 60000 | 0.000017 |
| Agosto | 28 | 22000 | 0.000045 |
| Septiembre | 22 | 350000 | 0.000003 |
| Octubre | 19 | 1200000 | 0 |
| Noviembre | 12 | 24000000 | 0 |
| Diciembre | 6 | 250000000 | 0 |
| (8) Sumatoria {1/VISCmeff 1-1}m2/Ns | | | 0.00007 |
| (9) VISCyeff 1-1, Ns/m2 | | | 200000 |
| (10) Gráfico V-1: MAAT eff oC | | | 23 |
| (11) Gráfico T: T yeff 1-1 oC | | | 35.5 |

VISCyeff 1-1 para grados alternativos de asfalto

| (12) Código de la mezcla | (13) T800 pen' , oC | (14) Ip | (15) Tyeff 1-1 - T800 pen oC | (16) Gráfico V-2: Viscyeff 1-1, Ns/m2 |
|--------------------------|---------------------|---------|------------------------------|---------------------------------------|
| S1-F1-100 | 53 | 0 | -17.5 | 70000 |
| S1-F1-70 | 56 | 0 | -20.5 | 100000 |

Pasos números (4) - (9) para asfaltos con penetración 50 o 100 y PI=0

La VISC yeff 1-1 puede obtenerse directamente de la tabla C si el clima es adecuado

Paso numero (9) VISC yeff 1-1 = 12 / (Sumatoria {1/VISC meff 1-1 }), Ns/m2

Pasos números (13)-(16) para asfaltos con penetración 50 o 100 y PI = 0

La VISC yeff 1-1 puede obtenerse directamente del Gráfico V-1 entrando con MAAT eff

Figura 22

PLANILLA F

Determinación de las viscosidades efectivas del asfalto para las sub-capas asfálticas 1-2 y 1-3

Sub-capa 1-2: espesor $h_{1-2} = 40$ mm

| | | | | | | |
|--|----------|---|-----------|---|--|--|
| (1) Código de la mezcla | S1-F1-50 | | S1-F1-100 | | | |
| (2) T800pen, oC; Ip | 59 | 0 | 53 | 0 | | |
| (3) Planilla E: MAATeff, oC | 23 | | | | | |
| (4) Gráfico T: Tyeff 1-2, oC | 32.5 | | | | | |
| (5) Tyeff 1-2 -T800pen, oC | -26.5 | | -20.5 | | | |
| (6) Gráfico V-2: VISCyeff 1-2, Ns/m ² | 500000 | | 100000 | | | |

Sub-capa 1-3: espesor $h_{1-3} =$ variable

(para diferentes códigos de mezcla usar bloques separados)

| | | | | | | |
|----------------------|---|---|---|---|---|---|
| Diseños alternativos | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|----------------------|---|---|---|---|---|---|

| | | | | | | |
|---|----------|--------|-----------------|--|----|---|
| (7) Código de mezcla | S1-F1-50 | | T800pen, oC; Ip | | 59 | 0 |
| (9) Planilla D: h_{1-3} , mm | 180 | 70 | | | | |
| (10) Gráfico T: Tyeff 1-3, oC | 29.5 | 30.5 | | | | |
| (11) Tyeff 1-3 - T800pen, oC | -29.5 | -28.5 | | | | |
| (12) Gráfico V-2: VISCyeff 1-3, Ns/m ² | 1000000 | 800000 | | | | |

| | | | | | | |
|---|-----------|--|-----------------------|--------|----|---|
| (13) Código de mezcla | S1-F1-100 | | (14) T800 pen, oC; Ip | | 53 | 0 |
| (15) Planilla D: h_{1-3} , mm | | | 250 | 90 | | |
| (16) Gráfico T: Tyeff 1-3, oC | | | 29 | 30 | | |
| (17) Tyeff 1-3 - T800 pen, oC | | | -24 | -23 | | |
| (18) Gráfico V-2: VISCyeff 1-3, Ns/m ² | | | 300000 | 200000 | | |

| | | | | | | |
|---|----------|--|-----------------------|--|---------|---------|
| (19) Código de la mezcla | S1-F2-50 | | (20) T800 pen, oC; Ip | | 59 | 0 |
| (21) Planilla D: h_{1-3} , mm | | | | | 190 | 120 |
| (22) Gráfico T: Tyeff 1-3, oC | | | | | 29 | 30 |
| (23) Tyeff 1-3 - T800 pen, oC | | | | | -30 | -29 |
| (24) Gráfico V-2: VISCyeff 1-3, Ns/m ² | | | | | 1000000 | 9000000 |

Figura 23

TABLA DE DATOS C

Temperatura ambiente efectiva (MAATeff) y viscosidad efectiva del asfalto (VISCyeff 1-1) para la sub-capa asfáltica 1-1 para 20 localidades

| Localidad | MAATeff, oC | VISC yeff 1-1, Ns/m2 | |
|--------------|-------------|----------------------------|-----------------------------|
| | | Cemento Asfáltico (50 pen) | Cemento Asfáltico (100 pen) |
| Anchorage | 10 | 6000000 | 1000000 |
| Bahrain | 30 | 10000 | 4000 |
| Bangkok | 28 | 20000 | 8000 |
| Beirut | 24 | 150000 | 50000 |
| Chicago | 19 | 1500000 | 400000 |
| Frankfurt | 15 | 7000000 | 1500000 |
| Houston | 25 | 90000 | 30000 |
| Kuala Lumpur | 28 | 20000 | 8000 |
| Lagos | 27 | 40000 | 15000 |
| London | 14 | 10000000 | 2000000 |
| Madrid | 19 | 1500000 | 400000 |
| Marseille | 20 | 8000000 | 200000 |
| Melbourne | 16 | 5000000 | 1000000 |
| Nairobi | 18 | 2000000 | 500000 |
| New Delhi | 30 | 10000 | 4000 |
| New York | 19 | 1500000 | 400000 |
| Paris | 17 | 3000000 | 700000 |
| Rome | 21 | 500000 | 150000 |
| Stockholm | 14 | 10000000 | 2000000 |
| Tokyo | 22 | 400000 | 100000 |

Figura 24

Si dicha tabla no incluye ciudades con climas similares a los de la zona considerada, se sigue el siguiente procedimiento:

Se transcriben en la planilla E los valores MMAT correspondiente al lugar. Del gráfico V-1 (figura 25) se obtiene la viscosidad para cada MMAT ($VISC_{meff1-1}$) para el tipo de asfalto que corresponda (50 o 100), transcribiéndose en la misma planilla (E) los valores de viscosidad obtenidos y sus valores recíprocos. La viscosidad efectiva para el año ($VISC_{yeff1-1}$) se obtiene mediante la sumatoria de los valores recíprocos de $VISC_{meff1-1}$, dividiendo a 12 por dicha sumatoria. Mediante el gráfico V-1 (figura 25) entrando con la $VISC_{yeff1-1}$ se obtiene el valor $MAAT_{eff}$. Del gráfico de la figura 26 (gráfico T) se obtiene la temperatura efectiva (T_{yeff}) en base a $MAAT_{eff}$ para la subcapa 1-1 ($h_{1-1} = 40$ mm).

El procedimiento para asfaltos con distintos valores de penetración o I.P., resulta más complejo. Una vez obtenida la temperatura efectiva para un año de la subcapa 1-1 ($T_{yeff1-1}$), se registran el Índice de Penetración (IP) y la temperatura a la cual la penetración es 800 (0,1 mm), T_{800pen} . Esta temperatura (T_{800pen}) se resta de la $T_{yeff1-1}$ y con este resultado y el IP que corresponda se obtiene mediante el gráfico de la figura 27 (gráfico V-2) la $VISC_{yeff1-1}$.

2-b) Viscosidad efectiva del asfalto en la subcapa 1-2.

Se registran los valores T_{800pen} e IP en la planilla F (figura 23), correspondientes a los distintos tipos de bitumen.

De acuerdo al $MAAT_{eff}$ calculado

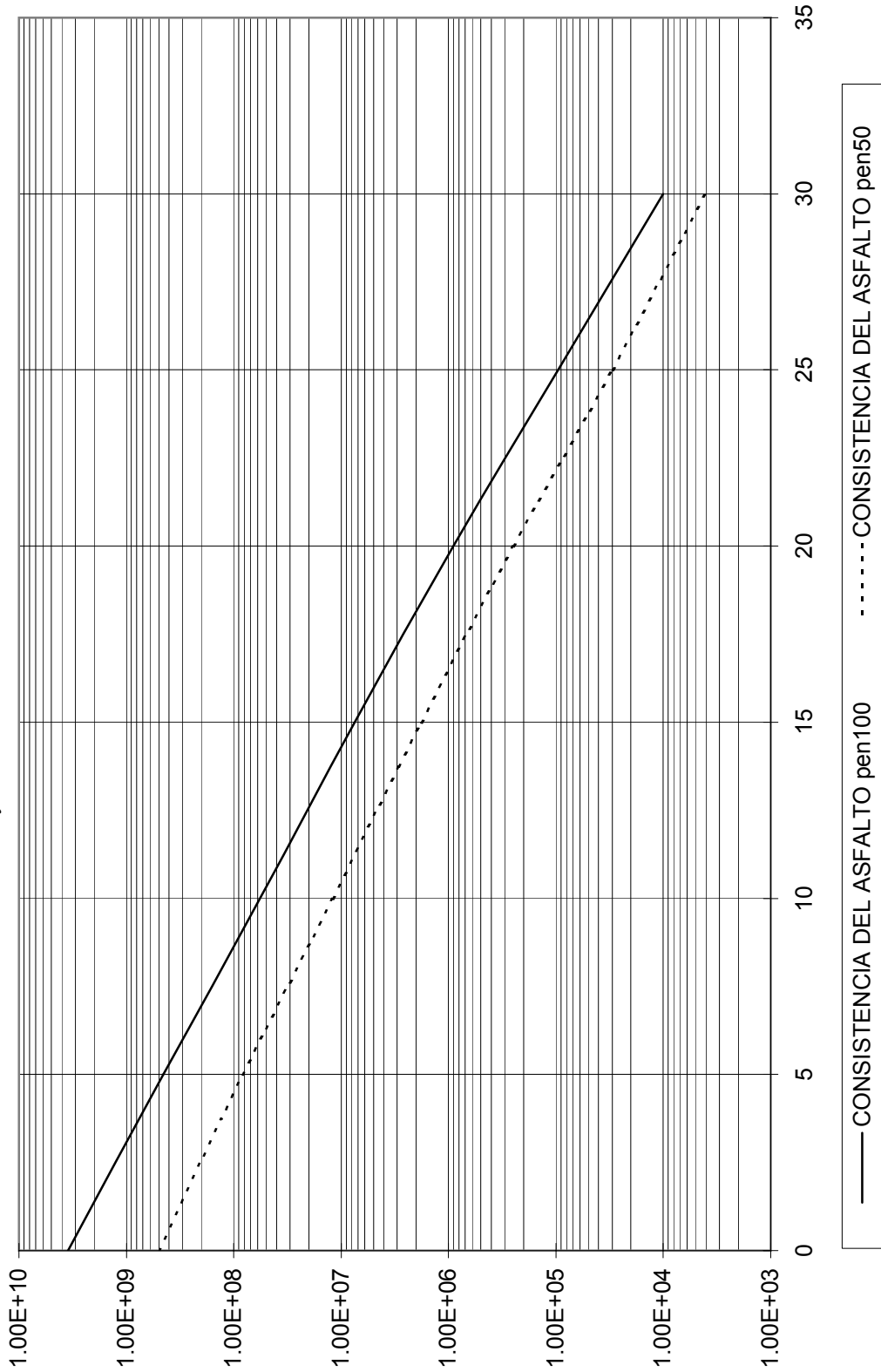
anteriormente (figura 25 y Planilla E) mediante el gráfico T (figura 26) se obtiene la $T_{yeff1-2}$ para la subcapa 1-2 ($h_{1-2} = 40$ mm). Se determina para el asfalto empleado la diferencia $T_{yeff1-2} - T_{800pen}$ y entrando con este valor en gráfico V-2 (figura 27), de acuerdo al valor del I.P. se obtiene la $VISC_{yeff1-2}$.

En forma similar se obtiene la viscosidad efectiva para la subcapa restante, habiéndose considerado espesores de $h_{1-3} = 50, 100, 200, 350$ y 520 mm.

3- Características de la mezcla.

Para poder evaluar la resistencia a la deformación permanente de la mezcla será necesario determinar el stiffness de la mezcla (S mix) para valores del stiffness del asfalto (S bit) del orden de 10^{-2} a 10^3 N/m². En la figura 28 (Gráfico C) se muestran cuatro curvas típicas para el rango del stiffness del asfalto (Sb) indicado, que corresponde a un sector del gráfico de la figura 29 que abarca stiffness desde 10^{-2} a 10^8 N/m² (Sb). Cabe observar que las líneas simples ubicadas en la parte de la derecha de la figura (S mix = f (Sb, Vb, Vg)) se subdividen en líneas compuestas a medida que el Sbit disminuye, indicando que el S mix depende ya de otras variables además de los parámetros indicados, estando dichas variables relacionadas con las características de los agregados. En el lado izquierdo del gráfico de la figura 29 se observa que cuando la mezcla tiende a un comportamiento viscoso, situación que favorece a las deformaciones permanentes, la relación entre su composición y sus propiedades es mucho más compleja.

FIGURA 25: VISCOSIDAD EFECTIVA VS MMAT O MAATeff (Gráfico V-1)
 PARA OBTENER VISCmeff 1-1 A PARTIR DE MMA T; MAATeff A PARTIR DE VISCyeff 1-1;
 VISCyeff 1-1 A PARTIR DE MAATeff



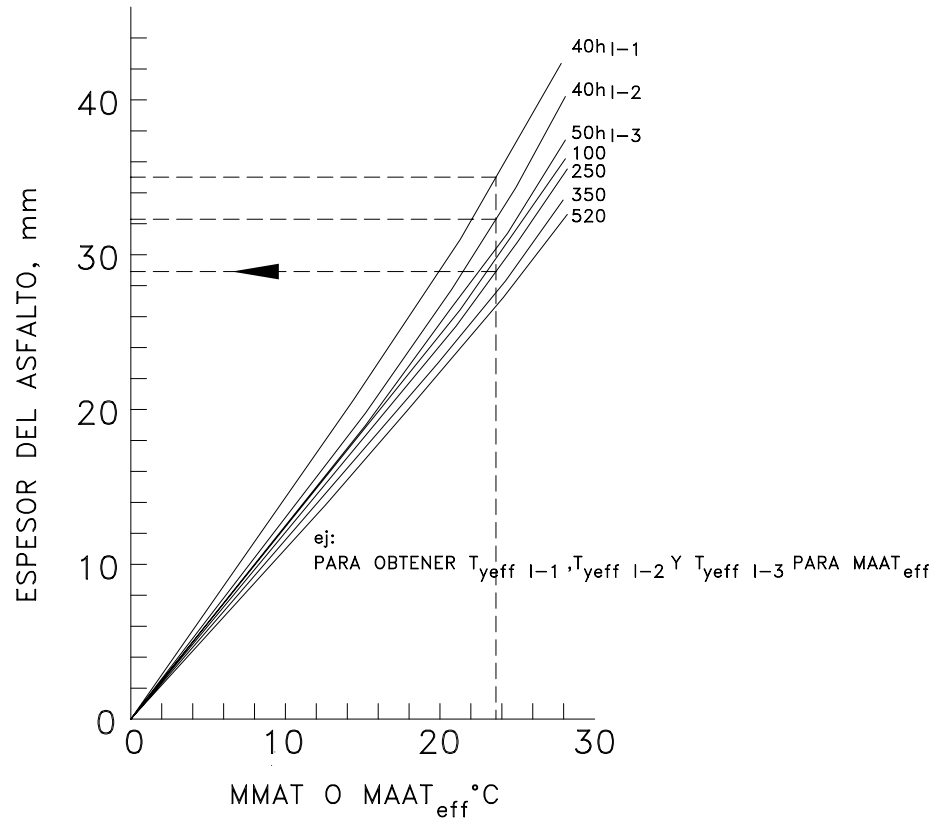


FIGURA 26
TEMPERATURA EFECTIVA VS MMAT O $MAAT_{eff}$ °C
(GRAFICO T)

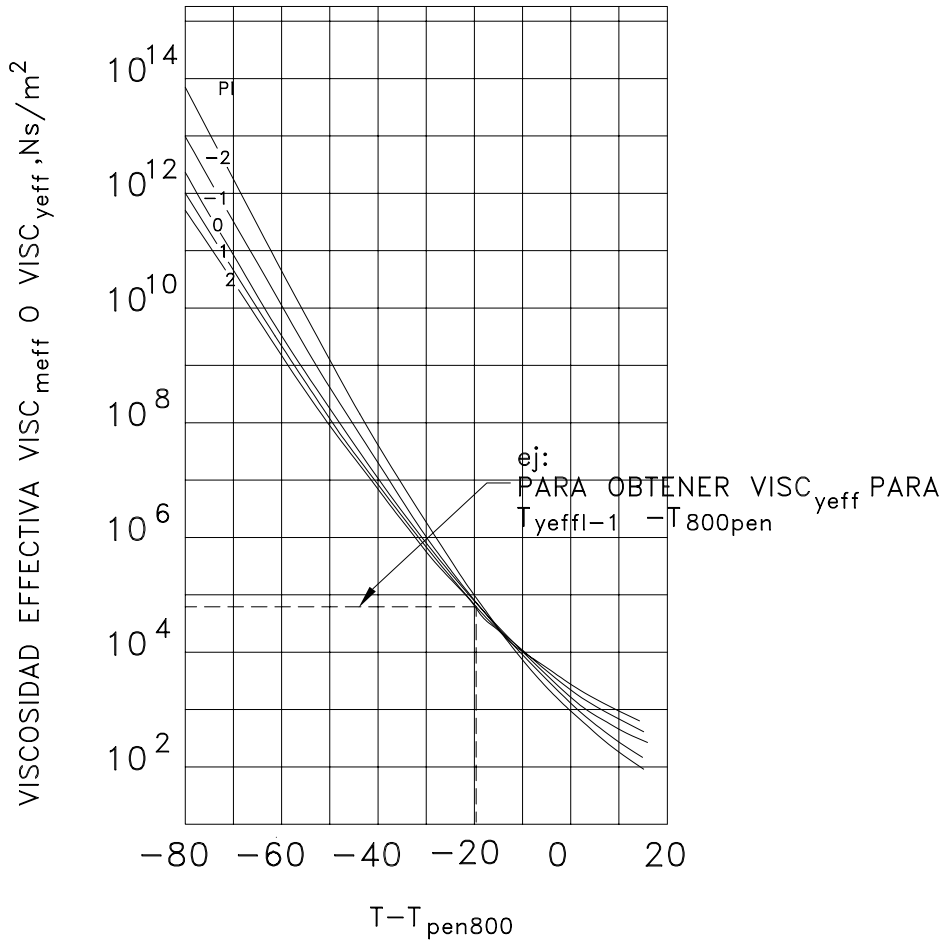


FIGURA 27
VISCOSIDAD EFECTIVA VS DIFERENCIA
DE TEMPERATURA T - T_{pen800}

(GRAFICO V-2)

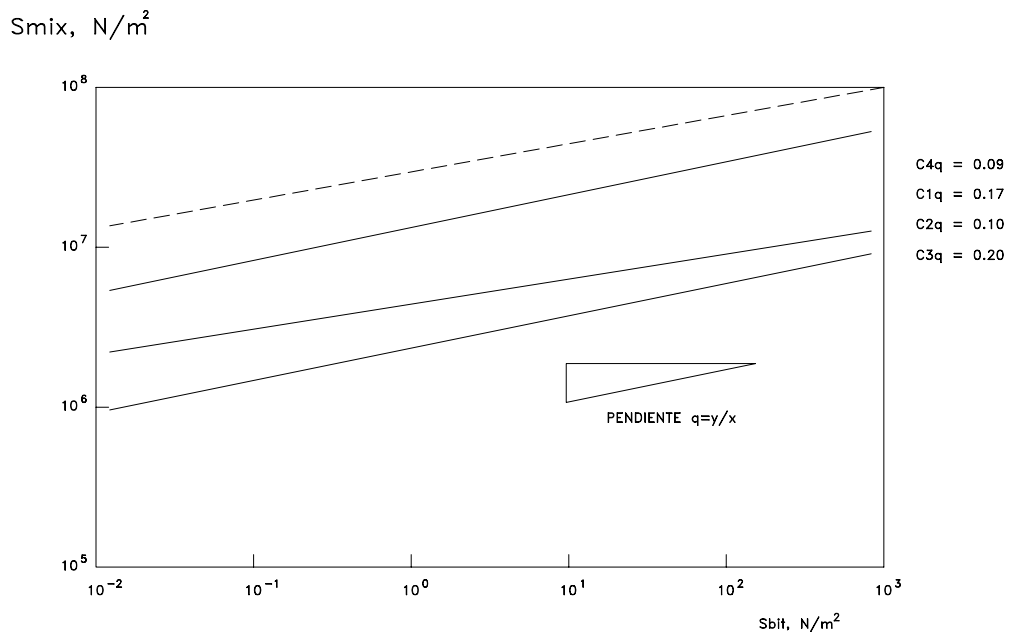


FIGURA 28
CURVAS CREEP TÍPICAS (GRAFICO C)

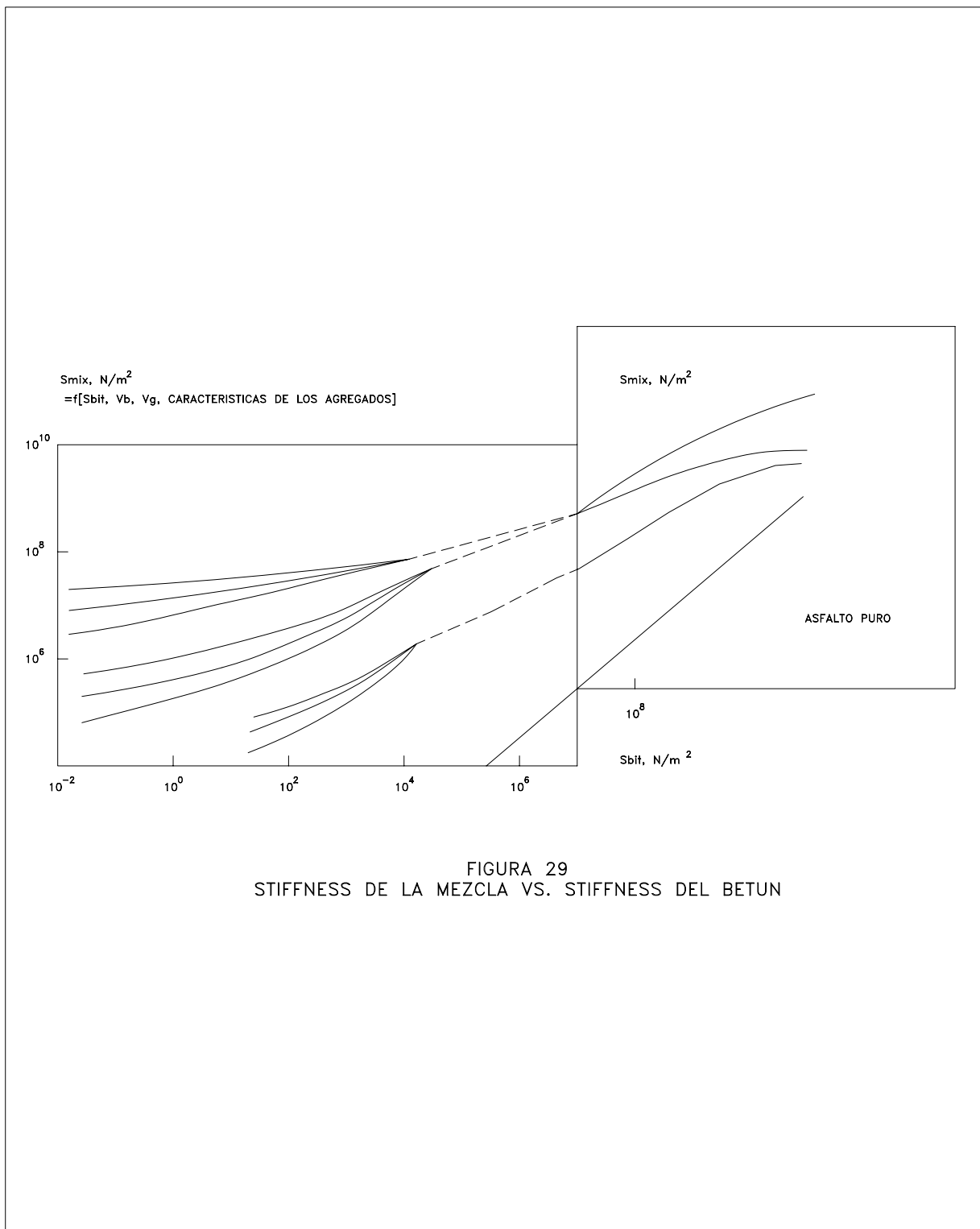


FIGURA 29
STIFFNESS DE LA MEZCLA VS. STIFFNESS DEL BETUN

El stiffness de la mezcla (S_m) en este caso depende de varios factores adicionales, tales como el tipo y forma del agregado, granulometría, textura, interlocking, nivel de compactación, etc. Se hace notar que mediante el ensayo Marshall de una mezcla se obtiene sólo un punto de una de las líneas compuestas, por lo que si bien es una guía útil para valorar la calidad de la mezcla, no refleja su real comportamiento en servicio.

El nivel y pendiente de las curvas del gráfico de la figura 28 (gráfico C) gobiernan la resistencia de la mezcla a la deformación permanente, ($S_b < 10^7 \text{ N/m}^2$) aceptándose la extrapolación para determinar la pendiente de la curva como la tangente a la misma ($q=y/x$).

Para que el procedimiento de cálculo sea representativo del comportamiento de la mezcla en el pavimento, se requiere medir la deformación de una probeta de mezcla asfáltica por medio de un ensayo de compresión confinada a carga constante (ensayo "creep"), bajo determinadas condiciones de tensión y temperaturas, recomendándose:

Tensión aplicada $F = 1 \times 10^5 \text{ N/m}^2$
 Temperatura $T = 40^\circ\text{C}$

Considerando que la experiencia indica que para una misma composición de mezcla el ensayo "creep" difiere si se emplean probetas preparadas en laboratorio o tomadas directamente del camino se recomienda el siguiente procedimiento:

CDe acuerdo a la información existente sobre composición de mezclas y curvas "creep" obtenidas de ensayos realizados sobre muestras de pavimento, se selecciona una

curva "creep" que se considere, en base a la experiencia representativa de la mezcla en estudio.

C Se dibuja la curva seleccionada en el gráfico de la figura 28 (Gráfico C).

CEn base a la curva "creep" seleccionada, se estima la profundidad de ahuellamiento (estimación inicial). Se conocerá así si el diseño es aceptable, crítico o inaceptable desde el punto de vista de la deformación permanente. En los dos últimos casos se considerará un diseño alternativo (equivalente desde el punto de vista estructural) mejorando las propiedades de la mezcla, esto puede ser posible utilizando más filler, menos asfalto, cambiando el tipo de arena, etc. La optimización de la mezcla puede basarse en los ensayos "creep" normalizados efectuados sobre mezclas preparadas en laboratorio, apoyándose en la suposición que el grado de mejora obtenido en laboratorio será el mismo que el obtenido en obra.

A continuación se hacen algunas consideraciones sobre el ensayo "creep".

El stiffness del asfalto (S_b) es una función de la temperatura (T), del tiempo de carga (t) y de las propiedades del asfalto (I.P y T_{800pen}).

El módulo o stiffness de la mezcla (S_m) se define como:

$$S_{mix} = \frac{\sigma}{\epsilon_{mix}}$$

Siendo

F = tensión aplicada

g_{mix} = deformación específica (h/h)

) h = cambio de altura de la probeta
 h = altura original de la probeta

La deformación permanente de las mezclas asfálticas dependerá de variables externas (estado de sollicitaciones y temperaturas), y de otras inherentes a la mezcla en sí, siendo la principal variable intrínseca de la mezcla su composición. En los ensayos de laboratorio se trata de evaluar las propiedades de la mezcla excluyendo las variables externas, siendo el parámetro adecuado para definir las características de la deformación permanente el módulo de la mezcla (S_m), el cual puede expresarse como una función del módulo del bitumen (S_b).

Para el ensayo "creep" si bien las tensiones y temperaturas pueden elegirse arbitrariamente, el Manual recomienda las ya indicadas ($F = 1 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ y $T = 40^\circ\text{C}$). El tiempo de carga recomendable para el caso de querer optimizar la composición de la mezcla es de 1 hora. La finalidad de los ensayos a realizar es comparar las diferencias relativas cuantitativamente, indicando la experiencia que después de 1h de ensayo se puede determinar con suficiente aproximación la relación $\lg S_{\text{mix}}/\lg S_b$.

Deben compararse las curvas correspondientes a cada tipo de mezcla y seleccionar la combinación óptima (nivel elevado con pendiente mínima).

En la figura 30, se muestra un ensayo de "creep" de dos mezclas con distintos tipos de asfalto. En la figura 31 se han trazado curvas típicas de "creep" para diferentes tipos de mezclas cuyas características se indican en la figura.

4- Tránsito

El número total de ejes de vehículos pesados (camiones) por trocha y por día (Wd) debe convertirse a un número equivalente de ruedas normalizadas simples (W) con una presión de contacto de $6 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ que circularán por la huella dejada por las ruedas durante los B años de vida de diseño. El efecto del tipo de mezcla se expresa por un factor ponderado A , que se obtiene mediante el gráfico de la figura 32 (gráfico A), a partir del valor de la pendiente q (figura 28, Gráfico C). Resultando así el número total de pasadas de ruedas simples normalizadas:

$$\text{Donde: } g = \frac{[(1 + i)^n - 1]}{i}$$

$$W = Wd \times 365 \times g \times A \times 1,4$$

I = tasa de crecimiento anual
 n = años de vida de diseño (B)

Siendo el factor 1,4 empleado como un valor promedio para el número de pasadas de ruedas individuales (número total de ruedas que pasan por la huella).

5- Stiffness de la mezcla

Se debe determinar el stiffness efectivo de cada subcapa asfáltica. El Manual incluye una planilla (H) donde se deben transcribir los valores de la viscosidad efectiva ($VISC_{\text{yeff}}$) de cada subcapa, calculadas en las planillas E (subcapa 1-1) y F (subcapas 1-2 y 1-3) y los valores de W calculados para tránsito (figuras 22 y 23).

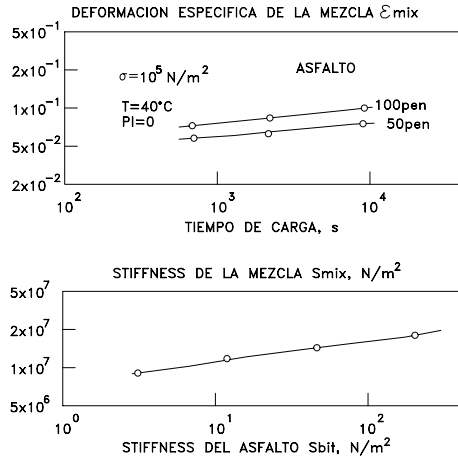
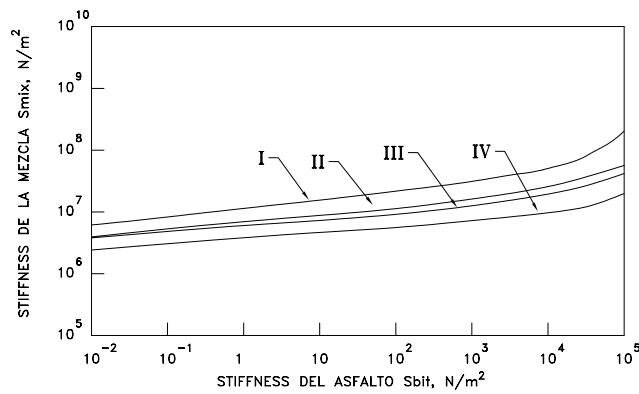


FIGURA 30
RESULTADOS TIPICOS DEL ENSAYO DE CREEP

| MEZCLA No. | I | II | III | IV |
|----------------|---------------------|--------------------|---------------|-------------------------|
| TIPO DE MEZCLA | GRAVA ARENA ASFALTO | CONCRETO ASFALTICO | ARENA ASFALTO | ROLLED ASPHALT CALIENTE |
| PIEDRA % PESO | 49.7 | 64.0 | 12.2 | 30 |
| ARENA % PESO | 38.4 | 25.7 | 75.2 | 51.7 |
| FILLER % PESO | 7.2 | 5.2 | 8.9 | 9.9 |
| ASFALTO % PESO | 4.7 | 5.1 | 3.7 | 8.4 |
| Va % PESO | 4 | 3 | 17 | 5 |

FIGURA 31



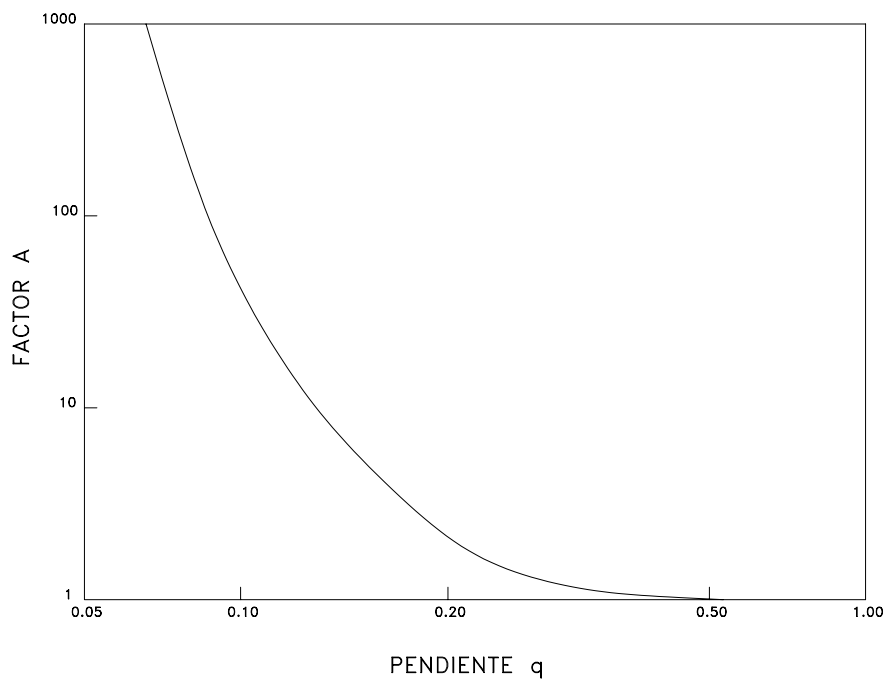


FIGURA 32
FACTOR DE CONVERSION DE CARGA POR RUEDA VS.
PENDIENTE DE LA CURVA DE BAJO STIFFNESS (GRAFICO A)

Se calculan los valores de la componente viscosa del stiffness del asfalto ($Sb_{visc.}$) y se transcriben a la misma planilla, siendo:

$$Sb_{visc} = \frac{3 \times VISCy_{y_{eff}}}{0,2 \times W}$$

Con estos valores se entra en el gráfico C (figura 28) obteniéndose los valores de Sm_{1-i} que se registran también en la planilla H (figura 33). Los valores obtenidos (Sm_{1-i}) son empleados directamente en la estimación de la deformación permanente. Dado que la distribución de tensiones dentro de las capas se refiere a su comportamiento elástico es necesario conocer los valores de E_{1-i} (S_{mix}) en la zona en que se cumple dicho comportamiento. Con tal objetivo se registran también en la planilla H los valores de la temperatura efectiva ($T_{y_{eff1-i}}$) que se habrán determinado mediante el gráfico T (figura 26). Estos valores son los empleados para entrar en el gráfico M-2 (figura 11) y obtener los módulos elásticos E_{1-i} acorde al código de mezcla que corresponda (S1-100; S1-50, etc.).

6- Tensiones promedio

Los valores promedio de las tensiones en cada subcapa asfáltica dependen de seis variables, siendo: E_3 (módulo de subrasante); h_2 (espesor de capa no ligada); h_{1-3} , (espesor de subcapa asfáltica inferior) E_{1-3} , E_{1-2} y E_{1-1} (módulos elásticos de las subcapas asfálticas). Estos valores ya han sido definidos (Planillas D y H) y se transcriben a la Planilla J (figura 34). En el caso que alguna de las alternativas de diseño incluya una base cementada se debe también registrar E_2 .

La tensión promedio en cada una de las

subcapas es el producto de la presión de contacto de la rueda normalizada para diseño ($6 \times 10^5 \text{N/m}^2$). y un factor de proporcionalidad Z .

Los valores apropiados de Z_i se obtienen de las Tablas de Datos Z (1-96), figura 35 (Tabla Z-34), entrando en ellas con las seis variables registradas en la Planilla J (figura 34). El orden de entrada de dichas variables debe ser el siguiente: con E_3 , h_2 y h_{1-3} se selecciona la tabla correcta. En la Tabla adoptada se ubica la columna correspondiente al E_{1-3} , para esa columna se busca el bloque correcto con E_{1-2} y finalmente con E_{1-1} se llega a la línea apropiada (Z_1 ; Z_2 ; Z_3).

Cuando algunos de los valores de los seis parámetros de entrada no sean exactamente iguales a los tabulados, se adoptará el valor más próximo. Los valores de Z_i obtenidos se transcriben a la planilla J (figura 34). Si el espesor total de la capa asfáltica es marcadamente menor que 80mm (50 o 60 mm), para estimar Z_1 en la Tabla de Datos Z, se debe tomar para E_{1-2} el valor más próximo correspondiente al módulo de la capa base no ligada subyacente a la capa asfáltica. Este módulo puede estimarse de los gráficos HN y HT (figura 15 y 16 respectivamente), para un módulo apropiado de la subrasante y los espesores h_1 y h_2 que correspondan. Si el espesor total de la capa asfáltica es cercano a 80mm, los factores de tensión más adecuados (Z_1 , Z_2), serán los que se obtienen en la Tabla de Datos Z para $h_{1-3} = 0$.

En el caso de bases cementadas más adelante se indicará como proceder.

PLANILLA H

Determinación de Smix y E1-i para cada sub-capa asfáltica

(Emplee la planilla D para controlar los tipos de mezcla de cada diseño alternativo)

| Planilla o Gráfico | Parámetros | sub - capa | Diseño alternativo | | | | | |
|------------------------------|---|------------|--------------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| (1) Planilla G | W | 1-1 | 5.00E+07 | 5.00E+07 | 5.00E+07 | 5.00E+07 | 5.00E+07 | 5.00E+07 |
| | | 1-2 | 5.00E+08 | 5.00E+08 | 5.00E+08 | 5.00E+08 | 7.00E+07 | 7.00E+07 |
| | | 1-3 | 5.00E+08 | 5.00E+08 | 5.00E+08 | 5.00E+08 | 7.00E+07 | 7.00E+07 |
| (2) Planillas E y F | VISC ye _{eff} , N/m ² | 1-1 | 2.00E+05 | 2.00E+05 | 7.00E+04 | 7.00E+04 | 2.00E+05 | 2.00E+05 |
| | | 1-2 | 5.00E+05 | 5.00E+05 | 1.00E+05 | 1.00E+05 | 5.00E+05 | 5.00E+05 |
| | | 1-3 | 1.00E+06 | 8.00E+05 | 3.00E+05 | 2.00E+05 | 1.00E+06 | 9.00E+05 |
| (3) | S bit, VISC, N/m ² | 1-1 | 0.6 | 0.6 | 0.21 | 0.21 | 0.6 | 0.6 |
| | | 1-2 | 0.15 | 0.15 | 0.03 | 0.03 | 1.1 | 1.1 |
| | | 1-3 | 0.3 | 0.24 | 0.09 | 0.06 | 2.1 | 1.9 |
| (4) Planillas D y G | Curva de creep Smix, N/m ² | 1-1 | C3 | C3 | C3 | C3 | C3 | C3 |
| | | | 2.10E+06 | 2.10E+06 | 1.70E+06 | 1.70E+06 | 2.10E+06 | 2.10E+06 |
| | | 1-2 | C2 | C2 | C2 | C2 | C1 | C1 |
| Gráfico C | Curva de creep Smix, N/m ² | | 3.70E+06 | 3.70E+06 | 3.00E+06 | 3.00E+06 | 1.80E+07 | 1.80E+07 |
| | | 1-3 | C2 | C2 | C2 | C2 | C1 | C1 |
| | | | 4.00E+06 | 3.90E+06 | 3.50E+06 | 3.30E+06 | 2.10E+07 | 2.00E+07 |
| (5) Planillas E y F | T ye _{eff} , oC | 1-1 | 35.5 | 35.5 | 35.5 | 35.5 | 35.5 | 35.5 |
| | | 1-2 | 32.5 | 32.5 | 32.5 | 32.5 | 32.5 | 32.5 |
| | | 1-3 | 29.5 | 30.5 | 29 | 30 | 29 | 30 |
| (6) Planilla D y Gráfico M-2 | Código de mezcla E 1-1, N/m ² | 1-1 | S1 - 50 | S1 - 50 | S1 -100 | S1 - 100 | S1 - 50 | S1 - 50 |
| | | | 1.00E+09 | 1.00E+09 | 4.50E+08 | 4.50E+08 | 1.00E+09 | 1.00E+09 |
| | | 1-2 | S1 - 50 | S1 - 50 | S1 -100 | S1 - 100 | S1 - 50 | S1 - 50 |
| | E 1-2, N/m ² | | 1.50E+09 | 1.50E+09 | 7.00E+08 | 7.00E+08 | 1.50E+09 | 1.50E+09 |
| | Código de mezcla E 1-3, N/m ² | 1-3 | S1 - 50 | S1 - 50 | S1 -100 | S1 - 100 | S1 - 50 | S1 - 50 |
| | | | 2.00E+09 | 1.80E+09 | 1.10E+09 | 9.00E+08 | 2.00E+09 | 1.80E+09 |

paso no (3) S bit, VISC = (3 * VISC ye_{eff}) / (0.02 * W), N/m²

(4) controle las planillas D y G para encontrar la curva de CREEP adecuada en el gráfico C

(6) código de mezcla: el stiffness y tipo de asfalto indicado en la planilla D son suficientes (S1 - 50)

Figura 33

PLANILLA J

Datos de entrada para Tabla de Datos Z y determinación de Dh1

| Diseños alternativos | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|------------------------------------|-------------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|
| (1) Planilla H | E 1-1, N/m2 | 1.00E+09 | 1.00E+09 | 4.50E+08 | 4.50E+08 | 1.00E+09 | 1.00E+09 |
| | E 1-2, N/m2 | 1.50E+09 | 1.50E+09 | 7.00E+08 | 7.00E+08 | 1.50E+09 | 1.50E+09 |
| | E 1-3, N/m2 | 2.00E+09 | 1.80E+09 | 1.10E+09 | 9.00E+08 | 2.00E+09 | 1.80E+09 |
| (2) Planilla D | h 1-3, mm | 180 | 70 | 250 | 90 | 190 | 120 |
| | h2, mm | 0 | 400 | 0 | 400 | 0 | 400 |
| Planilla P | E2, N/m2 | | | | | | |
| Planilla C | E3, N/m2 | 5.00E+07 | 5.00E+07 | 5.00E+07 | 5.00E+07 | 5.00E+07 | 5.00E+07 |
| (3) Tabla de datos Z | Z1 | 0.5 | 0.2 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| | Z2 | 0.5 | 0.4 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 |
| | Z3 | 0.4 | 0.8 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 |
| (4) Planilla H | S m-1, N/m2 | 2.10E+06 | 2.10E+06 | 1.70E+06 | 1.70E+06 | 2.10E+06 | 2.10E+06 |
| | S m-2, N/m2 | 3.70E+06 | 3.70E+06 | 3.00E+06 | 3.00E+06 | 1.80E+07 | 1.80E+07 |
| | S m-3, N/m2 | 4.00E+06 | 3.90E+06 | 3.50E+06 | 3.30E+06 | 2.10E+07 | 2.00E+07 |
| (5) Tabla de datos D | Cm-1 | 1.4 | 1.4 | 1.4 | 1.4 | 1.4 | 1.4 |
| | Cm-2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.8 | 1.8 |
| | Cm-3 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.2 | 1.8 | 1.8 |
| (6) Planilla D | h 1-1, mm | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| | h 1-2, mm | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| | h 1-3, mm | 180 | 70 | 250 | 90 | 190 | 120 |
| (7) Dh 1-1, mm | | 8 | 3.2 | 9.9 | 9.9 | 8 | 8 |
| | Dh 1-2, mm | 3.9 | 3.1 | 5.8 | 5.8 | 1.2 | 1.4 |
| | Dh 1-3, mm | 13 | 10.3 | 20.6 | 9.8 | 3.9 | 3.2 |
| (8) Dh 1, mm | | 24.9 | 16.6 | 36.3 | 25.5 | 13.1 | 12.6 |
| (9) Dh 2 estimado, mm | | 0 | 10 | 0 | 10 | 0 | 6 |
| (10) Ahuellamiento estimado Dh, mm | | 25 | 27 | 36 | 36 | 13 | 19 |

paso no (2) Solamente para base cementada se aplica E2

paso no (3) Son posibles valores negativos de Z

paso no (4) Sm-1 = Smix para la sub-capas 1-1, N/m2, etc...

paso no (7) Dh1-1 = Cm-1 * h1-1 * (Z1 * 6.00E05) / Sm-1, mm

paso no (8) Dh1 = SDh1-i, mm

paso no (10) Dh = Dh1 + Dh2, mm

Figura 34

Figura 35: Factores de tensión (Tabla de datos "Z")
Z-34

| E _{1,2} | E _{1,3} = 1.00E+08 | | | E _{1,3} = 2.00E+08 | | | E _{1,3} = 5.00E+08 | | | E _{1,3} = 1.00E+09 | | | E _{1,3} = 2.00E+09 | | | E _{1,3} = 5.00E+09 | | | E _{1,3} = 1.00E+10 | | | |
|------------------|-----------------------------|----------------|----------------|-----------------------------|----------------|----------------|-----------------------------|----------------|----------------|-----------------------------|----------------|----------------|-----------------------------|----------------|----------------|-----------------------------|----------------|----------------|-----------------------------|----------------|----------------|-----|
| | Z ₁ | Z ₂ | Z ₃ | Z ₁ | Z ₂ | Z ₃ | Z ₁ | Z ₂ | Z ₃ | Z ₁ | Z ₂ | Z ₃ | Z ₁ | Z ₂ | Z ₃ | Z ₁ | Z ₂ | Z ₃ | Z ₁ | Z ₂ | Z ₃ | |
| 1.00E+08 | 0.6 | 0.7 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.7 | 0.6 | 0.5 | 0.7 | 0.7 | 0.5 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.5 |
| 2.00E+08 | 0.5 | 0.7 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.7 | 0.6 | 0.5 | 0.7 | 0.7 | 0.5 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.5 |
| 5.00E+08 | 0.5 | 0.7 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.7 | 0.5 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.7 | 0.5 |
| 1.00E+09 | 0.4 | 0.6 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 |
| 2.00E+09 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.4 |
| 5.00E+09 | 0.4 | 0.4 | 0.3 | 0.4 | 0.4 | 0.3 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| 1.00E+10 | 0.4 | 0.3 | 0.2 | 0.4 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.4 |
| 2.00E+08 | 0.5 | 0.7 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 |
| 5.00E+08 | 0.4 | 0.8 | 0.4 | 0.5 | 0.7 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 |
| 1.00E+09 | 0.2 | 0.8 | 0.4 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | 0.4 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 |
| 2.00E+09 | 0.1 | 0.8 | 0.3 | 0.2 | 0.7 | 0.4 | 0.3 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 |
| 5.00E+09 | 0.1 | 0.8 | 0.3 | 0.2 | 0.7 | 0.4 | 0.3 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.6 | 0.5 |
| 1.00E+10 | 0.1 | 0.6 | 0.2 | 0.1 | 0.5 | 0.3 | 0.1 | 0.5 | 0.4 | 0.1 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.3 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| 1.00E+09 | 0.5 | 0.7 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| 2.00E+09 | 0.4 | 0.8 | 0.4 | 0.5 | 0.7 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| 5.00E+09 | 0.2 | 0.8 | 0.4 | 0.3 | 0.7 | 0.4 | 0.4 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| 1.00E+10 | 0.0 | 1.0 | 0.3 | 0.1 | 0.8 | 0.4 | 0.3 | 0.6 | 0.4 | 0.3 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| 2.00E+09 | -0.1 | 1.0 | 0.3 | 0.0 | 0.9 | 0.3 | 0.1 | 0.7 | 0.4 | 0.2 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| 5.00E+09 | -0.1 | 0.9 | 0.2 | 0.0 | 0.8 | 0.3 | 0.0 | 0.7 | 0.4 | 0.1 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| 1.00E+10 | -0.1 | 0.8 | 0.2 | 0.0 | 0.7 | 0.2 | 0.0 | 0.6 | 0.3 | 0.0 | 0.6 | 0.4 | 0.4 | 0.1 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| 2.00E+09 | 0.5 | 0.7 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.4 | 0.6 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.3 | 0.3 | 0.6 | 0.3 | 0.6 | 0.3 | 0.6 | 0.3 | 0.6 | 0.3 | 0.6 |
| 5.00E+09 | 0.4 | 0.8 | 0.3 | 0.4 | 0.6 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 |
| 1.00E+10 | 0.2 | 0.9 | 0.3 | 0.3 | 0.8 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 |
| 2.00E+09 | 0.0 | 1.0 | 0.3 | 0.1 | 0.9 | 0.3 | 0.2 | 0.7 | 0.4 | 0.3 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 | 0.4 |
| 5.00E+09 | -0.2 | 1.1 | 0.2 | -0.1 | 1.0 | 0.3 | 0.1 | 0.8 | 0.4 | 0.2 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.3 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| 1.00E+10 | -0.3 | 1.2 | 0.2 | -0.2 | 1.0 | 0.2 | -0.1 | 0.8 | 0.3 | 0.0 | 0.7 | 0.4 | 0.2 | 0.6 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| 2.00E+09 | 0.5 | 0.6 | 0.3 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 0.6 | 0.4 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.3 | 0.3 | 0.6 | 0.3 | 0.6 | 0.3 | 0.6 | 0.3 | 0.6 | 0.3 | 0.6 |
| 5.00E+09 | 0.4 | 0.7 | 0.3 | 0.5 | 0.6 | 0.3 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 |
| 1.00E+10 | 0.2 | 0.9 | 0.2 | 0.3 | 0.7 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 |
| 2.00E+09 | 0.0 | 1.0 | 0.2 | 0.1 | 0.9 | 0.3 | 0.2 | 0.6 | 0.4 | 0.3 | 0.5 | 0.4 | 0.3 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 |
| 5.00E+09 | -0.2 | 1.1 | 0.2 | -0.2 | 1.1 | 0.2 | 0.0 | 0.8 | 0.3 | 0.1 | 0.6 | 0.4 | 0.4 | 0.2 | 0.4 | 0.5 | 0.3 | 0.3 | 0.6 | 0.4 | 0.3 | 0.6 |
| 1.00E+10 | -0.6 | 1.4 | 0.1 | -0.4 | 1.3 | 0.2 | -0.3 | 1.0 | 0.3 | -0.2 | 0.8 | 0.4 | 0.0 | 0.6 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.6 | 0.2 | 0.4 | 0.6 |
| 2.00E+09 | 0.5 | 0.6 | 0.2 | 0.6 | 0.5 | 0.3 | 0.6 | 0.3 | 0.4 | 0.3 | 0.9 | 0.4 | 0.3 | 0.9 | 0.4 | 0.3 | 0.9 | 0.4 | 0.3 | 0.9 | 0.4 | 0.4 |
| 5.00E+09 | 0.5 | 0.6 | 0.2 | 0.6 | 0.5 | 0.3 | 0.6 | 0.3 | 0.4 | 0.6 | 0.2 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.1 | 0.6 |
| 1.00E+10 | 0.5 | 0.7 | 0.2 | 0.5 | 0.6 | 0.3 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.2 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.1 | 0.6 |
| 2.00E+08 | 0.3 | 0.6 | 0.2 | 0.3 | 0.7 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.5 | 0.2 | 0.5 | 0.5 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.1 | 0.6 | 0.1 | 0.6 |
| 5.00E+08 | 0.1 | 1.0 | 0.2 | 0.2 | 0.8 | 0.2 | 0.2 | 0.6 | 0.3 | 0.3 | 0.4 | 0.4 | 0.2 | 0.5 | 0.1 | 0.6 | 0.0 | 0.6 | 0.0 | 0.6 | 0.0 | 0.7 |
| 1.00E+09 | 0.1 | 1.0 | 0.2 | -0.1 | 1.1 | 0.2 | 0.0 | 0.8 | 0.3 | 0.1 | 0.6 | 0.4 | 0.2 | 0.5 | 0.1 | 0.6 | 0.0 | 0.6 | 0.0 | 0.6 | 0.0 | 0.7 |
| 2.00E+09 | -0.2 | 1.2 | 0.2 | -0.1 | 1.1 | 0.2 | 0.0 | 0.8 | 0.3 | 0.1 | 0.6 | 0.4 | 0.2 | 0.5 | 0.1 | 0.6 | 0.0 | 0.6 | 0.0 | 0.6 | 0.0 | 0.7 |
| 5.00E+09 | -0.6 | 1.5 | 0.1 | -0.5 | 1.4 | 0.2 | -0.4 | 1.1 | 0.3 | -0.2 | 0.9 | 0.4 | 0.2 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.2 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.2 | 0.6 |
| 1.00E+10 | -0.8 | 1.7 | 0.1 | -0.7 | 1.5 | 0.1 | -0.6 | 1.3 | 0.2 | -0.4 | 1.1 | 0.3 | 0.2 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.2 | 0.4 | 0.5 | 0.4 | 0.2 | 0.6 |

H_{1,3} = 100 mm
H₂ = 300 mm
E₃ = 5 E 7 N/m²

7- Deformación permanente en la capa asfáltica

La estimación de la reducción de cada subcapa asfáltica en las distintas alternativas de diseño, se obtiene multiplicando el espesor h_{1-i} , por la tensión promedio (producto de factor Z_i y la presión ejercida por la rueda standard) y por un factor de corrección por efectos dinámicos (C_{mi}) y dividiendo por el stiffness de la mezcla (S_{mi}), siendo:

$$\Delta h_{1-i} \text{ (mm)} = h_{1-i} \times \frac{Z_i \times 6 \times 10^5}{S_{mi}} \times C_{mi}$$

Siendo $6 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ la presión de contacto entre rueda y superficie de pavimento. En la Tabla de Datos D (figura 36) se dan los valores apropiados para C_{mi} según que tipo de mezcla se trate y según sea densa o abierta.

La deformación permanente en la capa asfáltica (Δh_1) será igual a la suma de las deformaciones de las subcapas

$$\Delta h_1 = \sum h_{1-i}$$

8- Estimación de la deformación permanente total.

A fin de estimar la deformación permanente total (profundidad de ahuellamiento) se suma la reducción en el espesor de la capa asfáltica (Δh_1) y la deformación permanente estimada en las capas de base y subbase no ligadas (Δh_2), siendo $\Delta h = \Delta h_1 + \Delta h_2$.

La deformación en las capas no ligadas puede alcanzar valores altos particularmente cuando la compactación inicial no es la correcta (incompleta) produciendo las cargas del

tránsito una sobrecompactación durante su comportamiento en servicio. Esta deformación de las capas no ligadas, puede ser en cierto grado compensada incrementando el espesor de la capa asfáltica, siempre que la mezcla empleada tenga una buena resistencia a la deformación permanente y esté bien compactada. Si bien cuando se aumenta el espesor de una mezcla asfáltica dada (o combinación de mezclas), normalmente también se incrementan las deformaciones de dicha capa, la deformación permanente de las capas no ligadas disminuye en mayor nivel por el mayor espesor de la capa asfáltica, por lo que la deformación total se reduce. En la figura 37 se muestran las deformaciones permanentes (profundidad de ahuellamiento) obtenidas en ensayos de laboratorio (test track), para distintos espesores de capa asfáltica y una capa de base de arena.

Los valores de las deformaciones permanentes totales obtenidos para las distintas alternativas de diseño permitirán juzgar cuales de ellas son aceptables y cuales no. Cuando los valores resulten demasiado elevados deberá seleccionarse otra alternativa para la mezcla o para el diseño y repetir el procedimiento indicado. Debe destacarse el efecto significativo que tiene el nivel del stiffness de la mezcla (GRAFICO C, figura 28, rango de valores inferiores). Estos valores pueden mejorarse empleando otros materiales (tipo de arena por ejemplo), sin que las propiedades de la mezcla se vean muy afectadas para el rango de stiffness más elevado.

TABLA DE DATOS D

Valores típicos de Cm-i

Factor de corrección por efectos dinámicos para varios tipos de mezcla

| | Tipo de mezcla | Cm-i |
|--------------------------|---|-----------|
| Abierto | Arena - asfalto (Sand - Sheet) | 1.6 - 2.0 |
| | Arena - asfalto, con bajo tenor de asfalto | |
| | Concreto - asfáltico abierto, con bajo tenor de asfalto | |
| | Macadam bituminoso, con bajo tenor de asfalto | 1.5 - 1.8 |
| | Concreto asfáltico | 1.2 - 1.6 |
| Grava - arena - asfalto | | |
| Macadam bituminoso denso | | |
| Denso | Mastic asfáltico | 1.0 - 1.3 |
| | Guss asphalt | |
| | Hot rolled asphalt | |

Fig. 36

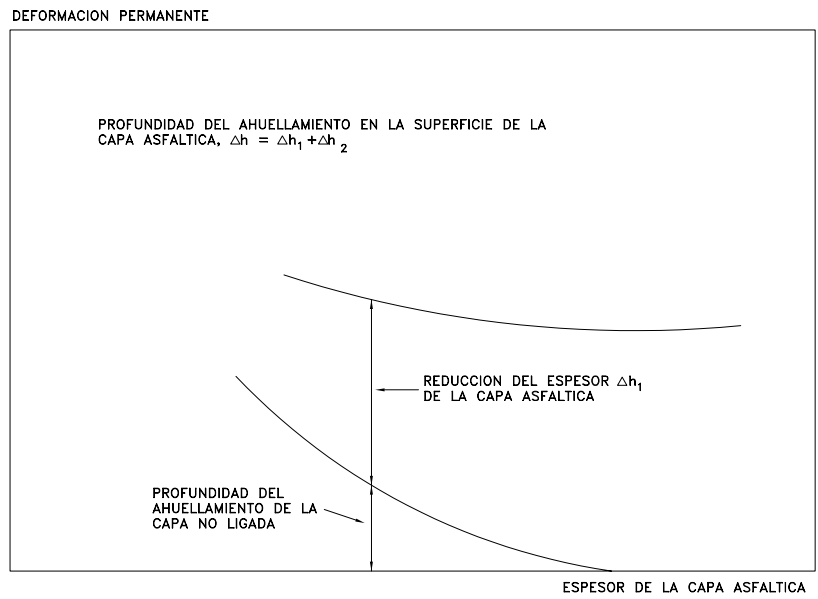


FIGURA 37
DEFORMACION PERMANENTE EN EL "TEST TRACK"

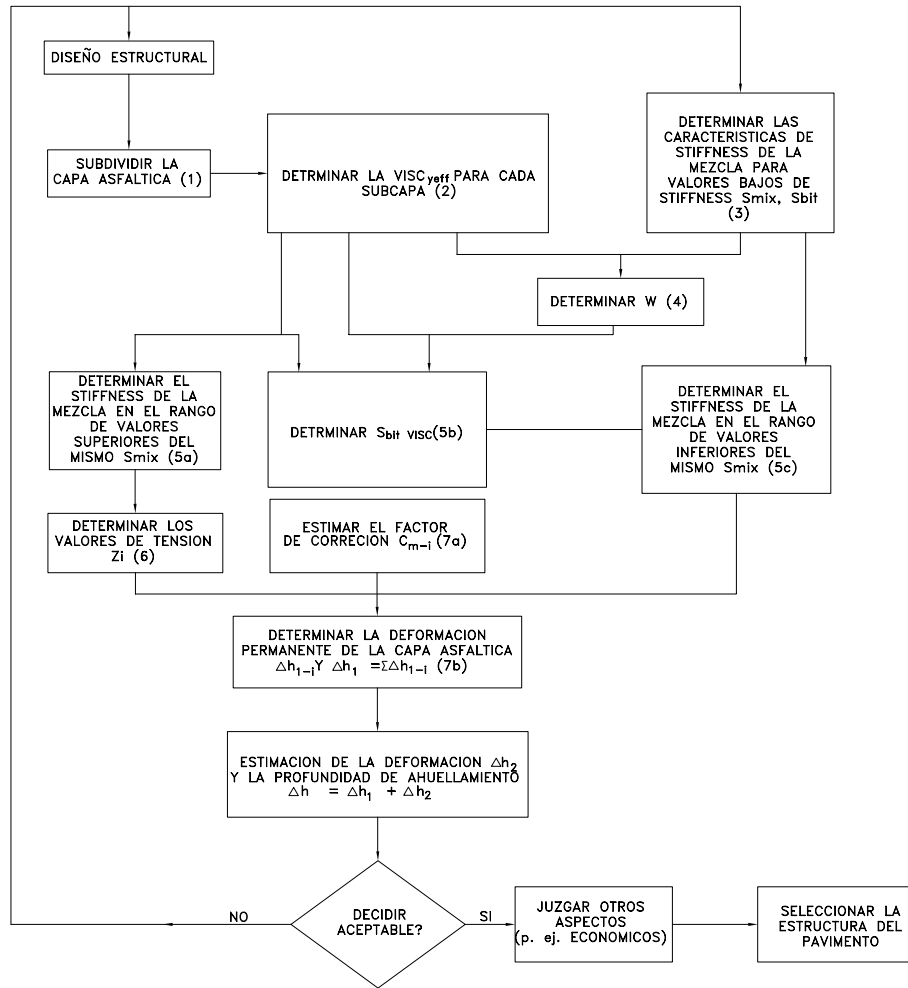


FIGURA 38
 DIAGRAMA DEL PROCEDIMIENTO PARA
 ESTIMAR LA DEFORMACION PERMANENTE

En la figura 38, se indica el diagrama del procedimiento a seguir para estimar las deformaciones permanentes de distintas alternativas de diseño estructuralmente aceptables.

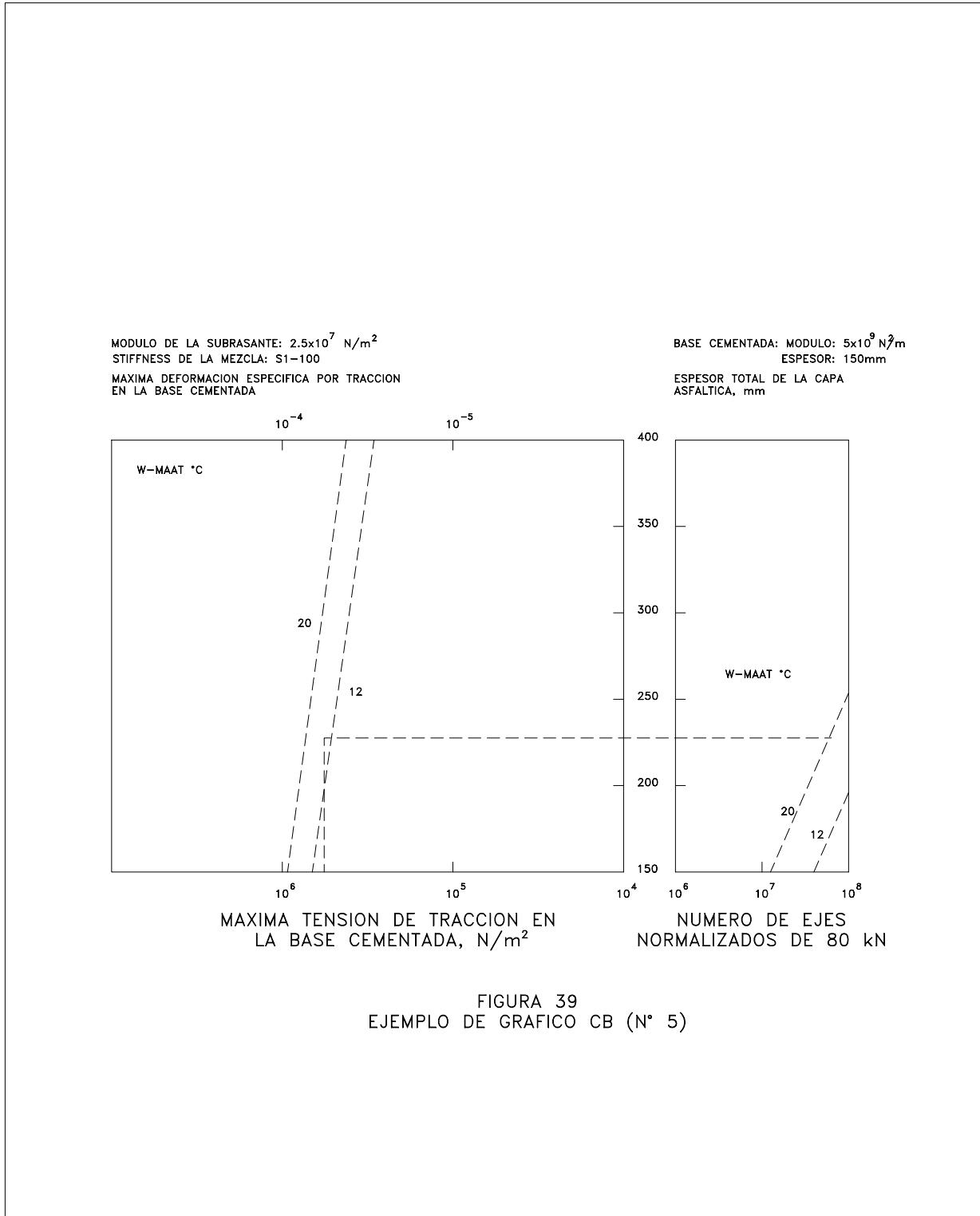
C CAPAS DE BASE CEMENTADA

A continuación se harán algunas consideraciones para aquellos diseños en que la capa base esté conformada por material cementado. Generalmente en estos casos el factor determinante en el cálculo de espesores no es la deformación específica de la capa asfáltica, sino la tensión de tracción o la deformación específica admisible en la cara inferior de la base cementada. Sin embargo en muchos casos el espesor mínimo aceptable de la capa asfáltica está determinado no por las tensiones o deformaciones de flexión, sino por su resistencia a la propagación de fisuras que se producen en las bases cementadas (fisuras reflejas). Tanto el módulo, como la deformación específica admisible de estas capas dependen en su mayor parte del tipo de material que las conforma, del contenido de cemento, cal, escoria granulada, del método de aplicación, etc. El módulo elástico de estos materiales cementados puede determinarse en laboratorio empleando ensayos dinámicos de flexión sobre probetas obtenidas del pavimento. Sin embargo existen algunas dudas en cuanto si el módulo obtenido en laboratorio es representativo del módulo del material "in situ", debido a que la formación de fisuras por contracción produciría un notable decrecimiento del módulo. Se recomienda obtenerlo por medio de mediciones de propagación de ondas "in situ".

En la serie de gráficos CB (1-18) que se incluyen en el Manual, se dan la máxima deformación específica y la máxima tensión de tracción en la capa de base cementada, bajo la carga de ejes normalizados de 80k N, como una función del espesor de la capa asfáltica para las características de stiffness de la mezcla S_1 y S_2 (con asfaltos de penetración 50 y 100) y valores seleccionados del módulo y espesor de la capa de base cementada, módulo de subrasante y w-MAAT.

En la figura 39 se muestra esquemáticamente un gráfico de dicha serie (CB-5). Los mismos están preparados para módulos de la base de 10^9 y 2×10^{10} N/m², valores que se consideran representativos de los extremos de los rangos que pueden darse en la práctica para las bases cementadas; para la subrasante se adoptan sólo dos módulos: $2,5 \times 10^7$ y 10^8 N/m². Tanto las tensiones de tracción, como las deformaciones específicas para valores intermedios de los módulos de la base y de la subrasante pueden obtenerse con suficiente aproximación por interpolación logarítmica entre la tensión y el módulo de la base. Por razones de practicidad se incluyen dos gráficos adicionales (CB 5 y 6) para módulo de la base de 5×10^9 N/m².

Conociendo la tensión de tracción o deformación específica admisible de un material cementado para un número dado de repeticiones de carga, puede obtenerse el espesor requerido de la capa asfáltica mediante el gráfico correspondiente al código de mezcla, espesor y módulo de la base, módulo de subrasante y w-MAAT.



En la selección de los niveles admisibles de las tensiones y deformaciones específicas, debe tenerse en cuenta la posibilidad de tensiones inducidas por temperatura; así por ejemplo si para una arena-cemento con $N_{8,2} = 10^7$ se estima una tensión de tracción admisible de $5,5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$, considerando las tensiones inducidas por la temperatura de aproximadamente 10^5 N/m^2 se adoptará una tensión admisible de $4,5 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ para la determinación de los espesores.

El procedimiento para evaluar las alternativas de diseño en base a la deformación permanente es el mismo que el ya indicado para base no ligadas adoptándose para las bases cementadas $h_2 = 0$.

C EJEMPLO ILUSTRATIVO

Parámetros de diseño:

- 1) Módulo de la subrasante
- 2) Materiales disponibles
- 3) Análisis de tránsito
- 4) Condiciones climáticas
- 5) Capas bituminosas

1) Módulo de subrasante

Ante la imposibilidad de determinar el módulo de la subrasante "in situ" mediante mediciones de deflexiones dinámicas o de propagación de ondas, con cargas representativas de las que el pavimento soportará bajo tránsito en servicio y con un contenido de humedad cercano al de equilibrio se adopta la siguiente relación

empírica recomendada por el método:

$$E_3 = 10^7 \text{ CBR} \quad [\text{N/m}^2]$$

Siendo el CBR efectuado sobre muestras preparadas a la densidad y humedad adecuadas a las condiciones de servicio.

Asumiendo para todo el tramo en estudio un CBR representativo (embebido) del 5%, resultaría $E_3 = 5 \times 10^7 \text{ N/m}^2$.

El mismo valor se obtiene del Gráfico E (figura 9).

2) Materiales disponibles

Los materiales disponibles en la región del proyecto son grava y arena.

Con la grava triturada (los rodados de mayor tamaño), compactada al AASHTO T180, se supone haber obtenido un CBR \$ 60%. Valor que de acuerdo al gráfico E (figura 9) representa un $E_2 = 6 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ (base).

Mediante un estabilizado de grava natural y arena, compactado al AASHTO T180, se supuso haber obtenido un CBR \$ 20%, que representa un $E_2 = 2 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ (subbase).

3) Análisis de Tránsito

Asumiendo los siguientes datos:

TMDA = 2000 vehículos/trocha/día (año de habilitación) 15% de camiones.

Promedio de ejes por vehículo pesado = 2,4

Ejes/trocha/día = $2000 \times 0,15 \times 2,4 = 720$

Vida útil prevista para diseño n = 10 años

Tasa de crecimiento = 6% anual

| CARGA POR EJE (P)ton | No EJES/TROCHA/DÍA | FACTOR DE CONVERSIÓN ($P/_{8,2}$ ton) ^{4,5} | $N_{8,2t}$ (por trocha y por día) |
|-------------------------|--------------------|---|--------------------------------------|
| 2,0 | 20 | 0,002 | 0,035 |
| 3,0 | 200 | 0,011 | 2,167 |
| 5,0 | 150 | 0,108 | 16,192 |
| 7,0 | 180 | 0,491 | 88,318 |
| 9,0 | 60 | 1,520 | 91,218 |
| 10,0 | 40 | 2,443 | 97,701 |
| 12,0 | 40 | 5,548 | 221,929 |
| 14,0 | 20 | 11,102 | 222,046 |
| 16,0 | 10 | 20,248 | 202,478 |
| 3 | | | 942,084 |

$$N_{8,2} = 9,42084 \times 365 \times \frac{[(1 + 0,06)^{10} - 1]}{0,06} = 4,5 \times 10^6$$

4) Condiciones climáticas

Suponiendo los promedios mensuales de temperatura ambiente (MMAT), que se indican:

| MES | MMAT (°C) | F A C T O R D E PONDERACIÓN |
|------------|-----------|--------------------------------|
| ENERO | 14 | 0,46 |
| FEBRERO | 14 | 0,46 |
| MARZO | 12 | 0,36 |
| ABRIL | 10 | 0,27 |
| MAYO | 8 | 0,21 |
| JUNIO | 6 | 0,16 |
| JULIO | 6 | 0,16 |
| AGOSTO | 8 | 0,21 |
| SEPTIEMBRE | 10 | 0,27 |
| OCTUBRE | 12 | 0,36 |
| NOVIEMBRE | 12 | 0,36 |
| DICIEMBRE | 13 | 0,40 |
| 3 | | 3,68 |

Los factores de ponderación para cada MMAT (°C) se obtuvieron del Gráfico W (figura 8).

$$\frac{\sum MMAT}{12 \text{ meses}} = \frac{3,68}{12} = 0,3067$$

De dicho gráfico para el valor obtenido (0,3067) corresponde MAAT = 11°C (se adopta 12°C para diseño estructural, valor coincidente con uno de los registros termométricos seleccionado en el Método).

5) Capas bituminosas

Se asume que se construirán las capas bituminosas con una mezcla densa, con un término medio de contenido en volumen de agregados, asfalto y vacíos. Consecuentemente les corresponderá un código de mezcla S1 - F1. Las características del bitumen serán:

| Penetración (a 25°C) | I.P. | T _{800pen} |
|----------------------|------|---------------------|
| 80 | 1,0 | 42°C |
| 100 | -1,0 | 50°C |

El código de mezcla a aplicar será: S1-F1-100

C Diseño estructural

De acuerdo al gráfico de diseño HN 45 (figura 15) para:

S1-F1-100 E₃ = 5 × 10⁷ n/m²

C Deformación permanente

a) Subdivisión de la capa asfáltica

| Espesores | Código de mezcla | Penetr. | I.P | T _{800pen} |
|-------------|------------------|---------|------|---------------------|
| h1-1 = 40mm | S1-F1-100 | 80 | +1,0 | 42°C |
| h1-2 = 40mm | S1-F1-100 | 100 | -1,0 | 50°C |
| h1-3 = 50mm | S1-F1-100 | 100 | -1,0 | 50°C |

b) Cálculo de la viscosidad efectiva del asfalto en cada una de las sub-capas asfálticas

Capa 1-1

MAAT = 11°C

Del gráfico T (figura 26) para MAAT = 11°C y h1-1 = 40mm corresponde una temperatura efectiva T_{yeff} = 15°C.

^w MAAT = 12°C N_{8,2ton} = variable

Se podría obtener una serie de diseño alternativos, que serían equivalentes desde el punto de vista de los criterios de deformaciones específicas.

Para el ejemplo del caso, se seleccionará una alternativa de diseño que a posteriori será analizada a fin de estimar la deformación total permanente que podría sufrir durante la vida de diseño, la mayor parte en forma de ahuellamiento.

Siendo la alternativa seleccionada:

| | |
|--------|--|
| 130 mm | Concreto asfáltico (S1-F1-100) |
| 120 mm | Base granular (VS \$ 60%) E ₂ \$ 4 × 10 ⁸ N/m ² |
| 150 mm | Subbase (VS \$ 20%) E ₂ \$ 2 × 10 ⁸ N/m ² |

Del gráfico V-2 (figura 27) para T_{800pen} = 42°C e I.P. = 1.0

corresponde (T_{yeff} - T_{800pen} = 15°C - 42°C = -27°C);

Visc_{yeff} = 6 × 10⁵ N/m².

Capa 1-2

MAAT = 11°C

Del gráfico T (figura 26) para MAAT = 11°C y $h_{1-2} = 40$ mm corresponde una temperatura efectiva $T_{\text{yeff}} = 14^\circ\text{C}$

Del gráfico V-2 (figura 27) para $T_{800\text{pen}} = 50^\circ\text{C}$ e IP = -1.0 corresponde ($T_{\text{yeff}} - T_{800\text{pen}} = 14^\circ\text{C} - 50^\circ\text{C} = -36^\circ\text{C}$); $\text{Visc}_{\text{yeff}} = 8 \times 10^6 \text{ N/m}^2$

Capa 1-3
MAAT = 11°C

Del gráfico T (figura 26) para MAAT = 11°C y $h_{1-3} = 50$ mm corresponde una temperatura efectiva $T_{\text{yeff}} = 13^\circ\text{C}$

Del gráfico V-2 (figura 27) para $T_{800\text{pen}} = 50^\circ\text{C}$ e IP = -1.0 corresponde ($T_{\text{yeff}} - T_{800\text{pen}} = 13^\circ\text{C} - 50^\circ\text{C} = -37^\circ\text{C}$); $\text{Visc}_{\text{yeff}} = 1,0 \times 10^7 \text{ N/m}^2$

| | T_{yeff} | V_{iscyeff} |
|------|-------------------|-------------------------------|
| h1-1 | 15°C | $6 \times 10^5 \text{ N/m}^2$ |
| h1-2 | 14°C | $8 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |
| h1-3 | 13°C | $1 \times 10^7 \text{ N/m}^2$ |

c) Determinación de las características de deformación de la mezcla.

Asumiendo una curva representativa del gráfico C (figura 28) para la mezcla asfáltica, resultaría curva C_3 , $q = 0,20$.

d) Conversión de los datos de tránsito:

$$W = Wd \times 365 \times g \times 1.4 \times A$$

$$W = 720 \times 365 \times 13.18 \times 1.4 \times 3.0 = 1.45 \times 10^7$$

Wd = número de ejes por trocha y por día

$$g = \frac{(1+i)^n - 1}{i} = \frac{(1+0.06)^{10} - 1}{0.06} = 13.18$$

$n = 10$ años; $i = 6.00\%$

$A = f(q)$; gráfico A (figura 32), para $q=0.20$, $A = 3.0$

e) Determinación del stiffness de la mezcla
Se calcula los valores de la componente viscosa del stiffness del asfalto (Sbit visc)

$$Sbit \text{ visc} = \frac{3 * VISC_{\text{yeff}}}{0.2 * W}$$

S bit visc

$$h_{1-1} \Rightarrow \frac{3 * 6 * 10^5}{0.2 * 1.45 * 10^7} = 0.62 \text{ N/m}^2$$

$$h_{1-2} \Rightarrow \frac{3 * 8 * 10^6}{0.2 * 1.45 * 10^7} = 8.28 \text{ N/m}^2$$

$$h_{1-3} \Rightarrow \frac{3 * 1 * 10^7}{0.2 * 1.45 * 10^7} = 10.34 \text{ N/m}^2$$

Con los valores obtenidos, mediante el gráfico C (figura 28) se determina para $q = 0.20$ el stiffness de la mezcla para cada subcapa.

| | S_{mix} |
|------|-------------------------------|
| h1-1 | $3 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |
| h1-2 | $7 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |
| h1-3 | $8 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |

Como la distribución de tensiones dentro de las capas se refieren al comportamiento elástico, en base a las temperaturas efectivas (T_{yeff}) y el gráfico M-2 (figura 11) se obtienen los valores E_{mix} .

| | T_{yeff} | E_{mix} |
|------|-------------------|---------------------------------|
| h1-1 | 15°C | $4.0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ |
| h1-2 | 14°C | $4.5 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ |
| h1-3 | 13°C | $5.0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ |

f) Determinación de los factores de distribución de tensión para obtener la tensión promedio. A fin de seleccionar la tabla correcta, se utiliza los parámetros E_3 , h_2 y h_{1-3} .

Para el caso del ejemplo correspondería:

$$E_3 = 5 \times 10^7 \text{ N/m}^2; h_2 = 270\text{mm}; h_{1-3} = 50\text{mm}.$$

Dado que no se dispone de las tablas Z en su totalidad (1 a 96), se utilizará la tabla Z-34, a los fines de completar el ejemplo ilustrativo.

Siendo los parámetros para Z-34:
 $E_3 = 5 \times 10^7 \text{ N/m}^2; h_2 = 300\text{mm}; h_{1-3} = 100\text{mm}.$

Con $E_{1-3} = 5 \times 10^9 \text{ N/m}^2$, se seleccionó la columna a utilizar; con $E_{1-2} = 4,5 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ se buscó el bloque correcto (se adoptó el correspondiente a $E_{1-2} = 5,0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$) y con $E_{1-1} = 4,0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ se llegó a los valores apropiados (se adoptaron los correspondientes a $E_{1-1} = 5,0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$), siendo: $Z_1 = 0,1; Z_2 = 0,4$ y $Z_3 = 0,6$.

g) Determinación de la deformación permanente estimada en la capa asfáltica.

$$\Delta h_{1-i} = C_{m-i} h_{1-i} \frac{Z_i \times 6 \times 10^5}{S_{m-i}}$$

| | C_{m-i} | Z_i | S_{m-i} |
|-------------------------|-----------|-------|-------------------------------|
| $h_{1-1} = 40\text{mm}$ | 1.4 | 0.1 | $3 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |
| $h_{1-2} = 40\text{mm}$ | 1.4 | 0.4 | $7 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |
| $h_{1-3} = 50\text{mm}$ | 1.4 | 0.6 | $8 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |

) $h_{1-1} = 1,12\text{mm};$) $h_{1-2} = 1,92\text{mm};$) $h_{1-3} = 3,15\text{mm};$) $h_1 = 3$) $h_{1-i} = 6,19\text{mm}$

h) Estimación de la deformación permanente total.

La deformación permanente en capas no ligadas (base y subbase) puede ser elevada, particularmente cuando la compactación inicial es incompleta. Asumiendo que en la etapa constructiva se ha cumplido con las exigencias especificadas (AASHTO T180; 100% Densidad máxima) y que dichas características volumétricas se han mantenido durante su comportamiento en servicio la deformación de las capas no ligadas se estiman en función de su espesor y el espesor de las capas asfálticas que las cubren. Asumiendo para 130mm de espesor de capas bituminosas y 270mm de espesor de capas granulares (120mm de VS \$ 60% y 150mm de VS \$ 20%), una deformación de 5mm, resultaría:

$$) h =) h_1 +) h_2 = 6,19\text{mm} + 5,00\text{mm} = 11,19\text{mm}$$

Valor aceptable de ahuellamiento para un período de vida de 10 años.

De haberse analizado varios diseños alternativos que satisficieran los criterios de deformaciones críticas, es decir no se produciría su rotura y no resultaría una excesiva deformación de la subrasante (diseño estructural), mediante la estimación de la deformación permanente total que podría producirse durante la vida de diseño (ahuellamiento), se seleccionarían cuales alternativas son aceptables y cuales no. Si en todos los casos resultara demasiado elevada se buscaría otro diseño de mezcla (por ejemplo otro tipo de arena), a fin de mejorar el stiffness de la mezcla (Gráfico C, figura 28).

Asumiendo que los parámetros de diseño son los ya expuestos, y que se respeta el mismo diseño estructural, pero difieren las características del asfalto y el comportamiento de la mezcla en el ensayo creep (Gráfico C, figura 28), siendo:

| Capa | I.P | T_{800pen} | $q(C_2)$ |
|------|------|--------------|----------|
| 1-1 | -1,0 | 46°C | 0,10 |
| 1-2 | -1,0 | 46°C | 0,10 |
| 1-3 | -1,0 | 46°C | 0,10 |

Analizando las distintas etapas para estimar la deformación permanente, resultaría:

a) Subdivisión de la capa asfáltica:

| Espesor | Código de mezcla | Penetración | I.P. | T_{800pen} |
|-------------------------|------------------|-------------|------|--------------|
| $h_{1,1} = 40\text{mm}$ | S1-F1-100 | 100 | -1,0 | 46°C |
| $h_{1,2} = 40\text{mm}$ | S1-F1-100 | 100 | -1,0 | 46°C |
| $h_{1,3} = 50\text{mm}$ | S1-F1-100 | 100 | -1,0 | 46°C |

b) Viscosidad efectiva en cada sub-capas asfáltica MAAT = 11°C

| CAPA | T_{yeff} | $T_{yeff} - T_{800pen}$ | $Visc_{yeff}$ |
|------|------------|-------------------------|-------------------------------|
| 1-1 | 15°C | -31°C | $2 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |
| 1-2 | 14°C | -32°C | $3 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |
| 1-3 | 13°C | -33°C | $4 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |

c) Características de deformación de la mezcla

Asumiendo un comportamiento similar a mezcla correspondiente a curva C_2 , se obtiene $q = 0,10$.

| CAPA | $A(f = (q))$ | w |
|------|--------------|-------------------|
| 1-1 | 20 | $9,7 \times 10^7$ |
| 1-2 | 20 | $9,7 \times 10^7$ |
| 1-3 | 20 | $9,7 \times 10^7$ |

d) Conversión de los datos de tránsito:

e) Stiffness de la mezcla

| CAPA | Viscyeff | Sbit visc | Smix (f(q)) |
|------|-------------------------------|------------------------|---------------------------------|
| 1-1 | $2 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ | 0,309 N/m ² | $4,0 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |
| 1-2 | $3 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ | 0,464 N/m ² | $5,0 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |
| 1-3 | $4 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ | 0,619 N/m ² | $5,5 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ |

Para temperaturas en que corresponde un comportamiento elástico.

| CAPA | Tyeff | Emix |
|------|-------|---------------------------------|
| 1-1 | 15°C | $4 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ |
| 1-2 | 14°C | $4,5 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ |
| 1-3 | 13°C | $5,0 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ |

f) Factores de distribución de tensiones.

$$Z_1 = 0,1; Z_2 = 0,4; Z_3 = 0,6$$

g) Deformación permanente estimada en la capa asfáltica.

| CAPA | ESPESOR | Zi | Smix | hi |
|------|---------|-----|---------------------------------|---------------------------|
| 1-1 | 40mm | 0,1 | $4,0 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ | 0,84mm |
| 1-2 | 40mm | 0,4 | $5,0 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ | 2,69mm |
| 1-3 | 50mm | 0,6 | $5,5 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ | 4,58mm |
| | | | |) $h_1 = 8,11 \text{ mm}$ |

h) Para una deformación de las capas no tratadas de $h_2 = 5,0 \text{ mm}$, se obtiene $h = 13,11 \text{ mm}$, valor aceptable para una deformación permanente.

MÉTODO DEL ASPHALT INSTITUTE

CONSIDERACIONES GENERALES

Como en el método de Diseño Shell, la

estructura del pavimento se considera como un sistema elástico multicapa, en el cual los materiales están caracterizados por su módulo elástico y por la relación de Poisson.

El tránsito se expresa en términos de repeticiones de un eje simple (ruedas duales) equivalente a 80 kN (18.000 lb).

El procedimiento de diseño puede aplicarse a pavimentos conformados por distintas combinaciones de: concreto asfáltico en carpeta y base; mezclas en frío (con un tratamiento superficial) y para base, y agregados no tratados para base y subbase. Para pavimentos tipo full-depth se considera un sistema de tres capas y en el caso de capas no tratadas el sistema se considera de cuatro capas.

En la figura 40 se esquematiza la estructura simplificada de un pavimento tipo full-depth y de un pavimento con base granular.

Las tensiones críticas consideradas para el diseño son: la tensión horizontal por tracción (Q) en la superficie inferior de las capas asfálticas (se trate de concreto o mezclas en frío con emulsión) y la tensión por compresión (Q_c) en la subrasante. Cuando la tensión por tracción es excesiva se producirá fisuración, si la tensión por compresión sobrepasa a la admisible, se producirá deformación permanente a nivel de la subrasante, que ocasionará gradualmente una deformación permanente en la superficie. Las excesivas deformaciones que se podrían producir en las capas ligadas se controlan mediante las exigencias que se especifican para los materiales.

El criterio de diseño basado en Q y Q_c fue calculado mediante el programa de computación DAMA (Chevron para N capas) y considera una amplia gama de materiales, condiciones de carga y características ambientales.

Todos los materiales se caracterizan por su módulo de elasticidad (también llamado módulo dinámico en mezclas bituminosas o módulo resiliente en base no tratadas y suelos) y su relación de Poisson.

-Concreto asfáltico: Siendo su módulo dinámico marcadamente dependiente de la temperatura del pavimento, para los efectos del diseño se seleccionaron los módulos dinámicos apropiados en base a exhaustivos estudios de la relación temperatura-módulo y de las propiedades del asfalto.

A fin de simular los efectos de la temperatura y sus cambios a través del año se consideraron tres regiones climáticas típicas de EE.UU. (promedios mensuales de la temperatura ambiente)

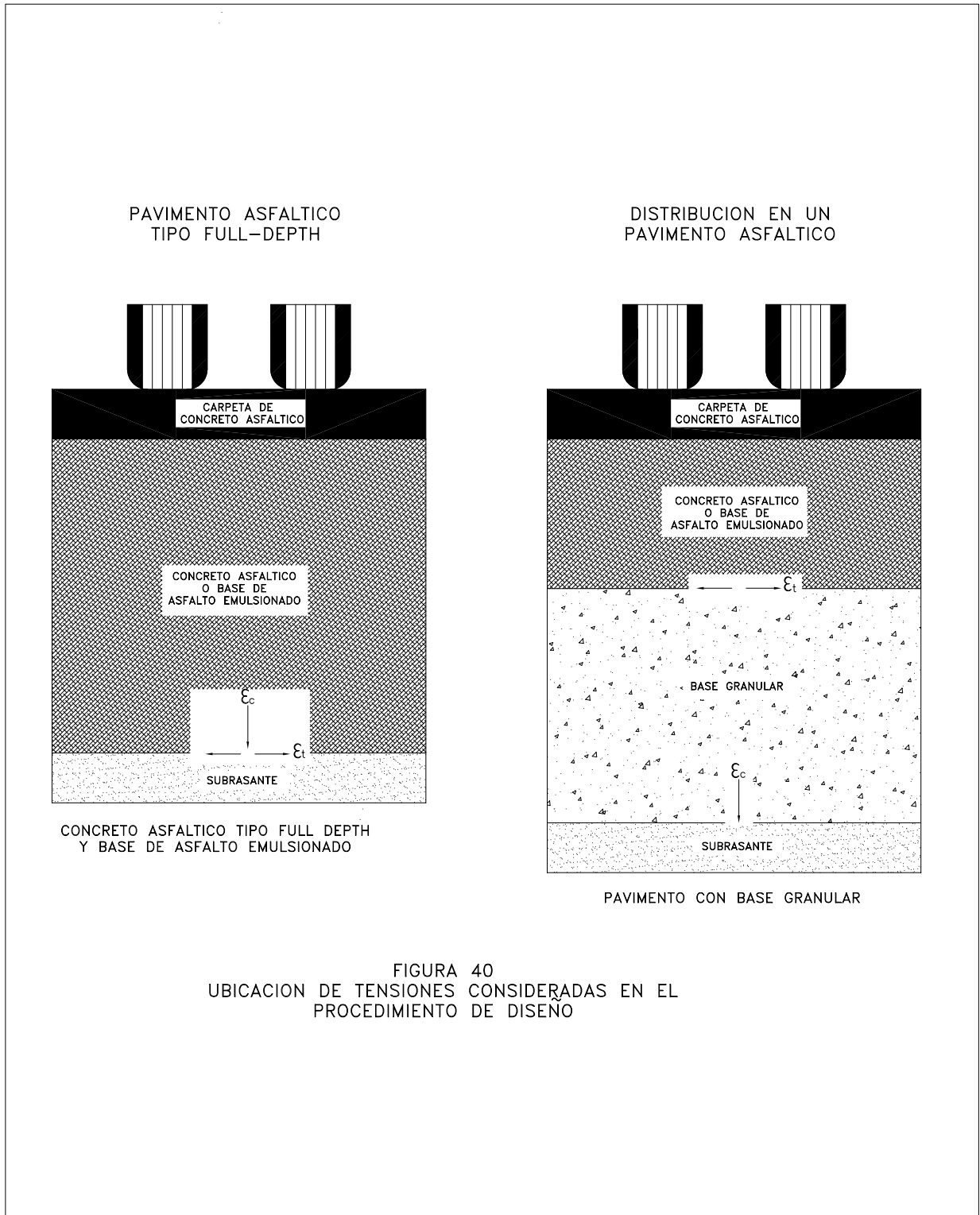
-Mezclas en frío (con emulsión): De acuerdo al tipo de agregado se caracterizaron tres tipos de mezclas:

TIPO I: mezclas en frío (con emulsión) conformadas con agregados procesados densamente graduados.

TIPO II: mezclas en frío (con emulsión) con agregados semi procesados o tal cual salen de la trituradora (sin zarandear) o tal cual provienen de la fuente o yacimiento.

TIPO III: mezclas en frío (con emulsión) conformadas con arena o arena limosa.

Para la elaboración de las cartas de diseño se tomó el módulo dinámico correspondiente a mezclas con un tiempo de curado de 6 meses,



ya que períodos mayores no tenían una significativa influencia en el espesor resultante.

-Materiales granulares no tratados

El módulo resiliente de los materiales no tratados varía de acuerdo a las condiciones de tensión a que está sometida la capa en el pavimento, habiéndose seleccionado un rango comprendido entre menos de 15.000 psi y más de 50.000 psi (103 MPa y 345 MPa).

En lo concerniente a las condiciones ambientales, además de los efectos de la temperatura en el módulo dinámico de las mezclas asfálticas, las curvas de diseño tienen en cuenta los efectos de la variación de la temperatura en los módulos resilientes de la subrasante y capas granulares, considerando el aumento del módulo de la subrasante durante el período de congelamiento y su reducción durante el deshielo.

C CARTAS DE DISEÑO

El programa DAMA se utilizó para determinar los espesores de las distintas capas en función de las tensiones críticas (Q y q). Se obtuvieron los dos espesores resultantes de la aplicación de cada uno de los criterios adoptándose para las cartas de diseño el mayor valor obtenido. Para las condiciones ambientales se seleccionaron los siguientes rangos:

| Temperatura ambiente promedio anual | Efectos del congelamiento |
|-------------------------------------|---------------------------|
| # 7°C | Si |
| 15,5°C | Posible |
| \$ 24°C | No |

ANÁLISIS DE TRÁNSITO

La información requerida consiste en:

Período de análisis (en años).

Clasificación y número de camiones

Cargas por eje

Número de carriles o trocha en cada dirección de la calzada

Índice de Crecimiento del tránsito

En base a los datos indicados se calcula el número de ejes equivalentes (EAL) a 80kN (18.000 lb) que solicitarán a la calzada durante el período de análisis previsto.

El manual de diseño provee de tablas referentes a: Distribución de camiones (en % para los distintos tipos), para sistema rural y urbano, de carreteras inter estatales, principales, arterias menores y colectoras (en EE. UU); cálculo del factor de crecimiento para distintos índices y períodos de diseño; factor de equivalencia para distintos intervalos de carga y ejes simples, tandem y triples (extraídos del Manual de Diseño AASHTO, 1986); factores de equivalencia para distintos tipos de camiones, para sistema rural y urbano de carreteras inter estatales, principales, arterias menores y colectoras, en EE.UU. Dejando expresa constancia que para cada estudio en particular se deben hacer las investigaciones pertinentes.

En función de la información requerida se calcula el E.A.L. para utilizar en el diseño, como la sumatoria de los productos resultantes para cada tipo de camión de: número de vehículos por año, factor de ese tipo de vehículo, y factor de crecimiento, es decir el mismo tipo de formulación indicada al inicio de este capítulo en el acápite referente a tránsito.

CARACTERIZACIÓN DE LOS MATERIALES

Para un determinado tránsito, el diseño del pavimento involucra tres etapas:

- 1- Seleccionar los materiales que se utilizarán para su construcción.
- 2- Calcular el espesor requerido de acuerdo a los materiales seleccionados.
- 3- Exigencias constructivas (diseño de mezclas, nivel de compactación, etc).

El factor clave para llevar a cabo cada uno de estos pasos es la evaluación y caracterización de los materiales que conformarán los distintos capas del pavimento: concreto asfáltico, mezcla en frío (con emulsión), agregados para base y subbase y subrasante.

Siendo dichos materiales caracterizados por las constantes elásticas apropiadas para cada tipo de material.

C Subrasante

En algunos casos es requerido un mejoramiento de la subrasante o su mala calidad obliga a colocar un material seleccionado entre el suelo de la traza y el paquete estructural, en dichas circunstancias se efectúa un tratamiento "in situ" o se adiciona otro material.

Para el diseño de full depth no se requiere un mejoramiento de la subrasante, salvo cuando el valor portante de la misma no sea suficiente para resistir al propio equipo de construcción requerido. En dichos casos se conforma una plataforma de trabajo con un suelo adecuado que no se considera para el cálculo de espesores.

En las cartas de diseño se utiliza el módulo resiliente de la subrasante, determinado en laboratorio de acuerdo al procedimiento que indica el Asphalt Institute (M.S.-10). Ante la carencia de los equipos requeridos para la determinación del módulo, se establecen las siguientes relaciones entre el CBR (compactado al AASHTO T180) y el módulo (Mr).

$$Mr \text{ (MPa)} = 10,3 \text{ CBR}$$

$$Mr \text{ (psi)} = 1500 \text{ CBR}$$

Estas relaciones son aplicables a tipos de suelo A₇, A₆, A₅, A₄, y A₂ (los suelos más finos de este grupo), o a aquellos materiales que se estima tendrán un módulo resiliente # 207 MPa (30.000 psi); no siendo aplicables a materiales granulares (subbase y base no tratadas).

Como paso preliminar para el proceso de diseño se prepara un plan de muestreo y ensayos. A fin de seleccionar la ubicación de los pozos se indica seguir los lineamientos dados por el Asphalt Institute (MS-10).

Los ensayos requeridos son los convencionales: granulometría, constantes físicas, compactación (AASHTO T 180), CBR, adicionándose la resistencia R (AASHTO T190) y el módulo resiliente (Mr).

Se indican en el Manual ciertas pautas que se consideran de interés transcribir.

1-En los casos de elevaciones los materiales que se extraerán para su estudio deberán interesar por lo menos 0,60 m.

En áreas a rellenar primeramente se determinará de donde provendrá el relleno a fin de proceder al estudio de la fuente. Los ensayos a realizar deben representar lo mejor posible las condiciones de la subrasante de acuerdo a las exigencias indicadas en el diseño.

2-Si el perfil del suelo indica que hay una variación no sistemática en los tipos de suelo de la subrasante, por ejemplo uno o más tipos de suelo principales se registran sin ningún ordenamiento, se programará un plan de muestreo al azar a fin de aplicarlo dentro de los límites de cada tipo de suelo. Si el perfil indica que hay una variación sistemática en los tipos de suelo, el alineamiento se subdividirá acorde al tipo de suelo. En este caso es conveniente establecer una longitud mínima para la cual distintos diseños sean prácticamente factibles. Si dicha longitud no se alcanzara, el diseño se hará en base al material de inferior calidad.

3- A fin de valorar las características mecánicas de la subrasante para el diseño, se programará una serie de ensayos en un número suficiente que permitan hacer una selección estadística. Para cada tipo de suelo se recomienda de 6 a 8 ensayos (más de 9 se consideran innecesarios).

4-Si una muestra de un determinado lugar registra tan mala calidad que está reflejando un área débil, a fin de limitar dicha zona se

extraerán muestras adicionales que serán sometidas a los ensayos ya indicados. Tales áreas podrán requerir un aumento en los espesores de diseño o un reemplazo con mejoramiento de la subrasante, a fin de tener una capacidad portante uniforme en toda la longitud de la sección; en estos casos los valores representativos reales del material existente deberán ser excluidos de los cálculos del módulo resiliente de diseño, ya que los mismos han sido modificados (mejorados).

Los valores individuales obtenidos (de 6 a 8 ensayos para cada tipo de suelo) se utilizarán para estimar el módulo resiliente (M_r). Para cualquier conjunto de valores que se obtengan, el M_r se debe seleccionar en base al mayor o menor tránsito. Cuando se estime un elevado espectro de cargas el valor de M_r adoptado será inferior a aquél que corresponda a un menor flujo. El módulo de diseño se define como un valor del módulo tal que resulte menor que el 60, 75 u 87,5% de todos los suelos de la sección. Estos porcentajes se relacionaron con el volumen de tránsito de acuerdo a lo que se indica.

| E A L | Valor para diseño (%) |
|--------------------|-----------------------|
| # 10^4 | 60 |
| De 10^4 a 10^6 | 75 |
| \$ 10^6 | 87.5 |

A continuación se describe el procedimiento gráfico a seguir:

a) Seleccionar para diseño el número de ejes equivalentes a 80kN que solicitarán a la calzada durante el período de diseño estimado (E A L).

- b) Ensayar de 6 a 8 muestras de subrasante (como se indicara para su selección) determinando su CBR que se convertirá a Mr de acuerdo a las relaciones expuestas.
- c) Ordenar los valores obtenidos en escala descendente.
- d) Para cada valor, comenzando por el menor, calcular el porcentaje del total de valores que son iguales o mayores que dicho valor.
- e) Graficar los resultados (Mr vs % de los valores mayores o iguales que).
- f) Dibujar la curva que más se ajuste a dichos resultados (si los resultados de los ensayos responden a una distribución normal, la curva tendrá la forma de una S y el 50% corresponderá aproximadamente al promedio de los valores).
- g) Sobre la curva se leerá el módulo que corresponda para diseño de acuerdo al percentil apropiado que será función de E.A.L.

A título de ejemplo se determinará a continuación el Mr. de diseño para las condiciones dadas:

EAL para 10^4 ; 10^5 y 10^6 ejes.

Los resultados de 7 ensayos de CBR, convertidos a Mr acusaron los siguientes valores: 6.500; 8.500; 9.800; 9.900; 9.900; 11.600 y 15.500 psi.

Se calcularon los % de valores tal como se indica en d).

| Mr (psi) | Número igual o mayor que: | % igual o mayor que: |
|----------|---------------------------|----------------------|
| 15500 | 1 | (1/7) 100 = 14 |
| 11600 | 2 | (2/7) 100 = 29 |
| 9900 | 4 | |
| 9900 | 4 | (4/7) 100 = 57 |
| 9800 | 5 | (5/7) 100 = 71 |
| 8500 | 6 | (6/7) 100 = 86 |
| 6500 | 7 | (7/7) 100 = 100 |

Se grafican los valores obtenidos (figura 41) y se determinan los valores de diseño de Mr para distintos volúmenes de tránsito

| EAL | Valor para diseño (%) | Mr para diseño |
|--------|-----------------------|----------------|
| 10^4 | 60 | 10.000 psi |
| 10^5 | 75 | 9.300 psi |
| 10^6 | 87.5 | 8.250 psi |

Exigencias para la compactación de la subrasante:

Los ensayos de compactación se efectuarán en laboratorio para cada tipo de suelo a fin de determinar su densidad máxima y su humedad óptima (AASHTO T180).

El criterio a aplicar que se recomienda para subrasantes, sean mejoradas o no es el siguiente:

1- Suelos cohesivos: como mínimo el 95% de AASHTO T180 en los 30 cm superiores y un mínimo del 90% para los 30 cm inferiores en las áreas de relleno. El contenido de agua para la compactación cuando se trata de

suelos cohesivos se debe seleccionar teniendo en cuenta sus propiedades expansivas. Generalmente los suelos cohesivos que no registran expansión (hinchamiento) se compactan con una humedad inferior a la óptima (1 o 2 puntos por debajo en rama seca). En aquellos suelos en que se conocen sus características expansivas se compactan con una humedad superior a la óptima (1 o 2 puntos en rama húmeda). En algunos casos es necesario reducir el porcentaje de compactación requerido a fin de prevenir una expansión excesiva.

2-Suelos sin cohesión: se exigirá el 100% del AASHTO T180 para los 30cm superiores y un mínimo del 95% por debajo de éstos para las áreas de relleno.

Arenas limpias y gravas, con IP# 6, cuando están en condición seca generalmente se clasifican como materiales no cohesivos pues no tienden a agruparse. En estado húmedo y compactadas con equipos vibratorios su comportamiento cambia.

Las exigencias de compactación deben ser lo suficientemente severas para garantizar que el Mr de la subrasante no sea inferior al adoptado para diseño. Si se reducen los niveles de compactación especificados, el Mr de diseño se debe ajustar al valor que corresponda.

Concreteo asfáltico: mezclas para carpeta de rodamiento y base.

Las propiedades de los concretos asfálticos usados para el diseño se basaron en estudios relativos a las relaciones de los módulos elásticos y las temperaturas, para mezclas densamente graduadas. Consecuentemente si bien no es necesario ensayar las mezclas

para aplicar las cartas de diseño, sí se deben satisfacer las siguientes exigencias:

1- La granulometría de los agregados debe estar dentro de los límites especificados en el Manual SS-1 del Asphalt Institute, aplicando el procedimiento de ensayo descrito en el manual MS-2.

2- La mezcla asfáltica debe ser dosificada de acuerdo al criterio recomendado en SS-1 (A.I.).

3- El concreto asfáltico debe ser compactado a la densidad requerida, efectuándose su control como a posteriori se indica.

Las cartas de diseño se refieren a dos tipos de capas de concreto asfáltico: la carpeta de rodamiento y la base; ambas capas deben cumplir las exigencias recomendadas.

Los agregados podrán consistir en material triturado o no triturado (simplemente zarandeado) o una combinación de ambos.

Sin embargo cuando el agregado grueso conforme una carpeta de rodamiento, por lo menos, el 50% debe ser producto de trituración.

A los efectos de definir un criterio para el control de densidades en obra, se establece que como primer paso la mezcla elaborada en planta debe ser compactada en el laboratorio de campo, recomendando el Asphalt Institute seguir el procedimiento que se describe a continuación.

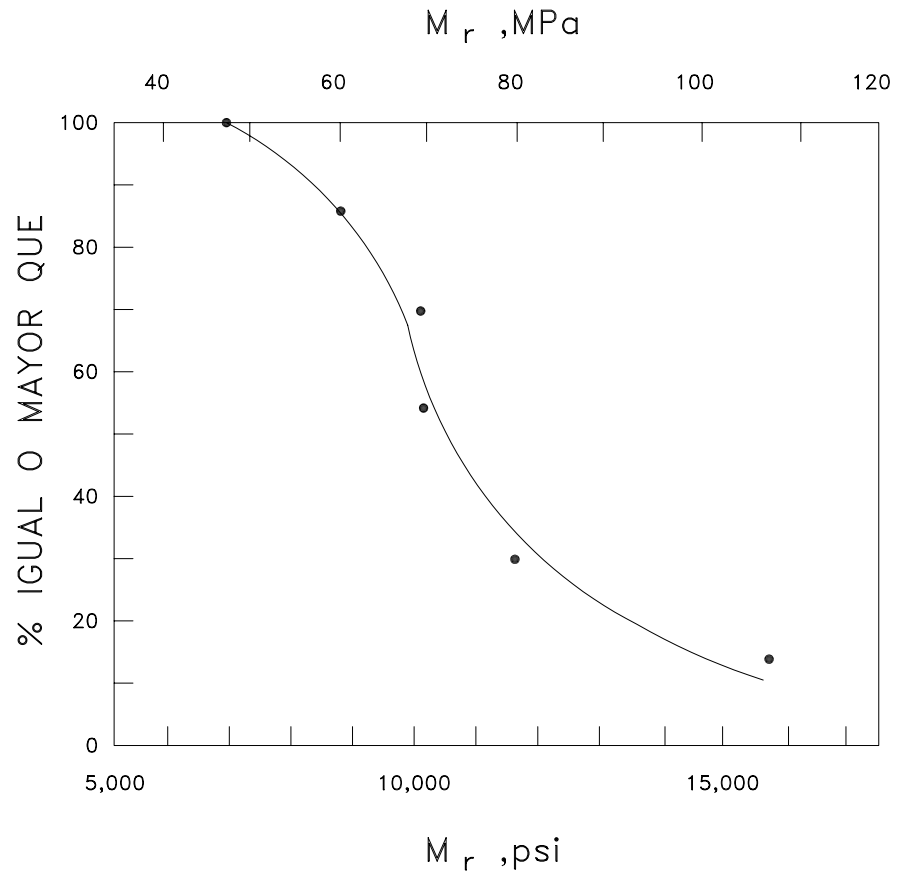


FIGURA 41

Dividir la producción en lotes, considerando un lote la producción diaria (no debiendo exceder las 2700 tones o 3000 tons). Determinar la densidad para cada lote como el promedio de las densidades obtenidas en laboratorio sobre las mezclas procesadas en planta. Dichas muestras se extraerán al azar, extrayéndolas de los camiones que cargan la mezcla procesada para transportarla al lugar de trabajo.

La densidad de la capa compactada puede obtenerse por medio de testigos o por equipos nucleares; dichas determinaciones deben corresponder a la sección en que se empleó la mezcla transportada por los camiones de los cuales se extrajo material para compactar en laboratorio. Cada lote debe estar integrado por lo menos por cinco densidades de campo, tanto para base como para carpeta. El promedio de estas 5 densidades debe ser igual a mayor al 96% del promedio de las densidades obtenidas en laboratorio y ninguna determinación individual debe ser menor que el 94%. O si se usa como valor comparativo el máximo peso específico teórico, el promedio de las densidades de obra debe ser igual o mayor al 92% del máximo peso específico teórico y ninguna determinación individual debe ser menor que el 90% de dicho valor.

C Mezclas en frío (con emulsión):

Como ya se indicara para mezclas en frío emulsionadas se consideraron en el Manual tres tipos de mezclas (I, II, III), acorde a la granulometría y a su proceso de producción. Las características de los agregados y de las emulsiones a utilizar, así como también los criterios para los diseños de mezclas, se indican en la publicación MS-19, del Asphalt

Institute (A Basic Asphalt Emulsion Manual), y se informan en el ANEXO.

Las propiedades típicas de los materiales que conforman estos tres tipos de mezcla se utilizaron para elaborar los gráficos de diseño.

Para las mezclas Tipo I (densamente graduadas) se requiere su procesamiento en planta, a fin de tener un estricto control de la uniformidad de mezcla entre los agregados, la emulsión y en algunos casos del agua que se adiciona en el proceso de mezclado. Para las mezclas Tipo II y III se puede utilizar planta o efectuar el proceso de mezclado "in situ".

Dado que no está definido un procedimiento standard para el control de densidades en el campo, el Asphalt Institute recomienda que se aplique la siguiente metodología hasta que se defina un procedimiento estandarizado.

Dividir la producción de mezcla en lotes, correspondiendo cada lote a la producción diaria. Determinar una densidad de laboratorio para cada lote con la mezcla procesada en planta, dicha densidad corresponderá al promedio de 6 probetas de laboratorio conformadas por material proveniente de dos camiones elegidos al azar de la producción de un día.

Para cada lote se determinarán por lo menos cinco densidades "in situ" de la mezcla recién compactada, mediante un densímetro nuclear correctamente calibrado, seleccionándose al azar los lugares para hacer las mediciones. También se determinarán densidades sobre la capa compactada después del período de curado mediante la extracción de testigos.

Tanto las densidades de laboratorio como las de obra deben ser convertidas a densidad seca. Se recomienda que el promedio de las cinco densidades de campo correspondiente a cada lote sea mayor o igual al 95% del promedio de las seis densidades de laboratorio y que ningún valor individual sea menor al 92%.

C Bases y subbases de agregados no tratados

Se recomienda que estos materiales cumplan con las exigencias de las Especificaciones D 2940 (ASTM), que versan sobre agregados graduados para subbase y base de carreteras y aeropuertos. Salvo en aquellos casos que dichos materiales cumplan de entrada con los siguientes requerimientos:

TABLA I

| ENSAYOS | SUBBASE | BASE |
|--------------------|---------|------|
| CBR, mínimo* | 20 | 80 |
| o Valor R, mínimo* | 55 | 78 |
| LL, máximo | 25 | 25 |
| IP, máximo | 6 | NP |
| E de Arena, mínimo | 25 | 35 |
| P#Nº 200, máximo | 12 | 7 |

*Las relaciones formuladas entre el CBR y el valor R con respecto al módulo resiliente (Mr) se aplican para subrasante, pero no para bases y subbases no tratadas.

Tanto los materiales de base, como los de subbase se deben compactar con la humedad

óptima ($\pm 1,5\%$) y como mínimo al 100% de la densidad máxima obtenida en laboratorio (AASHTO T180). La carga de compactación y la presión de contacto debe ser tan alta como aquélla que el material pueda soportar sin desplazamiento de la subbase o base y sin producir daños en la subrasante. Por lo menos se deben exigir tres densidades de campo cada 2700 tones o 3000 tons.

C PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El manual provee de gráficos de diseño en distintas unidades (cm y pulgadas) para valores de EAL comprendidos entre 5×10^3 y 10^7 , para un mayor número de ejes se recomienda la utilización del programa de computación DAMA.

Los pasos a seguir para el diseño se indican a continuación:

- 1- Seleccionar los datos de entrada (parámetros de diseño):
 - a) Tránsito (EAL)
 - b) Módulo de la subrasante (Mr)
 - c) Tipo de base y capa de rodamiento.
- 2- Determinar los espesores de diseño en base a los datos de entrada.
- 3- Preparar un diseño de construcción por etapas si se considera apropiado.
- 4- Hacer un análisis económico de las distintas alternativas de diseño resultantes.
- 5- Seleccionar el diseño final.

Como ya se manifestará el manual considera tres típicas condiciones ambientales representativas de EE.UU. El caso de problemas de congelamiento no será considerado; en zonas de altas temperaturas se recomienda diseñar las mezclas asfálticas

de modo que mantengan su stiffness a elevadas temperaturas y resistan el ahuellamiento.

A continuación se informan los grados de los diferentes asfaltos a ser utilizados de acuerdo a las condiciones prevalecientes de temperatura.

| Condición de Temperatura (Promedio ambiente anual) | Grado de asfalto | |
|--|------------------------|------------------------|
| Frío, # 7°C | AC-5 | AC-10 |
| | AR-2000 120/150 pen | AR-4000 85/100 pen |
| Cálido, de 7°C a 24°C | AC-10 | AC-20 |
| | AR 4000 85/100 pen | AR-8000 60/70 pen |
| Muy cálido, \$ 24°C | AC-20 | AC-40 |
| | AR-8000 60/70 pen | AR-16.000 40/50 pen |

Para las mezclas asfálticas en frío se utilizan emulsiones de rotura media o lenta, pudiendo ser catiónicas (AASHTO M 208) o aniónicas (AASHTO M140). En primeras instancia el grado de emulsión se selecciona en base a un recubrimiento del agregado satisfactorio, que se determina mediante el ensayo T 59 de AASHTO. Otros factores importantes a considerar en la selección son: la disponibilidad de agua en la obra y la previsión del estado del tiempo en la época de la construcción, el proceso de mezclado a utilizarse y el gradiente de curado.

-Mínimo espesor de concreto asfáltico

Todos los gráficos de diseño incluídos en el

Manual fueron preparados utilizando capas asfálticas compuestas de carpeta y base de concreto asfáltico que cumplen con los requisitos indicados o mezclas en frío emulsionadas que también cumplen con las exigencias recomendadas.

Cuando los concretos asfálticos se colocan sobre bases de asfalto emulsionado (Tipo II o III) los espesores mínimos de concreto asfáltico recomendados son (de acuerdo al nivel de tránsito):

TABLA II

| EAL | TIPO II y TIPO III | |
|------------------|--------------------|-----------|
| | (mm) | (pulgada) |
| 10 ⁴ | 50 | 2 |
| 10 ⁵ | 50 | 2 |
| 10 ⁶ | 75 | 3 |
| 10 ⁷ | 100 | 4 |
| >10 ⁷ | 130 | 5 |

Cuando la capa superior está conformada por una mezcla en frío emulsionada tipo I, se requiere un recubrimiento de un tratamiento superficial. Los espesores mínimos de concreto asfáltico recomendados, también corresponden a espesores mínimos de mezcla en frío emulsionada tipo I recubierta con un tratamiento superficial, para bases tipo II y III.

-Determinación de espesores para pavimentos tipo full depth.

El manual incluye 6 cartas de diseño: las A-1, A-7 y A-13 (unidad mm) y las A-19, A-25 y A-31 (unidad: pulgadas), correspondiendo

respectivamente a 7°C, 15,5°C y 24°C.

Entrando en el gráfico con el número de ejes calculado (EAL) y el módulo de diseño de la subrasante (M_r) se obtiene el espesor de concreto asfáltico requerido. En la figura 42 se muestra para una temperatura de 24°C el gráfico apropiado.

-Determinación de espesores para bases de mezclas en frío emulsionadas.

Se utilizan las cartas de diseño nominadas: A-2, A-3, A-4; A-8, A-9, A-10; A-14, A-15, y A-16 (unidad mm) y las A-20, A-21, A-22; A-26, A-27, A-28; A-32, A-33 y A-34 (unidad pulgadas), correspondiendo respectivamente a Tipo I, II, III y a las temperaturas seleccionadas (7°C, 15,5°C y 24°C). En las figuras 43, 44 y 45 se transcriben las cartas de diseño para capas

Tipo I, II y III, para 24°C.

En las cartas de diseño se combinan espesores de carpetas y base de concreto asfáltico o mezclas en frío emulsionadas con un tratamiento superficial y base de mezcla en frío emulsionada. Los espesores mínimos de concreto asfáltico (o mezclas emulsionadas tipo I recubiertas con un tratamiento superficial), con bases emulsionadas tipo II o III se obtienen de la tabla indicada, en función de EAL (TABLA II).

A título de ejemplo se indica como se debe proceder:

$M_r = 41,4$ MPa (6000psi)

Clima 25°C

Tránsito EAL = 10^6

De las cartillas correspondientes a 24°C se obtiene para $M_r = 41,4$ MPa y EAL = 10^6 , los siguientes espesores totales:

| | | |
|-------------------------|-------|--------------|
| TIPO I (figura 43) | 300mm | (Carta A-14) |
| TIPO II (figura 44) | 350mm | (Carta A-15) |
| TIPO III (figura 45) | 450mm | (Carta A-16) |

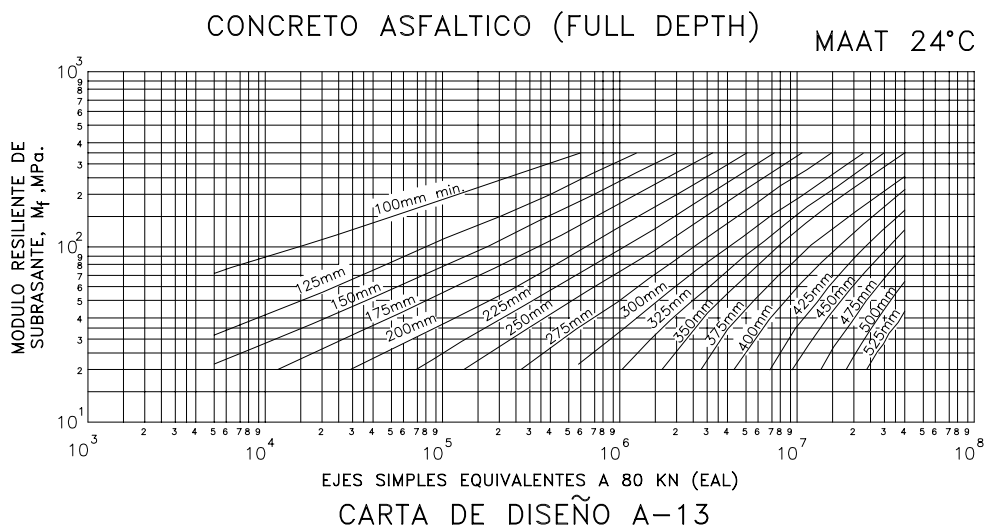
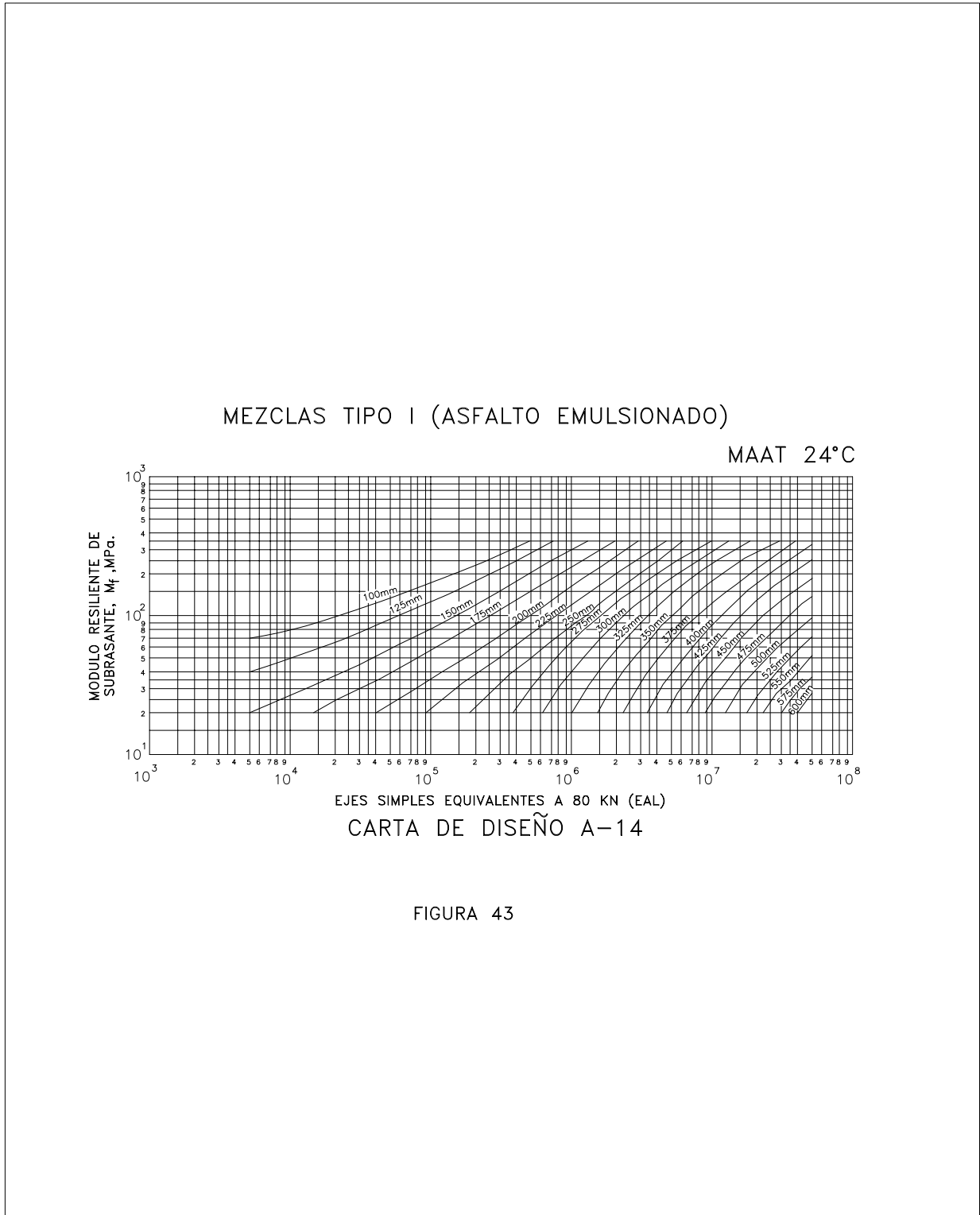


FIGURA 42



MEZCLAS TIPO II (ASFALTO EMULSIONADO)

MAAT 24°C

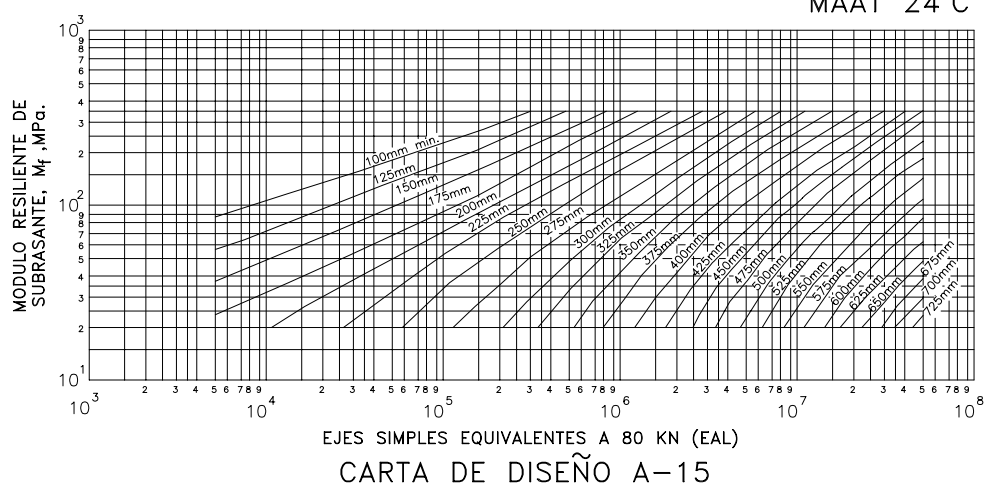
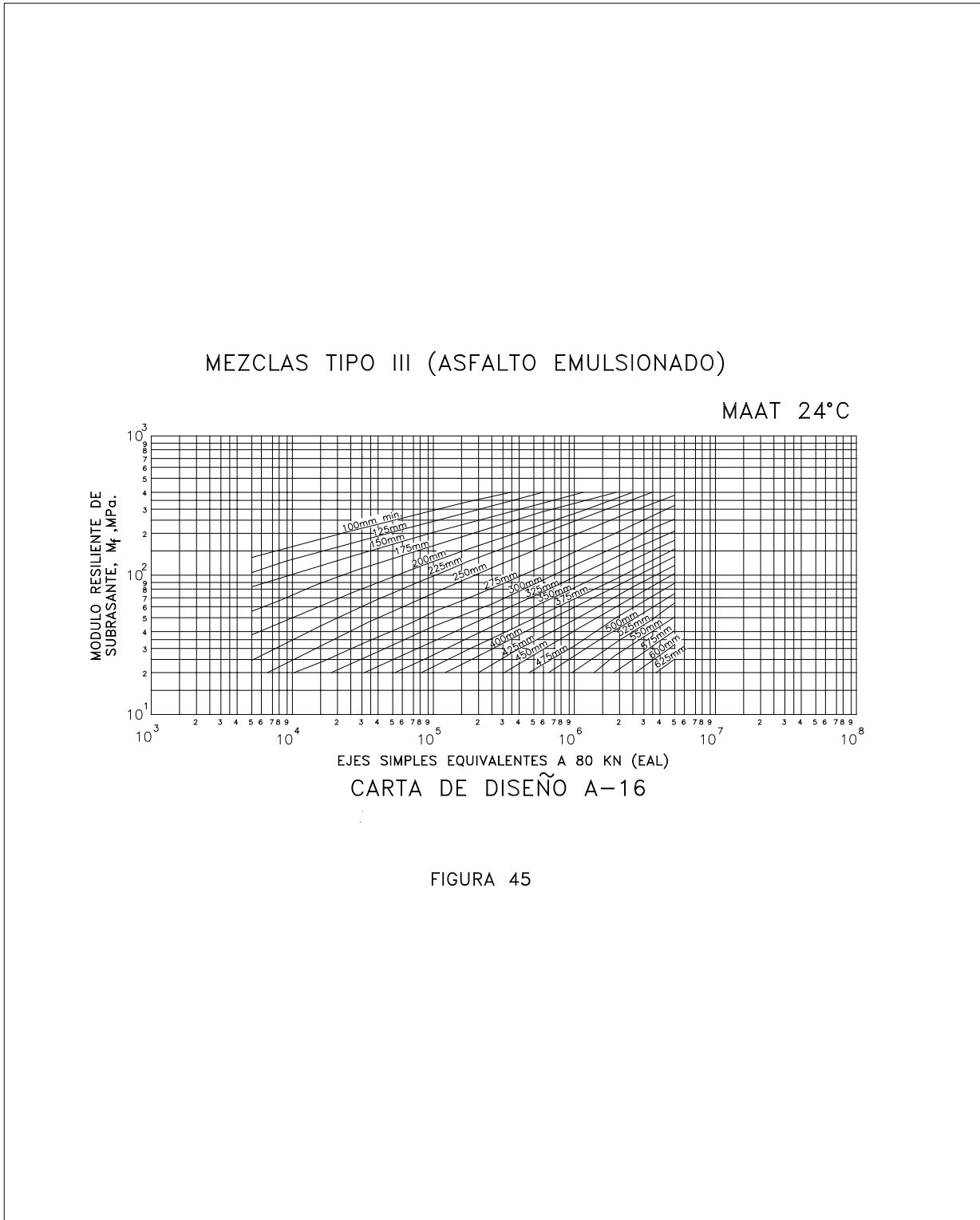


FIGURA 44



Si se selecciona una mezcla en frío emulsionada TIPO I sólo se requiere un tratamiento superficial. Para las mezclas en frío tipo II o III, el mínimo espesor de concreto asfáltico o mezcla en frío emulsionada tipo I (recubierta con un tratamiento superficial) se determina mediante

la tabla II, para $EAL = 10^6$, resultando un espesor de 75mm. La diferencia entre el espesor total obtenido para las mezclas II o III y los 75mm correspondientes al concreto asfáltico o a la mezcla en frío tipo I, determina los espesores de bases emulsionadas.

| Tipo de mezcla | Espesor total | Mínimo espesor de concreto asfáltico* | Espesor de base emulsionada |
|----------------|---------------|---------------------------------------|-----------------------------|
| Tipo II | 350mm | 75mm | 275mm |
| Tipo III | 450mm | 75mm | 375mm |

* o mezcla en frío emulsionada tipo I recubierta por un tratamiento superficial.

-Determinación de espesores para pavimentos conformados con concreto asfáltico y base de agregados no tratados. Se utilizan las cartas de diseño nominadas A-5, A-6; A-11, A-12; A-17 y A-18 (unidad mm); A-23, A-24; A-29, A-30; A-35 y A-36 (unidad pulgadas) que fueron preparadas para determinar los espesores del concreto asfáltico que apoyará sobre agregados no tratadas. La calidad de los agregados que conformarán la subbase y base está indicada en la tabla I. Un mínimo espesor de 150mm se requiere para la capa base de superior calidad que apoyará sobre una subbase de inferior calidad. Las cartas de diseño

incluyen dos espesores para las capas conformadas por material no tratado: 150mm (figura 46) y 300mm (figura 47).

Los espesores de concreto asfálticos requeridos para carpeta y base que apoyarán sobre una capa de agregados no tratados se obtienen directamente de las cartas de diseño entrando con el M_r de la subrasante y el número de ejes (EAL), previa selección del gráfico adecuado en base a las temperaturas reinantes.

A continuación se indican los mínimos espesores de concreto asfáltico recomendados, en función del espectro de cargas estimados (EAL)

TABLA III

| EAL | CONDICIONES DEL TRÁNSITO | MINIMO ESPESOR DE CONCRETO ASFÁLTICO |
|-----------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| | Tránsito liviano en áreas | |
| # 10^4 | de parqueo, calles y caminos rurales | 75mm* |
| 10^4 - 10^6 | Tránsito de camiones medianos | 100mm |
| \$ 10^6 | Tránsito de camiones pesados | \$ 125mm |

* Para full-depth de concretos asfálticos o pavimentos de asfalto emulsionado, se requieren como mínimo 100mm para esas condiciones.

BASE DE AGREGADOS NO TRATADOS (ESPESOR 150mm)

MAAT 24°C

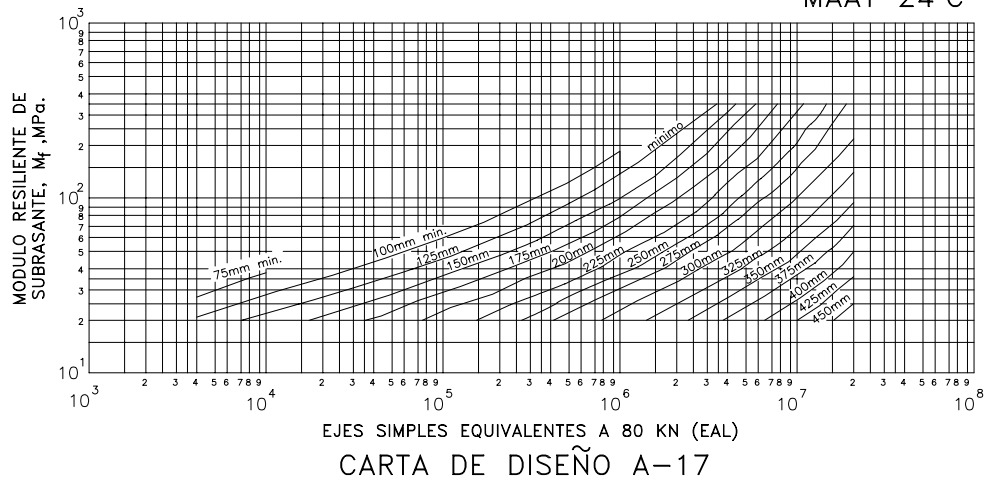


FIGURA 46

BASE AGREGADOS NO TRATADOS (ESPESOR 300mm)

MAAT 24°C

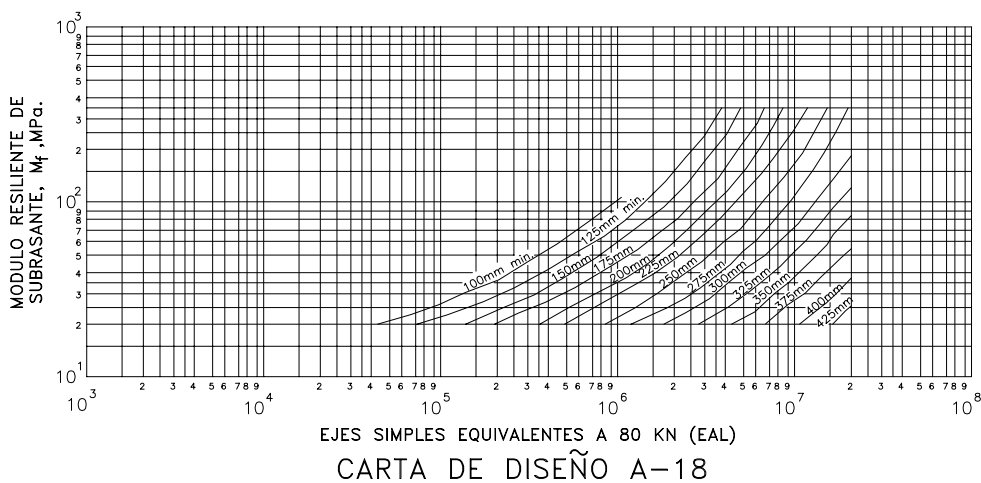


FIGURA 47

Las consideraciones que se hacen para diseños desde el punto de vista del congelamiento no se tienen en cuenta por las altas temperaturas que caracterizan a todo el país.

-Determinación de espesores para pavimentos conformados con mezclas en frío emulsionadas y base de agregados no tratados.

No han sido preparadas las cartas de diseño para este caso. Se recomienda seguir la siguiente metodología:

1- Diseñar un pavimento tipo full-depth (espesor = T_A) para la temperatura apropiada y las condiciones de tránsito (EAL) y subrasante (M_r). Se asume que se construirán 50mm (2") de capa superficial y se calculará el espesor de la base como: ($T_A - 50\text{mm}$ o $T_A - 2$ ").

2- Diseñar un pavimento para los mismo parámetros de diseño (EAL; M_r y Temperatura) utilizando el tipo de mezcla en frío emulsionada seleccionado (espesor = T_E). Se asume que se construirán 50mm (2") de capa superficial y se calculará el espesor de la base como: ($T_E - 50\text{mm}$ o $T_E - 2$ ").

3- Diseñar un pavimento para los mismos parámetros de diseño utilizando un concreto asfáltico y el espesor deseado de agregado no tratado (AC espesor = T_U).

4- Seleccionar del espesor de concreto asfáltico obtenido en el paso 3, la parte que va a ser reemplazada por mezcla en frío emulsionada ($T_U - AC_{\min}$), manteniendo siempre el mínimo espesor de concreto asfáltico especificado en la Tabla II.

5- Multiplicar este último espesor ($T_U - AC_{\min}$) por la relación entre los valores obtenidos en el paso 2, y en el paso 1, a fin de obtener el espesor de la base de mezcla en frío emulsionada (T_{EB}).

Resultando así la ecuación:

$$T_{EB} = (T_U - AC_{\min}) \frac{T_E - 2}{T_A - 2}$$

$$T_{EB} = (T_U - AC_{\min}) \frac{T_E - 50}{T_U - 50}$$

Siendo:

T_{EB} = espesor de base emulsionada (5)

T_U = espesor de concreto asfáltico usado para diseño con base de agregados no tratados (3)

AC_{\min} = mínimo espesor de concreto asfáltico requerido (4)

($T_E - 2$) o ($T_E - 50$) = espesor de base usado para diseñar con capa emulsionada (2)

($T_A - 2$) o ($T_A - 50$) = espesor de base usado para diseño de pavimento tipo full-depth (1).

A fin de aclarar la metodología a seguir, a título de ejemplo se desarrolla el diseño de un pavimento cuya capa de rodamiento es un concreto asfáltico, apoyado sobre una base de asfalto emulsionado tipo III, con una capa subyacente de 150mm de agregados no tratados; siendo los parámetros de diseño $T = 24^\circ\text{C}$; $M_r = 55,2 \text{ MPa}$ (8000psi) y $EAL = 10^5$.

1- Carta de diseño (A-13) (figura 42)

Full-depth (concreto asfáltico) $T_A = 175\text{mm}$; se asume: capa de rodamiento de concreto

asfáltico de 50mm.

Cabase = 175-50mm = 125mm.

2- Carta de diseño (A-16) (figura 45)

Espesor de la capa de asfalto emulsionado tipo III: $T_E = 275\text{mm}$; se asume: capa de rodamiento de concreto asfáltico de 50mm.

EA base = 275mm-50mm = 225mm

3- Carta de diseño (A-17) (figura 46)

Espesor del concreto asfáltico sobre una base no tratada de 150mm de espesor $T_U = 100\text{mm}$.

4- De la Tabla II, para $EAL = 10^5$ corresponde un espesor de concreto asfáltico mínimo de $CA_{\min} = 50\text{mm}$. Por lo tanto, reemplazando: $TU - CA_{\min} = 100\text{mm} - 50\text{mm} = 50\text{mm}$.

5- El espesor de la base emulsionada resulta:

$$T_{EB} = 50\text{mm} \frac{225\text{mm}}{125\text{mm}} = 90\text{mm}$$

Siendo el diseño final:

50mm de concreto asfáltico

90mm de mezcla en frío emulsionada tipo III

150mm de agregado no tratado

290mm ESPESOR TOTAL

C EJEMPLO ILUSTRATIVO

Parámetros de diseño

- 1) Análisis de tránsito
- 2) Módulo de la subrasante
- 3) Materiales disponibles
- 4) Condiciones climáticas

1) Análisis de tránsito

Asumiendo los siguientes datos:

TMDA = 2250 vehículos/trocha/día (año de habilitación) 24% de camiones.

Vida útil prevista para diseño, $n = 20$ años

Tasa de crecimiento: 4,0% anual

Número de camiones por año: 197.100 (año inicial)

| Tipo de Camión | No. de Camiones | | Factor de Equivalencia* | | Factor de Crecimiento* | | EAL ($N_{8,2\text{ton}}$) |
|-------------------------------|-----------------|---|-------------------------|-----------------------|------------------------|---|-----------------------------|
| 2 ejes, 4 ruedas | 84.7 | x | 3 | x | 298 | = | 7.6 |
| 2 ejes, 6 ruedas | 15.8 | x | 21 | x | 298 | = | 98.9 |
| 3 ejes ó más | 4 | x | 61 | x | 298 | = | 72.7 |
| Con acoplado y/o semiremolque | | | | | | | |
| 4 ejes ó menos | 9.8 | x | 62 | x | 298 | = | 181.1 |
| 5 ejes | 75.8 | x | 109 | x | 298 | = | 2.462.100 |
| 6 ejes ó más | 7 | x | 123 | x | 298 | = | 256.6 |
| $E = 197.100$ | | | | $N_{e,2}$ (de diseño) | | = | 3.079.000 |

* Factores de equivalencia calculados en base a información recopilada en varios Estados de U.S.A. y procesada por la U.S. Federal Highway Administration; corresponden a

sistema rural, carretera interestatal (ASPHALT INSTITUTE).

** Factor de crecimiento, para $n = 20$ años e

$i = 4,0\%$ anual.

$$G = \frac{(1+i)^n - 1}{i} = 29,8$$

Resultando: $N_{8,2} \text{ ton} = 3,1 \times 10^6$

2) Módulo de la subrasante

Asumiendo los valores consignados en el texto, en el ejemplo que se desarrolla para calcular el módulo de diseño de la subrasante, resulta para el nivel de tránsito asumido ($N_{8,2} = 3,1 \times 10^6$) $M_r = 8250 \text{ psi} = 56,7 \text{ MPa}$.

3) Materiales disponibles

De acuerdo a los materiales disponibles en la zona, se proyecta construir una base granular (VS \$ 80%), una subbase (VS \$ 20%) y las capas superiores de concreto asfáltico.

4) Condiciones climáticas

Suponiendo que el proyecto se desarrollara en una zona de clima cálido, se adopta una temperatura ambiente media anual de 24°C .

C Diseño estructural

Siendo los parámetros de diseño:

$$N_{8,2} = 3,1 \times 10^6$$

$$M_r = 8,250 \text{ psi} = 56,7 \text{ MPa}$$

$$\text{Temperatura ambiente media anual} = 24^\circ\text{C}$$

Considerando la posibilidad de conformar las capas subyacentes al concreto asfáltico con agregado no tratados, se utilizarán acorde a las condiciones climáticas, las cartas de diseño A-17 (espesor de base no tratada = 150mm) y A-18 (espesor de base no tratada = 300mm).

Resultando las dos alternativas que se indican:

| | |
|--------------------------------|-------|
| (1) | |
| Concreto asfáltico | 275mm |
| Base no tratada (VS \$ 80%) | 150mm |
| ESPESOR TOTAL | 425mm |
| (2) | |
| Concreto asfáltico | 200mm |
| Base no tratada (VS \$ 80%) | 150mm |
| Subbase no tratada (VS \$ 20%) | 150mm |
| ESPESOR TOTAL | 500mm |

METODO AASHTO

C INTRODUCCIÓN

En base a las experiencias realizadas en el AASHTO Road Test (1958-1959) se desarrolló una solución algorítmica que sirvió como criterio de diseño. La fórmula obtenida relaciona, mediante análisis estadísticos, la evolución del Índice de Serviciabilidad (PSI) con el tránsito soportado (W_{18}); siendo la ecuación formulada representativa del mejor ajuste a las condiciones medias de la pista experimental, en lo que se refiere a suelos, propiedades de los materiales, procesos constructivos y tránsito. En el nuevo método (1993 similar al de 1986) se ha tenido en cuenta la incertidumbre que se presenta en la predicción del tránsito y en los distintos niveles del comportamiento en servicio.

La ecuación original respondía a condiciones medias por lo que plantea la posibilidad que al cabo del período de diseño, un 50% del camino presente un Índice de Serviciabilidad inferior al previsto.

Habiéndose verificado que, con suficiente aproximación, el comportamiento del camino

vs. tránsito, sigue la distribución normal de Gauss, pueden aplicarse conceptos estadísticos para lograr una confiabilidad determinada. Las tres variables fundamentales consideradas para el concepto de confiabilidad son: condición del pavimento, número de ejes acumulados y comportamiento del pavimento.

La condición del pavimento que considera el método AASHTO, es el Índice de Serviciabilidad cuyo valor en un determinado momento depende del estado de la condición superficial (fallas, ahuellamiento y fisuras en el tramo que se considere).

El número de ejes acumulados es la sumatoria de las distintas cargas aplicadas, referidas a una carga standard de 18.000 libras/ejes simple.

En lo que se refiere al comportamiento real del pavimento, depende de la variación de los materiales, equipos y procesos constructivos, como así también de las condiciones climáticas.

Las variaciones debidas a la predicción del tránsito y al comportamiento real del pavimento se suman en un "error standard" de estimación (S_o), que se aplica directamente en el cálculo de espesores. Siendo Z_R el valor de la desviación standard normal para el grado de confiabilidad que se desee, se indican a continuación los valores de Z_R para distintos niveles:

| CONFIABILIDAD Desviación normal standard | |
|--|--------|
| R (%) | Z_R |
| 50 | -0,000 |
| 60 | -0,253 |
| 70 | -0,524 |
| 75 | -0,674 |
| 80 | -0,841 |
| 85 | -1,037 |
| 90 | -1,282 |
| 91 | -1,340 |
| 92 | -1,405 |
| 93 | -1,476 |
| 94 | -1,555 |
| 95 | -1,645 |

Para un nivel de confiabilidad determinado por ejemplo 90% en una distribución normal, sólo quedan 10% de puntos por debajo de la campana de Gauss, es decir con riesgo de falla. De la experiencia disponible se ha verificado que para pavimentos flexibles S_o se encuentra entre 0,40 y 0,50. Debe tenerse en cuenta que el diseñar para un alto grado de confiabilidad implica aumentar marcadamente los costos de construcción del pavimento.

En la figura 48 se indica el nomograma de diseño y la ecuación básica para estructuras de pavimentos flexibles. Siendo los variables que intervienen:

W_{18} = número de aplicaciones de ejes equivalentes de 18.000 lb.

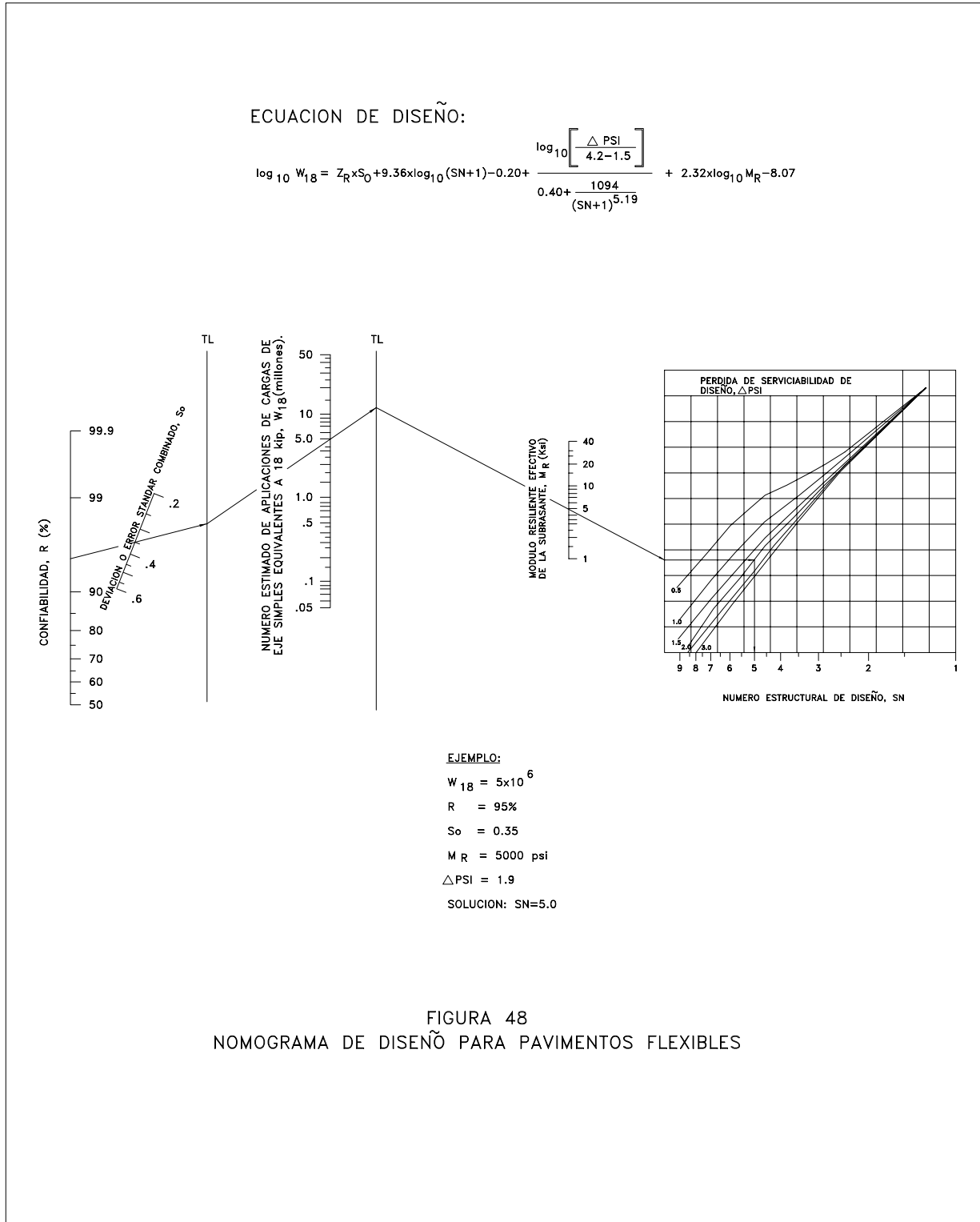
Z_R = desviación normal standard

S_o = error standard combinado

M_R = módulo resiliente de la subrasante

) PSI = Diferencia entre el Índice de Serviciabilidad inicial y final.

SN = número estructural del pavimento



El número estructural (SN) del pavimento representa la resistencia total del mismo para una determinada condición de la subrasante (M_R), para un tránsito específico (W_{18}) y para un Índice de Serviciabilidad definido al final de la vida útil. El SN debe convertirse a espesores reales mediante los coeficientes estructurales que representan los aportes de las distintas capas. Siendo:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

a_i = coeficiente de la capa i

D_i = espesor de la capa i

m_i = coeficiente que refleja la condición de drenaje de la capa i (no afecta a las capas asfálticas).

C PARÁMETROS DE DISEÑO

C Características de la subrasante

El módulo resiliente (M_R) de la subrasante (AASHTO T 294) se debe determinar en condiciones representativas de obra. Siendo las condiciones de humedad variables durante el año, se harán ensayos sobre el suelo en las distintas condiciones obteniéndose así diversos módulos. El efecto destructivo de las cargas variará a través de esos ciclos, por lo que se prevé un procedimiento de ponderación para obtener el M_R de diseño. Se define un factor u_f , que responde a la siguiente ecuación:

$$u_f = 1,18 \times 10^8 \times M_R^{-2,32}$$

[M_R] = psi

Dicho factor (u_f) correlaciona el efecto destructivo producto de las características variables del M_R generadas por congelamiento, deshielo, mayor o menor

humedad, etc. El M_R ponderado se obtiene calculando para las distintas estaciones el correspondiente factor (u_f). Del promedio de los mismos se obtiene el valor M_R ponderado para diseño.

$$M_R \text{ ponderado} = \left[\frac{u_f \text{ promedio}}{1,18 \times 10^8} \right]^{1/-2,32}$$

No contándose con los equipos de laboratorio requeridos para la determinación del módulo, el Manual recomienda relacionarlo con otros ensayos de uso generalizado como el CBR o el valor R de California (Hveem). Siendo para el CBR la relación indicada:

$$M_R \text{ (psi)} = 1500 \text{ CBR}$$

Los valores obtenidos empleando esta relación se consideran razonables para aplicar en suelos finos y cuyo CBR embebido no supere el 10%.

Cabe aclarar que no se debe tomar el menor CBR de los valores obtenidos de los suelos de traza, ya que ello implicaría agregar un factor adicional de seguridad.

El Manual explícitamente deja constancia que el diseño se debe efectuar con valores medios de M_R , resultantes de secciones homogéneas, ya que el criterio de confiabilidad considera las variaciones que pueden atribuirse a la variación del módulo.

C Drenaje

En el cálculo del número estructural (SN) se introduce, como ya se indicara, un coeficiente de drenaje (m) que tiene en cuenta las condiciones drenantes generales y

las correspondientes a cada capa; además el hecho de ponderar el módulo de la subrasante (M_R) para distintas condiciones de humedad durante el año, implica tener en cuenta los posible variaciones a que estará sujeta la

misma.

Para definir el valor que se adoptará para el factor "m" se debe tener en cuenta la calidad del sistema de drenaje proyectado para la obra, siendo:

| Calidad del drenaje | Agua eliminada en: |
|---------------------|--------------------|
| Excelente | 2 horas |
| Bueno | 1 día |
| Regular | 1 semana |
| Pobre | 1 mes |
| Muy malo | el agua no drena |

De acuerdo a la calidad del drenaje y al porcentaje de tiempo durante el año, en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación, se definen seguidamente los valores de m para

los distintos casos. Valores de m recomendados para modificar los coeficientes estructurales de bases y subbases no tratadas (granulares).

| Características del drenaje | Porcentaje del tiempo durante el año que la estructura del pavimento está expuesta a grados de humedad próxima a la saturación | | | |
|-----------------------------|--|-----------|-----------|-------------|
| | Menos de 1 % | 1-5 % | 5-25 % | Más de 25 % |
| Excelente | 1.40-1.35 | 1.35-1.30 | 1.30-1.20 | 1.20 |
| Bueno | 1.35-1.25 | 1.25-1.15 | 1.15-1.00 | 1.00 |
| Regular | 1.25-1.15 | 1.15-1.05 | 1.00-0.80 | 0.80 |
| Pobre | 1.15-1.05 | 1.05-0.80 | 0.80-0.60 | 0.60 |
| Muy malo | 1.05-0.95 | 0.95-0.75 | 0.75-0.40 | 0.40 |

C Evaluación de los materiales de las distintas capas.

Para la evaluación de los materiales que conforman las distintas capas, se correlacionan los valores de sus módulos elásticos con distintos ensayos y con los coeficientes estructurales (a_i) requeridos para la integración del número estructural (SN).

Se consideran cinco clases de capas de acuerdo al tipo y función de cada una de ellas, siendo: concreto asfáltico, base granular, subbase granular, bases tratadas con cemento y bases bituminosas.

•• Concreto asfáltico (capa de rodamiento).
En la figura 49 se reproduce el gráfico a utilizar para estimar el coeficiente de aporte estructural de un concreto asfáltico densamente graduado (a_1) en base a su módulo elástico a 20°C. Se recomienda precaución para módulos superiores a 450.000 psi, ya que si bien presentarán una mayor resistencia a la flexión, son más susceptibles a la figuración, ya sea térmica o por fatiga.

•• Bases granulares

En la figura 50 se reproduce el gráfico para estimar el coeficiente de aporte estructural de bases granulares (a_2), para diferentes ensayos de laboratorio, incluyendo el módulo resiliente de la base (E_{BS}). Las correlaciones utilizadas fueron:

$a_2 = 0,14$
 $E_{BS} = 30.000\text{psi}$
CBR – 100%
Valor R – 85

La relación utilizada para calcular el aporte (a_2) en base al módulo elástico (resiliente) es:

$$a_2 = 0,249 (\lg E_{BS}) - 0,977$$

Siendo E_{BS} función del estado de tensiones (2) dentro de la capa, se define como:

$$E_{BS} = f(k_1, 2, k_2)$$

γ = estado de tensiones o suma de las tensiones principales $F_1 + F_2 + F_3$ (psi)

k_1, k_2 = constantes determinadas por regresión que dependen del tipo de material. Siendo los valores típicos para material de base:

$$k_1 = 3000 \text{ a } 8000$$

$$k_2 = 0,5 \text{ a } 0,7$$

De acuerdo al AASHTO Road Test, para los módulos (E_{BS} en psi) para base corresponden los siguientes valores, de acuerdo a su contenido de humedad:

| ESTADO DE HUMEDAD | ECUACION | ESTADO DE TENSIONES (psi) | | | |
|-------------------|----------------------|---------------------------|---------------|---------------|---------------|
| | | $\gamma = 5$ | $\gamma = 10$ | $\gamma = 20$ | $\gamma = 30$ |
| SECO | $8.000 \gamma^{0,6}$ | 21.012 | 31.848 | 48.273 | 61.569 |
| HUMEDO | $4.000 \gamma^{0,6}$ | 10.506 | 15.924 | 24.136 | 30.784 |
| MUY HUMEDO | $3.200 \gamma^{0,6}$ | 8.404 | 12.739 | 19.309 | 24.627 |

El valor de módulo de base (E_{BS}) no sólo es función de la humedad, sino también del estado de tensiones de la capa (γ), que depende del módulo resiliente de la

subrasante y del espesor de la capa de rodamiento. Siendo los valores típicos a usar para diseño:

| ESPESOR DEL CONCRETO ASFALTICO (pulgadas) | MODULO RESILIENTE DE LA SUBRASANTE (psi) | | |
|---|--|-----|----|
| | 3000 | 7.5 | 15 |
| < 2 | 20 | 25 | 30 |
| 2-4 | 10 | 15 | 20 |
| 4-6 | 5 | 10 | 15 |
| >6 | 5 | 5 | 5 |

COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE LA CAPA,
 a_1 , PARA UNA CARPETA DE RODAMIENTO
DE CONCRETO ASFALTICO.

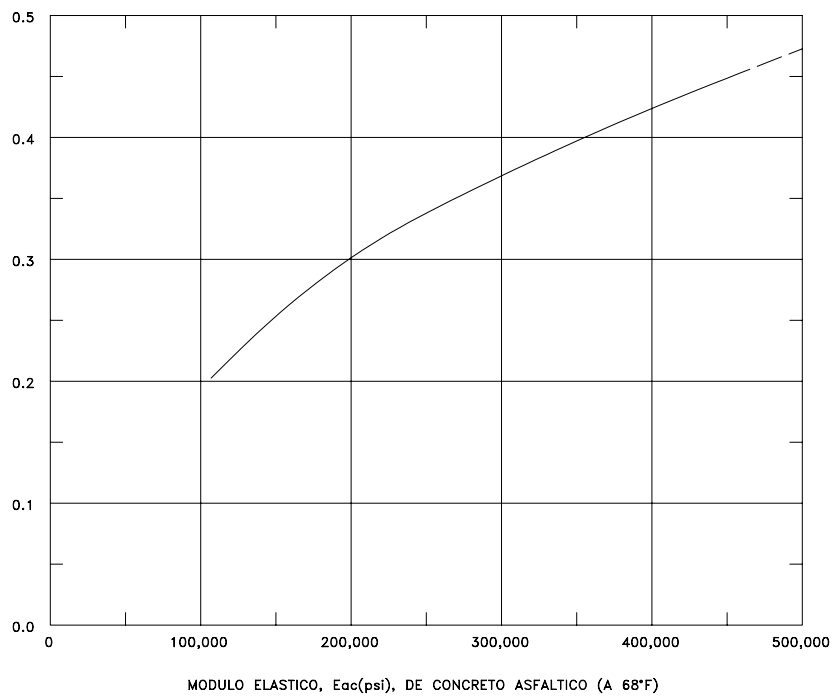
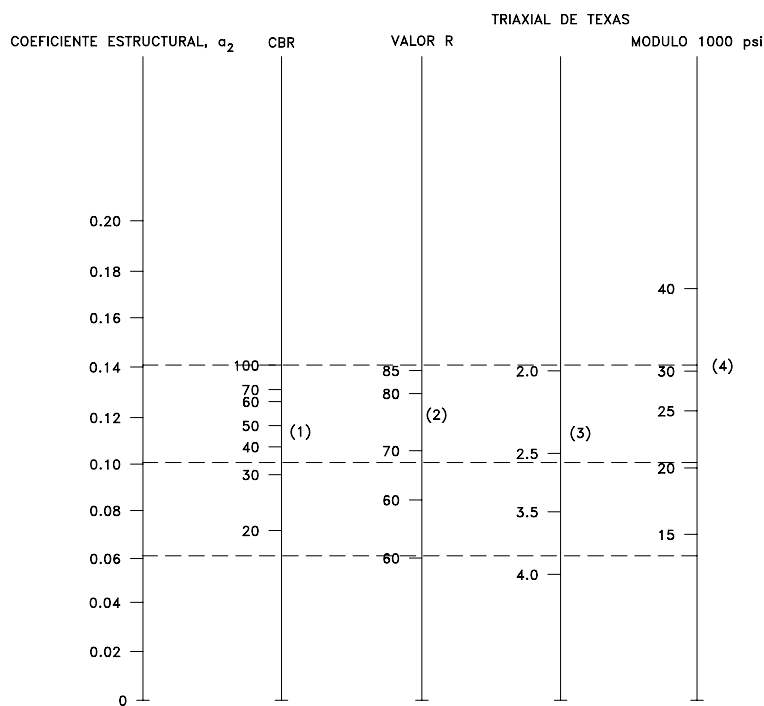


FIGURA 49
GRAFICO PARA ESTIMAR EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL
DE CONCRETOS ASFALTICOS DENSAMENTE GRADUADOS,
EN BASE AL MODULO ELASTICO



- (1) ESCALA DERIVADA DE CORRELACIONES PROMEDIOS OBTENIDAS EN ILLINOIS.
- (2) ESCALA DERIVADA DE CORRELACIONES PROMEDIOS OBTENIDAS EN EL ASPHALT INSTITUTE, CALIFORNIA, NEW MEXICO Y WYOMING.
- (3) ESCALA DERIVADA DE CORRELACIONES PROMEDIOS OBTENIDAS EN TEXAS.
- (4) ESCALA DERIVADA DE NCHRP, PROYECTOS.

FIGURA 50
 VARIACION DEL COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE BASE GRANULAR (a_2) EN BASE A VARIOS PARAMETROS DE RESISTENCIA.

Para valores intermedios del módulo de subrasante se permite interpolar

•• Subbase granular

En la figura 51 se reproduce el gráfico para estimar el coeficiente de aporte estructural de subbases granulares (a_3), para distintos ensayos de laboratorio, incluyendo el módulo resiliente de subbase. Las correlaciones utilizadas fueron:

$$a_3 = 0,11$$

$$E_{SB} = 15.000 \text{ psi}$$

$$\text{CBR} = 30\%$$

$$\text{Valor R} = 60\%$$

La relación que vincula al módulo (E_{SB}) con el coeficiente de aporte (a_3), es similar a la que se indicó para base granular:

$$a_3 = 0,227 (\lg E_{SB}) - 0,839$$

Siendo también $E_{SB} = f(k_1, \gamma, k_2)$, los valores típicos de las constantes obtenidas por regresión son:

$$k_1 = 1.500 \text{ a } 6.000$$

$$k_2 = 0,4 \text{ a } 0,6$$

Los valores de E_{SB} obtenidos del AASHO Road Test, se indican a continuación:

| ESTADO DE HUMEDAD | RELACIÓN DESARROLLADA | ESTADO DE TENSIONES (psi) | | |
|-------------------|----------------------------|---------------------------|----------------|---------------|
| | | $\gamma = 5$ | $\gamma = 7.5$ | $\gamma = 10$ |
| HUMEDO | $M_R = 5.400 \gamma^{0.6}$ | 14.183 | 18.09 | 21.497 |
| MUY HUMEDO | $M_p = 4.600 \gamma^{0.6}$ | 12.082 | 15.41 | 18.312 |

Para espesor de subbases variables entre 6 y 12 pulgadas, se muestra como guía los valores que corresponden al estado de

tensiones (γ), que se seleccionaron para estimar el valor del módulo.

| ESPESOR DEL CONCRETO ASFALTICO (pulgadas) | ESTADO DE TENSIONES (psi) |
|---|---------------------------|
| < 2 | 10 |
| 2-4 | 7.5 |
| > 4 | 5 |

•• Bases tratadas con cemento

En la figura 52 se reproduce el gráfico que permite estimar el coeficiente estructural (a_2) de una capa de base tratada con cemento, mediante su módulo elástico (E_{BS}) o alternativamente la resistencia a la compresión inconfínada a los 7 días (en psi).

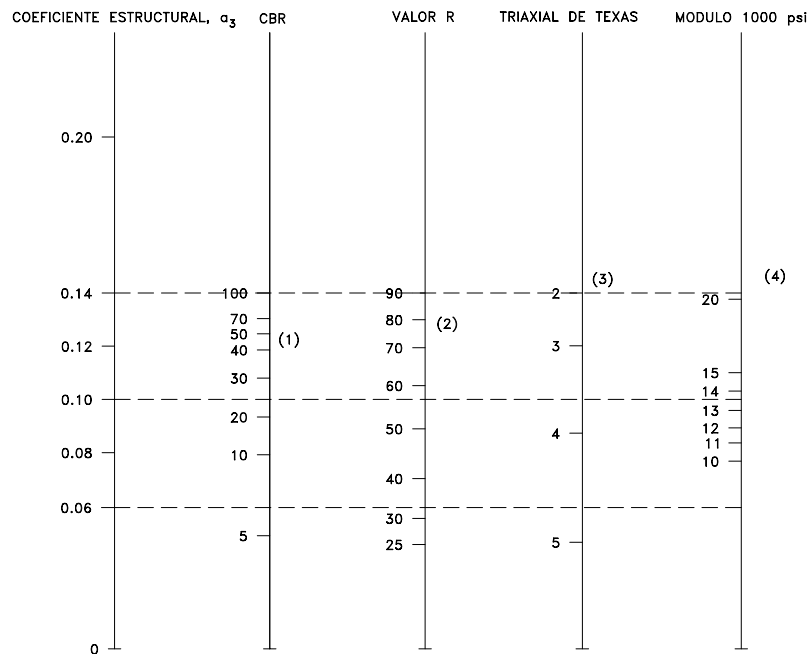
módulo elástico (E_{BS}) o alternativamente su estabilidad Marshall (en libras).

C Tránsito

Como en el resto de los métodos de diseño, las cargas del tránsito deben ser convertidas a un número equivalente de cargas por eje simple de 18.000 libras.

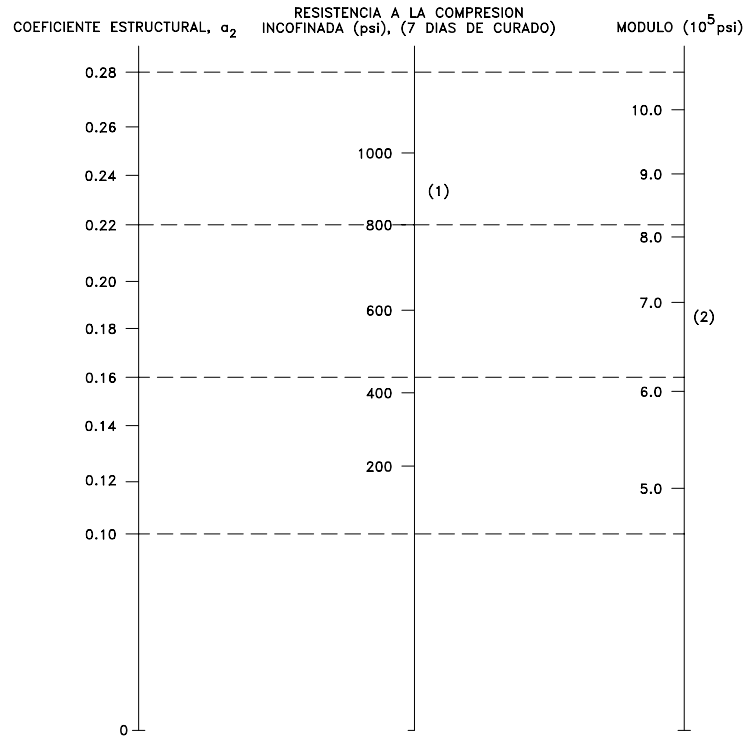
•• Bases tratadas con bitumen

En la figura 53 se reproduce el gráfico para estimar el coeficiente de aporte de una capa de base tratada con bitumen mediante su



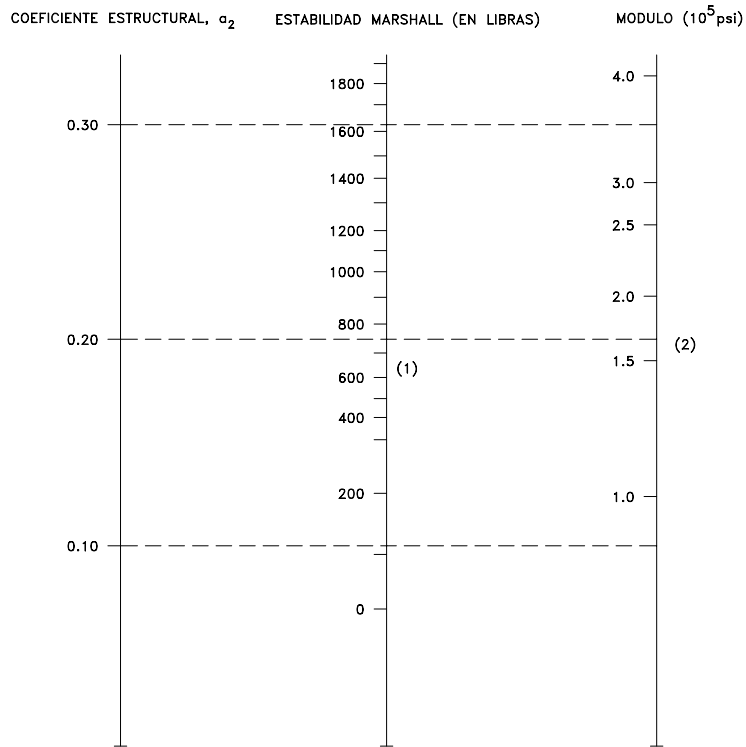
- (1) ESCALA DERIVADA DE CORRELACIONES PROMEDIOS OBTENIDAS EN ILLINOIS.
- (2) ESCALA DERIVADA DE CORRELACIONES PROMEDIOS OBTENIDAS EN EL ASPHALT INSTITUTE, CALIFORNIA, NEW MEXICO Y WYOMING.
- (3) ESCALA DERIVADA DE CORRELACIONES PROMEDIOS OBTENIDAS EN TEXAS.
- (4) ESCALA DERIVADA DE NCHRP, PROYECTOS.

FIGURA 51
 VARIACION DEL COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE SUBBASE GRANULAR (a_3) EN BASE A VARIOS PARAMETROS DE RESISTENCIA.



(1) ESCALA DERIVADA DE CORRELACIONES PROMEDIOS OBTENIDAS EN ILLINOIS, LOUISIANA Y TEXAS.
 (2) ESCALA DERIVADA DE NCHRP, PROYECTO.

FIGURA 52
 VARIACION DEL COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE BASES
 TRATADAS CON CEMENTO EN BASE A PARAMETROS DE RESISTENCIA.



(1) ESCALA DERIVADA DE CORRELACIONES PROMEDIOS OBTENIDAS EN ILLINOIS.
 (2) ESCALA DERIVADA DE NCHRP, PROYECTO.

FIGURA 53
 VARIACION DEL COEFICIENTE ESTRUCTURAL (a_2) PARA BASES
 TRATADAS CON BITUMEN, EN BASE A PARAMETROS DE RESISTENCIA.

El factor de equivalencia de carga representa la relación del número de repeticiones de cualquier carga por eje y configuración de ejes (simple, tandem y triple) necesarios para provocar una reducción en el PSI semejante a la de un eje simple de 18.000 libras. En el Manual se adjuntan tablas (D_1 a D_9) de factores de equivalencia, para distintas capacidad estructural (SN), configuración de ejes, y valores de Indices de Serviciabilidad terminal de 2,0; 2,5 y 3,0.

Para la predicción del tránsito que solicitará a la calzada durante el período de diseño se debe contar con la serie histórica, que se adecuará para su proyección con los factores del crecimiento y cambios esperados. La información típica incluye: la distribución de pesos por eje en intervalos de 2000 libras; el factor de equivalencia para todos los camiones pesados (ESAL); el factor de equivalencia por 1000 camiones pesados por tipo de camión; el factor de equivalencia para todos los camiones contados y el porcentaje de distribución del factor de equivalencia por tipo de camión.

A fin de poder determinar el número de ejes equivalentes a 18.000 lb que solicitarán a la calzada (ESAL) que se utilizará para diseño, se debe asumir un número estructural (SN) para pavimentos flexibles (tablas D_1 a D_9)

o un espesor de losa (D) para pavimentos rígidos (Tablas D_{10} a D_{18}). La utilización de un SN = 5 o D = 9 pulgadas normalmente dan resultados lo suficientemente seguros para este propósito, aunque el resultado final del diseño sea diferente al asumido. Cuando se deseen resultados más exactos y el diseño calculado resulte apreciablemente distinto al asumido (1 pulgada de diferencia en el espesor del concreto asfáltico o de la losa), se debe recalculer el número de ejes y determinar el diseño estructural para el nuevo valor. El procedimiento se debe reiterar hasta que el valor asumido y el resultante del diseño alcancen el ajuste deseado.

Si el número de ejes equivalentes representa al total de vehículos, correspondientes a todos los carriles y a ambas direcciones de viaje, a fines de diseño, este número se debe distribuir por dirección y por carril. Generalmente a la distribución direccional (D_D) se le asigna un 50% para cada sentido, salvo casos especiales en que se requiera la aplicación de otras distribución (alto porcentaje de camiones cargados en un sentido y elevado volumen de camiones vacíos en la otra dirección). En lo relativo a la distribución por carriles (D_L), se recomienda los siguientes porcentajes en función de números de carriles por cada dirección:

| Número de carriles en ambas direcciones | Porcentaje de ejes de 18.000 lb (ESAL) para carril de diseño |
|---|--|
| 1 | 100 |
| 2 | 80-100 |
| 3 | 60-80 |
| 4 | 50-75 |

En las figuras 54,55 y 56 se transcriben las tablas D4, D5 y D6, que corresponden a los factores de equivalencia para pavimentos

flexibles para ejes simples, tandem y triples respectivamente y un PSI terminal de 2,5, ya que son las tablas que usualmente se aplican.

Tabla D.1 - Factor de Equivalencia de Carga para Eje Simple y $PSI_F = 2.0$

| Carga por Eje (kips) | Número Estructural (SN) | | | | | |
|-------------------------|-------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 2 | .0002 | .0002 | .0002 | .0002 | .0002 | .0002 |
| 4 | .002 | .003 | .002 | .002 | .002 | .002 |
| 6 | .009 | .012 | .011 | .010 | .009 | .009 |
| 8 | .030 | .035 | .036 | .033 | .031 | .029 |
| 10 | .075 | .085 | .090 | .085 | .079 | .076 |
| 12 | .165 | .177 | .189 | .183 | .174 | .168 |
| 14 | .325 | .338 | .354 | .350 | .338 | .331 |
| 16 | .589 | .598 | .613 | .612 | .603 | .596 |
| 18 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| 20 | 1.61 | 1.59 | 1.56 | 1.55 | 1.57 | 1.59 |
| 22 | 2.49 | 2.44 | 2.35 | 2.31 | 2.35 | 2.41 |
| 24 | 3.71 | 3.62 | 3.43 | 3.33 | 3.40 | 3.51 |
| 26 | 5.36 | 5.21 | 4.88 | 4.68 | 4.77 | 4.96 |
| 28 | 7.54 | 7.31 | 6.78 | 6.42 | 6.52 | 6.83 |
| 30 | 10.4 | 10.0 | 9.2 | 8.6 | 8.7 | 9.2 |
| 32 | 14.0 | 13.5 | 12.4 | 11.5 | 11.5 | 12.1 |
| 34 | 18.5 | 17.9 | 16.3 | 15.0 | 14.9 | 15.6 |
| 36 | 24.2 | 23.3 | 21.2 | 19.3 | 19.0 | 19.9 |
| 38 | 31.1 | 29.9 | 27.1 | 24.6 | 24.0 | 25.1 |
| 40 | 39.6 | 38.0 | 34.3 | 30.9 | 30.0 | 31.2 |
| 42 | 49.7 | 47.7 | 43.0 | 38.6 | 37.2 | 38.5 |
| 44 | 61.8 | 59.3 | 53.4 | 47.6 | 45.7 | 47.1 |
| 46 | 76.1 | 73.0 | 65.6 | 58.3 | 55.7 | 57.0 |
| 48 | 92.9 | 89.1 | 80.0 | 70.9 | 67.3 | 68.6 |
| 50 | 113. | 108. | 97. | 86. | 81. | 82 |

Tabla D.2 - Factor de Equivalencia de Carga para Eje Tandem y $PSI_F = 2.0$

| Carga por Eje (kips) | Número Estructural (SN) | | | | | |
|-------------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 |
| 6 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 |
| 8 | 0.003 | 0.003 | 0.003 | 0.003 | 0.003 | 0.002 |
| 10 | 0.007 | 0.008 | 0.008 | 0.007 | 0.006 | 0.006 |
| 12 | 0.013 | 0.016 | 0.016 | 0.014 | 0.013 | 0.012 |
| 14 | 0.24 | 0.029 | 0.029 | 0.026 | 0.024 | 0.023 |
| 16 | 0.041 | 0.048 | 0.05 | 0.046 | 0.042 | 0.04 |
| 18 | 0.066 | 0.077 | 0.081 | 0.075 | 0.069 | 0.066 |
| 20 | 0.103 | 0.117 | 0.124 | 0.117 | 0.109 | 0.105 |
| 22 | 0.156 | 0.171 | 0.183 | 0.174 | 0.164 | 0.158 |
| 24 | 0.227 | 0.244 | 0.26 | 0.252 | 0.239 | 0.231 |
| 26 | 0.322 | 0.34 | 0.36 | 0.353 | 0.338 | 0.329 |
| 28 | 0.447 | 0.465 | 0.487 | 0.481 | 0.466 | 0.455 |
| 30 | 0.607 | 0.623 | 0.646 | 0.643 | 0.627 | 0.617 |
| 32 | 0.81 | 0.823 | 0.843 | 0.842 | 0.829 | 0.819 |
| 34 | 1.06 | 1.07 | 1.08 | 1.08 | 1.08 | 1.07 |
| 36 | 1.38 | 1.38 | 1.38 | 1.38 | 1.38 | 1.38 |
| 38 | 1.76 | 1.75 | 1.73 | 1.72 | 1.73 | 1.74 |
| 40 | 2.22 | 2.19 | 2.15 | 2.13 | 2.16 | 2.18 |
| 42 | 2.77 | 2.73 | 2.64 | 2.62 | 2.66 | 2.7 |
| 44 | 3.42 | 3.36 | 3.23 | 3.18 | 3.24 | 3.31 |
| 46 | 4.2 | 4.11 | 3.92 | 3.83 | 3.91 | 4.02 |
| 48 | 5.1 | 4.98 | 4.72 | 4.58 | 4.68 | 4.83 |
| 50 | 6.15 | 5.99 | 5.64 | 5.44 | 5.56 | 5.77 |
| 52 | 7.37 | 7.16 | 6.71 | 6.43 | 6.56 | 6.83 |
| 54 | 8.77 | 8.51 | 7.93 | 7.55 | 7.69 | 8.03 |
| 56 | 10.4 | 10.1 | 9.3 | 8.8 | 9 | 9.4 |
| 58 | 12.2 | 11.8 | 10.9 | 10.3 | 10.4 | 10.9 |
| 60 | 14.3 | 13.8 | 12.7 | 11.9 | 12 | 12.6 |
| 62 | 16.6 | 16 | 14.7 | 13.7 | 13.8 | 14.5 |
| 64 | 19.3 | 18.6 | 17 | 15.8 | 15.8 | 16.6 |
| 66 | 22.2 | 21.4 | 19.6 | 18 | 18 | 18.9 |
| 68 | 25.5 | 24.6 | 22.4 | 20.6 | 20.5 | 21.5 |
| 70 | 29.2 | 28.1 | 25.6 | 23.4 | 23.2 | 24.3 |
| 72 | 33.3 | 32 | 29.1 | 26.5 | 26.2 | 27.4 |
| 74 | 37.8 | 36.4 | 33 | 30 | 29.4 | 30.8 |
| 76 | 42.8 | 41.2 | 37.3 | 33.8 | 33.1 | 34.5 |
| 78 | 48.4 | 46.5 | 42 | 38 | 37 | 38.6 |
| 80 | 54.4 | 52.3 | 47.2 | 42.5 | 41.3 | 43 |
| 82 | 61.1 | 58.7 | 52.9 | 47.6 | 46 | 47.8 |
| 84 | 68.4 | 65.7 | 59.2 | 53 | 51.2 | 53 |
| 86 | 76.3 | 73.3 | 66 | 59 | 56.8 | 58.6 |
| 88 | 85 | 81.6 | 73.4 | 65.5 | 62.8 | 64.7 |
| 90 | 94.4 | 90.6 | 81.5 | 72.6 | 69.4 | 71.3 |

Tabla D.3 - Factor de Equivalencia de Carga para Eje Triple y $PSI_F = 2.0$

| Carga por Eje (kips) | Número Estructural (SN) | | | | | |
|-------------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 2 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0001 |
| 6 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0003 |
| 8 | 0.0009 | 0.001 | 0.0009 | 0.0008 | 0.0007 | 0.0007 |
| 10 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.001 |
| 12 | 0.004 | 0.004 | 0.004 | 0.003 | 0.003 | 0.003 |
| 14 | 0.006 | 0.007 | 0.007 | 0.006 | 0.006 | 0.005 |
| 16 | 0.01 | 0.012 | 0.012 | 0.01 | 0.009 | 0.009 |
| 18 | 0.016 | 0.019 | 0.019 | 0.017 | 0.015 | 0.015 |
| 20 | 0.024 | 0.029 | 0.029 | 0.026 | 0.024 | 0.023 |
| 22 | 0.034 | 0.042 | 0.042 | 0.038 | 0.035 | 0.034 |
| 24 | 0.049 | 0.058 | 0.06 | 0.055 | 0.051 | 0.048 |
| 26 | 0.068 | 0.08 | 0.083 | 0.077 | 0.071 | 0.068 |
| 28 | 0.093 | 0.107 | 0.113 | 0.105 | 0.098 | 0.094 |
| 30 | 0.125 | 0.14 | 0.149 | 0.14 | 0.131 | 0.126 |
| 32 | 0.164 | 0.182 | 0.194 | 0.184 | 0.173 | 0.167 |
| 34 | 0.213 | 0.233 | 0.248 | 0.238 | 0.225 | 0.217 |
| 36 | 0.273 | 0.294 | 0.313 | 0.303 | 0.288 | 0.279 |
| 38 | 0.346 | 0.368 | 0.39 | 0.381 | 0.364 | 0.353 |
| 40 | 0.434 | 0.456 | 0.481 | 0.473 | 0.454 | 0.443 |
| 42 | 0.538 | 0.56 | 0.587 | 0.58 | 0.561 | 0.548 |
| 44 | 0.662 | 0.682 | 0.71 | 0.705 | 0.686 | 0.673 |
| 46 | 0.807 | 0.825 | 0.852 | 0.849 | 0.831 | 0.818 |
| 48 | 0.976 | 0.992 | 1.015 | 1.014 | 0.999 | 0.987 |
| 50 | 1.17 | 1.18 | 1.2 | 1.2 | 1.19 | 1.18 |
| 52 | 1.4 | 1.4 | 1.42 | 1.42 | 1.41 | 1.4 |
| 54 | 1.66 | 1.66 | 1.66 | 1.66 | 1.66 | 1.66 |
| 56 | 1.95 | 1.95 | 1.93 | 1.93 | 1.94 | 1.94 |
| 58 | 2.29 | 2.27 | 2.24 | 2.23 | 2.25 | 2.27 |
| 60 | 2.67 | 2.64 | 2.59 | 2.57 | 2.6 | 2.63 |
| 62 | 3.1 | 3.06 | 2.98 | 2.95 | 2.99 | 3.04 |
| 64 | 3.59 | 3.53 | 3.41 | 3.37 | 3.42 | 3.49 |
| 66 | 4.13 | 4.05 | 3.89 | 3.83 | 3.9 | 3.99 |
| 68 | 4.73 | 4.63 | 4.43 | 4.34 | 4.42 | 4.54 |
| 70 | 5.4 | 5.28 | 5.03 | 4.9 | 5 | 5.15 |
| 72 | 6.15 | 6 | 5.68 | 5.52 | 5.63 | 5.82 |
| 74 | 6.97 | 6.79 | 6.41 | 6.2 | 6.33 | 6.56 |
| 76 | 7.88 | 7.67 | 7.21 | 6.94 | 7.08 | 7.36 |
| 78 | 8.88 | 8.63 | 8.09 | 7.75 | 7.9 | 8.23 |
| 80 | 9.98 | 9.69 | 9.05 | 8.63 | 8.79 | 9.18 |
| 82 | 11.2 | 10.8 | 10.1 | 9.6 | 9.8 | 10.2 |
| 84 | 12.5 | 12.1 | 11.2 | 10.6 | 10.8 | 11.3 |
| 86 | 13.9 | 13.5 | 12.5 | 11.8 | 11.9 | 12.5 |
| 88 | 15.5 | 15 | 13.8 | 13 | 13.2 | 13.8 |
| 90 | 17.2 | 16.6 | 15.3 | 14.3 | 14.5 | 15.2 |

Tabla D4: Factor de equivalencia de carga por eje para pavimentos flexibles, eje simple y PSIt = 2.5

| Carga por eje (kips) | Número estructural | | | | | |
|-------------------------|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 2 | 0.0004 | 0.0004 | 0.0003 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 |
| 4 | 0.003 | 0.004 | 0.004 | 0.003 | 0.002 | 0.002 |
| 6 | 0.011 | 0.017 | 0.017 | 0.013 | 0.010 | 0.009 |
| 8 | 0.032 | 0.047 | 0.051 | 0.041 | 0.034 | 0.031 |
| 10 | 0.078 | 0.102 | 0.118 | 0.102 | 0.088 | 0.080 |
| 12 | 0.168 | 0.198 | 0.229 | 0.213 | 0.189 | 0.176 |
| 14 | 0.328 | 0.358 | 0.399 | 0.388 | 0.360 | 0.342 |
| 16 | 0.591 | 0.613 | 0.646 | 0.645 | 0.623 | 0.606 |
| 18 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 20 | 1.610 | 1.570 | 1.490 | 1.470 | 1.510 | 1.550 |
| 22 | 2.480 | 2.380 | 2.170 | 2.090 | 2.180 | 2.300 |
| 24 | 3.690 | 3.490 | 3.090 | 2.890 | 3.030 | 3.270 |
| 26 | 5.330 | 4.990 | 4.310 | 3.910 | 4.090 | 4.480 |
| 28 | 7.490 | 6.980 | 5.900 | 5.210 | 5.390 | 5.980 |
| 30 | 10.30 | 9.500 | 7.900 | 6.800 | 7.000 | 7.800 |
| 32 | 13.90 | 12.80 | 10.50 | 8.800 | 8.900 | 10.00 |
| 34 | 18.40 | 16.90 | 13.70 | 11.30 | 11.20 | 12.50 |
| 36 | 24.00 | 22.00 | 17.70 | 14.40 | 13.90 | 15.50 |
| 38 | 30.90 | 28.30 | 22.60 | 18.10 | 17.20 | 19.00 |
| 40 | 39.30 | 35.90 | 28.50 | 22.50 | 21.10 | 23.00 |
| 42 | 49.30 | 45.00 | 35.60 | 27.80 | 25.60 | 27.70 |
| 44 | 61.30 | 55.90 | 44.00 | 34.00 | 31.00 | 33.10 |
| 46 | 75.50 | 68.80 | 54.00 | 41.40 | 37.20 | 39.30 |
| 48 | 92.20 | 83.90 | 65.70 | 50.10 | 44.50 | 46.50 |
| 50 | 112.00 | 102.0 | 79.00 | 60.00 | 53.00 | 55 |

Tabla D5: Factor de equivalencia de carga por eje para pavimentos flexibles, eje tandem y PSIt = 2.5

| Carga por eje (kips) | Número estructural | | | | | |
|-------------------------|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 2 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 4 | 0.0005 | 0.0005 | 0.0004 | 0.0003 | 0.0003 | 0.0002 |
| 6 | 0.002 | 0.002 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001 |
| 8 | 0.004 | 0.006 | 0.005 | 0.004 | 0.003 | 0.003 |
| 10 | 0.008 | 0.013 | 0.011 | 0.009 | 0.007 | 0.006 |
| 12 | 0.015 | 0.024 | 0.023 | 0.018 | 0.014 | 0.013 |
| 14 | 0.026 | 0.041 | 0.042 | 0.033 | 0.027 | 0.024 |
| 16 | 0.044 | 0.065 | 0.070 | 0.057 | 0.047 | 0.043 |
| 18 | 0.070 | 0.097 | 0.109 | 0.092 | 0.077 | 0.070 |
| 20 | 0.107 | 0.141 | 0.162 | 0.141 | 0.121 | 0.110 |
| 22 | 0.160 | 0.198 | 0.229 | 0.207 | 0.180 | 0.166 |
| 24 | 0.231 | 0.273 | 0.315 | 0.292 | 0.260 | 0.242 |
| 26 | 0.327 | 0.370 | 0.420 | 0.401 | 0.364 | 0.342 |
| 28 | 0.451 | 0.493 | 0.548 | 0.534 | 0.495 | 0.470 |
| 30 | 0.611 | 0.648 | 0.703 | 0.695 | 0.658 | 0.633 |
| 32 | 0.813 | 0.843 | 0.889 | 0.887 | 0.857 | 0.834 |
| 34 | 1.060 | 1.080 | 1.110 | 1.110 | 1.090 | 1.080 |
| 36 | 1.380 | 1.380 | 1.380 | 1.380 | 1.380 | 1.380 |
| 38 | 1.750 | 1.730 | 1.690 | 1.680 | 1.700 | 1.730 |
| 40 | 2.210 | 2.160 | 2.060 | 2.030 | 2.080 | 2.140 |
| 42 | 2.760 | 2.670 | 2.490 | 2.430 | 2.510 | 2.610 |
| 44 | 3.410 | 3.270 | 2.990 | 2.880 | 3.000 | 3.160 |
| 46 | 4.180 | 3.980 | 3.580 | 3.400 | 3.550 | 3.790 |
| 48 | 5.080 | 4.800 | 4.250 | 3.980 | 4.170 | 4.490 |
| 50 | 6.120 | 5.760 | 5.030 | 4.640 | 4.860 | 5.280 |
| 52 | 7.330 | 6.870 | 5.930 | 5.380 | 5.630 | 6.170 |
| 54 | 8.720 | 8.140 | 6.950 | 6.220 | 6.470 | 7.150 |
| 56 | 10.30 | 9.600 | 8.100 | 7.200 | 7.400 | 8.200 |
| 58 | 12.10 | 11.30 | 9.400 | 8.200 | 8.400 | 9.400 |
| 60 | 14.20 | 13.10 | 10.90 | 9.400 | 9.600 | 10.70 |
| 62 | 16.50 | 15.30 | 12.60 | 10.70 | 10.80 | 12.10 |
| 64 | 19.10 | 17.60 | 14.50 | 12.20 | 12.20 | 13.70 |
| 66 | 22.10 | 20.30 | 16.60 | 13.80 | 13.70 | 15.40 |
| 68 | 25.30 | 23.30 | 18.90 | 15.60 | 15.40 | 17.20 |
| 70 | 29.00 | 26.60 | 21.50 | 17.60 | 17.20 | 19.20 |
| 72 | 33.00 | 30.30 | 24.40 | 19.80 | 19.20 | 21.30 |
| 74 | 37.50 | 34.40 | 27.60 | 22.20 | 21.30 | 23.60 |
| 76 | 42.50 | 38.90 | 31.10 | 24.80 | 23.70 | 26.10 |
| 78 | 48.00 | 43.90 | 35.00 | 27.80 | 26.20 | 28.80 |
| 80 | 54.00 | 49.40 | 39.20 | 30.90 | 29.00 | 31.70 |
| 82 | 60.60 | 55.40 | 43.90 | 34.40 | 32.00 | 34.80 |
| 84 | 67.80 | 61.90 | 49.00 | 38.20 | 35.30 | 38.10 |
| 86 | 75.70 | 69.10 | 54.50 | 42.30 | 38.80 | 41.70 |
| 88 | 84.30 | 76.90 | 60.60 | 46.80 | 42.60 | 45.60 |
| 90 | 93.70 | 85.40 | 67.10 | 51.70 | 46.80 | 49.7 |

Tabla D6: Factor de equivalencia de carga por eje para pavimentos flexibles, eje triple y PSI = 2.5

| Carga por eje (kips) | Número estructural | | | | | |
|-------------------------|--------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 2 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 | 0.0000 |
| 4 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0001 |
| 6 | 0.001 | 0.0007 | 0.0005 | 0.0004 | 0.0003 | 0.0003 |
| 8 | 0.001 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 |
| 10 | 0.003 | 0.004 | 0.003 | 0.002 | 0.002 | 0.002 |
| 12 | 0.005 | 0.007 | 0.006 | 0.004 | 0.003 | 0.003 |
| 14 | 0.008 | 0.012 | 0.010 | 0.008 | 0.006 | 0.006 |
| 16 | 0.012 | 0.019 | 0.018 | 0.013 | 0.011 | 0.010 |
| 18 | 0.018 | 0.029 | 0.028 | 0.021 | 0.017 | 0.016 |
| 20 | 0.027 | 0.042 | 0.042 | 0.032 | 0.027 | 0.024 |
| 22 | 0.038 | 0.058 | 0.060 | 0.048 | 0.040 | 0.036 |
| 24 | 0.053 | 0.078 | 0.084 | 0.068 | 0.057 | 0.051 |
| 26 | 0.072 | 0.103 | 0.114 | 0.095 | 0.080 | 0.072 |
| 28 | 0.098 | 0.133 | 0.151 | 0.128 | 0.109 | 0.099 |
| 30 | 0.129 | 0.169 | 0.195 | 0.170 | 0.145 | 0.133 |
| 32 | 0.169 | 0.213 | 0.247 | 0.220 | 0.191 | 0.175 |
| 34 | 0.219 | 0.266 | 0.308 | 0.281 | 0.246 | 0.228 |
| 36 | 0.279 | 0.329 | 0.379 | 0.352 | 0.313 | 0.292 |
| 38 | 0.352 | 0.403 | 0.461 | 0.436 | 0.393 | 0.368 |
| 40 | 0.439 | 0.491 | 0.554 | 0.533 | 0.487 | 0.459 |
| 42 | 0.543 | 0.594 | 0.661 | 0.644 | 0.597 | 0.567 |
| 44 | 0.666 | 0.714 | 0.781 | 0.769 | 0.723 | 0.692 |
| 46 | 0.811 | 0.854 | 0.918 | 0.911 | 0.868 | 0.838 |
| 48 | 0.979 | 1.015 | 1.072 | 1.069 | 1.033 | 1.005 |
| 50 | 1.170 | 1.200 | 1.240 | 1.250 | 1.220 | 1.200 |
| 52 | 1.400 | 1.410 | 1.440 | 1.440 | 1.430 | 1.410 |
| 54 | 1.660 | 1.660 | 1.660 | 1.660 | 1.660 | 1.660 |
| 56 | 1.950 | 1.930 | 1.900 | 1.900 | 1.910 | 1.930 |
| 58 | 2.290 | 2.250 | 2.170 | 2.160 | 2.200 | 2.240 |
| 60 | 2.670 | 2.600 | 2.480 | 2.440 | 2.510 | 2.580 |
| 62 | 3.090 | 3.000 | 2.820 | 2.760 | 2.850 | 2.950 |
| 64 | 3.570 | 3.440 | 3.190 | 3.100 | 3.220 | 3.360 |
| 66 | 4.110 | 3.940 | 3.610 | 3.470 | 3.620 | 3.810 |
| 68 | 4.710 | 4.490 | 4.060 | 3.880 | 4.050 | 4.300 |
| 70 | 5.380 | 5.110 | 4.570 | 4.320 | 4.520 | 4.840 |
| 72 | 6.120 | 5.790 | 5.113 | 4.800 | 5.030 | 5.410 |
| 74 | 6.930 | 6.540 | 5.740 | 5.320 | 5.570 | 6.040 |
| 76 | 7.840 | 7.370 | 6.410 | 5.880 | 6.150 | 6.710 |
| 78 | 8.830 | 8.280 | 7.140 | 6.490 | 6.780 | 7.430 |
| 80 | 9.920 | 9.280 | 7.950 | 7.150 | 7.450 | 8.210 |
| 82 | 11.10 | 10.40 | 8.800 | 7.900 | 8.200 | 9.000 |
| 84 | 12.40 | 11.60 | 9.800 | 8.600 | 8.900 | 9.900 |
| 86 | 13.80 | 12.90 | 10.80 | 9.500 | 9.800 | 10.90 |
| 88 | 15.40 | 14.30 | 11.90 | 10.40 | 10.60 | 11.90 |
| 90 | 17.10 | 15.80 | 13.20 | 11.30 | 11.60 | 12.9 |

Tabla D.7 - Factor de Equivalencia de Carga para Eje Simple y $PSI_r = 3.0$

| Carga por Eje (kips) | Número Estructural (SN) | | | | | |
|-------------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 2 | 0.0008 | 0.0009 | 0.0006 | 0.0003 | 0.0002 | 0.0002 |
| 4 | 0.004 | 0.008 | 0.006 | 0.004 | 0.002 | 0.002 |
| 6 | 0.014 | 0.03 | 0.028 | 0.018 | 0.012 | 0.01 |
| 8 | 0.035 | 0.07 | 0.08 | 0.055 | 0.04 | 0.034 |
| 10 | 0.082 | 0.132 | 0.168 | 0.132 | 0.101 | 0.086 |
| 12 | 0.173 | 0.231 | 0.296 | 0.26 | 0.212 | 0.187 |
| 14 | 0.332 | 0.388 | 0.468 | 0.447 | 0.391 | 0.358 |
| 16 | 0.594 | 0.633 | 0.695 | 0.693 | 0.651 | 0.622 |
| 18 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 20 | 1.6 | 1.53 | 1.41 | 1.38 | 1.44 | 1.51 |
| 22 | 2.47 | 2.29 | 1.96 | 1.83 | 1.97 | 2.16 |
| 24 | 3.67 | 3.33 | 2.69 | 2.39 | 2.6 | 2.96 |
| 26 | 5.29 | 4.72 | 3.65 | 3.08 | 3.33 | 3.91 |
| 28 | 7.43 | 6.56 | 4.88 | 3.93 | 4.17 | 5 |
| 30 | 10.2 | 8.9 | 6.5 | 5 | 5.1 | 6.3 |
| 32 | 13.8 | 12 | 8.4 | 6.2 | 6.3 | 7.7 |
| 34 | 18.2 | 15.7 | 10.9 | 7.8 | 7.6 | 9.3 |
| 36 | 23.8 | 20.4 | 14 | 9.7 | 9.1 | 11 |
| 38 | 30.6 | 26.2 | 17.7 | 11.9 | 11 | 13 |
| 40 | 38.8 | 33.2 | 22.2 | 14.6 | 13.1 | 15.3 |
| 42 | 48.8 | 41.6 | 27.6 | 17.8 | 15.5 | 17.8 |
| 44 | 60.6 | 51.6 | 34 | 21.6 | 18.4 | 20.6 |
| 46 | 74.7 | 63.4 | 41.5 | 26.1 | 21.6 | 23.8 |
| 48 | 91.2 | 77.3 | 50.3 | 31.3 | 25.4 | 27.4 |
| 50 | 110 | 94 | 61 | 37 | 30 | 32 |

Tabla D.8 - Factor de Equivalencia de Carga para Eje Tandem y $PSI_F = 3.0$

| Carga por Eje (kips) | Número Estructural (SN) | | | | | |
|-------------------------|-------------------------|--------|--------|--------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 2 | 0.0002 | 0.0002 | 0.0001 | 0.0001 | 0 | 0 |
| 4 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0 | 0 | 0 |
| 6 | 0.003 | 0.004 | 0.003 | 0.002 | 0.001 | 0.001 |
| 8 | 0.006 | 0.011 | 0.009 | 0.005 | 0.003 | 0.003 |
| 10 | 0.011 | 0.024 | 0.02 | 0.012 | 0.008 | 0.007 |
| 12 | 0.019 | 0.042 | 0.039 | 0.024 | 0.017 | 0.014 |
| 14 | 0.031 | 0.066 | 0.068 | 0.045 | 0.032 | 0.026 |
| 16 | 0.049 | 0.096 | 0.109 | 0.076 | 0.055 | 0.046 |
| 18 | 0.075 | 0.134 | 0.164 | 0.121 | 0.09 | 0.076 |
| 20 | 0.113 | 0.181 | 0.232 | 0.182 | 0.139 | 0.119 |
| 22 | 0.166 | 0.241 | 0.313 | 0.26 | 0.205 | 0.178 |
| 24 | 0.238 | 0.317 | 0.407 | 0.358 | 0.292 | 0.257 |
| 26 | 0.333 | 0.413 | 0.517 | 0.476 | 0.402 | 0.36 |
| 28 | 0.457 | 0.534 | 0.643 | 0.614 | 0.538 | 0.492 |
| 30 | 0.616 | 0.684 | 0.788 | 0.773 | 0.702 | 0.656 |
| 32 | 0.817 | 0.87 | 0.956 | 0.953 | 0.896 | 0.855 |
| 34 | 1.07 | 1.1 | 1.15 | 1.15 | 1.12 | 1.09 |
| 36 | 1.38 | 1.38 | 1.38 | 1.38 | 1.38 | 1.38 |
| 38 | 1.75 | 1.71 | 1.64 | 1.62 | 1.66 | 1.7 |
| 40 | 2.21 | 2.11 | 1.94 | 1.89 | 1.98 | 2.08 |
| 42 | 2.75 | 2.59 | 2.29 | 2.19 | 2.33 | 2.5 |
| 44 | 3.39 | 3.15 | 2.7 | 2.52 | 2.71 | 2.97 |
| 46 | 4.15 | 3.81 | 3.16 | 2.89 | 3.13 | 3.5 |
| 48 | 5.04 | 4.58 | 3.7 | 3.29 | 3.57 | 4.07 |
| 50 | 6.08 | 5.47 | 4.31 | 3.74 | 4.05 | 4.7 |
| 52 | 7.27 | 6.49 | 5.01 | 4.24 | 4.57 | 5.37 |
| 54 | 8.65 | 7.67 | 5.81 | 4.79 | 5.13 | 6.1 |
| 56 | 10.2 | 9 | 6.7 | 5.4 | 5.7 | 6.9 |
| 58 | 12 | 10.6 | 7.7 | 6.1 | 6.4 | 7.7 |
| 60 | 14.1 | 12.3 | 8.9 | 6.8 | 7.1 | 8.6 |
| 62 | 16.3 | 14.2 | 10.2 | 7.7 | 7.8 | 9.5 |
| 64 | 18.9 | 16.4 | 11.6 | 8.6 | 8.6 | 10.5 |
| 66 | 21.8 | 18.9 | 13.2 | 9.6 | 9.5 | 11.6 |
| 68 | 25.1 | 21.7 | 15 | 10.7 | 10.5 | 12.7 |
| 70 | 28.7 | 24.7 | 17 | 12 | 11.5 | 13.9 |
| 72 | 32.7 | 28.1 | 19.2 | 13.3 | 12.6 | 15.2 |
| 74 | 37.2 | 31.9 | 21.6 | 14.8 | 13.8 | 16.5 |
| 76 | 42.1 | 36 | 24.3 | 16.4 | 15.1 | 17.9 |
| 78 | 47.5 | 40.6 | 27.3 | 18.2 | 16.5 | 19.4 |
| 80 | 53.4 | 45.7 | 30.5 | 20.1 | 18 | 21 |
| 82 | 60 | 51.2 | 34 | 22.2 | 19.6 | 22.7 |
| 84 | 67.1 | 57.2 | 37.9 | 24.6 | 21.3 | 24.5 |
| 86 | 74.9 | 63.8 | 42.1 | 27.1 | 23.2 | 26.4 |
| 88 | 83.4 | 71 | 46.7 | 29.8 | 25.2 | 28.4 |
| 90 | 92.7 | 78.8 | 51.7 | 32.7 | 27.4 | 30.5 |

Tabla D.9 - Factor de Equivalencia de Carga para Eje Triple y $PSI_F = 3.0$

| Carga por Eje (kips) | Número Estructural (SN) | | | | | |
|-------------------------|-------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 2 | 0.0001 | 0.0001 | 0.0001 | 0 | 0 | 0 |
| 4 | 0.0005 | 0.0004 | 0.0003 | 0.0002 | 0.0001 | 0.0001 |
| 6 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0.001 | 0 | 0 |
| 8 | 0.003 | 0.004 | 0.002 | 0.001 | 0.001 | 0.001 |
| 10 | 0.005 | 0.008 | 0.005 | 0.003 | 0.002 | 0.002 |
| 12 | 0.007 | 0.014 | 0.01 | 0.006 | 0.004 | 0.003 |
| 14 | 0.011 | 0.023 | 0.018 | 0.011 | 0.007 | 0.006 |
| 16 | 0.016 | 0.035 | 0.03 | 0.018 | 0.013 | 0.01 |
| 18 | 0.022 | 0.05 | 0.047 | 0.029 | 0.02 | 0.017 |
| 20 | 0.031 | 0.069 | 0.069 | 0.044 | 0.031 | 0.026 |
| 22 | 0.043 | 0.09 | 0.097 | 0.065 | 0.046 | 0.039 |
| 24 | 0.059 | 0.116 | 0.132 | 0.092 | 0.066 | 0.056 |
| 26 | 0.079 | 0.145 | 0.174 | 0.126 | 0.092 | 0.078 |
| 28 | 0.104 | 0.179 | 0.223 | 0.168 | 0.126 | 0.107 |
| 30 | 0.136 | 0.218 | 0.279 | 0.219 | 0.167 | 0.143 |
| 32 | 0.176 | 0.265 | 0.342 | 0.279 | 0.218 | 0.188 |
| 34 | 0.226 | 0.319 | 0.413 | 0.35 | 0.279 | 0.243 |
| 36 | 0.286 | 0.382 | 0.491 | 0.432 | 0.352 | 0.31 |
| 38 | 0.359 | 0.456 | 0.577 | 0.524 | 0.437 | 0.389 |
| 40 | 0.447 | 0.543 | 0.671 | 0.626 | 0.536 | 0.483 |
| 42 | 0.55 | 0.643 | 0.775 | 0.74 | 0.649 | 0.593 |
| 44 | 0.673 | 0.76 | 0.889 | 0.865 | 0.777 | 0.72 |
| 46 | 0.817 | 0.894 | 1.014 | 1.001 | 0.92 | 0.865 |
| 48 | 0.984 | 1.048 | 1.152 | 1.148 | 1.08 | 1.03 |
| 50 | 1.18 | 1.23 | 1.3 | 1.31 | 1.26 | 1.22 |
| 52 | 1.4 | 1.43 | 1.47 | 1.48 | 1.45 | 1.43 |
| 54 | 1.66 | 1.66 | 1.66 | 1.66 | 1.66 | 1.66 |
| 56 | 1.95 | 1.92 | 1.86 | 1.85 | 1.88 | 1.91 |
| 58 | 2.28 | 2.21 | 2.09 | 2.06 | 2.13 | 2.2 |
| 60 | 2.66 | 2.54 | 2.34 | 2.28 | 2.39 | 2.5 |
| 62 | 3.08 | 2.92 | 2.61 | 2.52 | 2.66 | 2.84 |
| 64 | 3.56 | 3.33 | 2.92 | 2.77 | 2.96 | 3.19 |
| 66 | 4.09 | 3.79 | 3.25 | 3.04 | 3.27 | 3.58 |
| 68 | 4.68 | 4.31 | 3.62 | 3.33 | 3.6 | 4 |
| 70 | 5.34 | 4.88 | 4.02 | 3.64 | 3.94 | 4.44 |
| 72 | 6.08 | 5.51 | 4.46 | 3.97 | 4.31 | 4.91 |
| 74 | 6.89 | 6.21 | 4.94 | 4.32 | 4.69 | 5.4 |
| 76 | 7.78 | 6.98 | 5.47 | 4.7 | 5.09 | 5.93 |
| 78 | 8.76 | 7.83 | 6.04 | 5.11 | 5.51 | 6.48 |
| 80 | 9.84 | 8.75 | 6.67 | 5.54 | 5.96 | 7.06 |
| 82 | 11 | 9.8 | 7.4 | 6 | 6.4 | 7.7 |
| 84 | 12.3 | 10.9 | 8.1 | 6.5 | 6.9 | 8.3 |
| 86 | 13.7 | 12.1 | 8.9 | 7 | 7.4 | 9 |
| 88 | 15.3 | 13.4 | 9.8 | 7.6 | 8 | 9.6 |
| 90 | 16.9 | 14.8 | 10.7 | 8.2 | 8.5 | 10.4 |

Igualmente se adjuntan las tablas para PSI terminal de 2,0 y 3,0 para ejes simples, tandem y triples (figuras sin números).

A continuación se describen dos métodos para el cálculo de ESAL, a ser aplicados para el diseño de un proyecto en particular, de acuerdo a la información con que se cuente.

1- Cuando se cuenta con estaciones de pesaje que por su ubicación pueden considerarse adecuadas para la representatividad del tránsito del pavimento a diseñar el factor de equivalencia de los camiones se determina en forma directa.

2- Cuando no se cuenta con dicha información se requiere adoptar valores representativos para cada tipo de camión, según sea su configuración de acuerdo a la clasificación que corresponda al tránsito del proyecto. Para esta alternativa no se hará ningún ajuste por serviciabilidad o por espesores.

Mediante la planilla de trabajo que se adjunta (figura 57, Tabla D-19) se calculan los factores de equivalencia basándose en los obtenidos directamente o en valores representativos previstos por las agencias de proyectos.

En la columna A se incorporan los volúmenes de tránsito diario correspondientes al año base para cada tipo de vehículo, dicha información provendrá de los datos recolectados en las estaciones de conteos y clasificación representativas del lugar del proyecto a diseñar.

En la columna B se indica el factor de crecimiento correspondiente a cada tipo de vehículos. El cálculo se debe efectuar

teniendo en cuenta que los factores de crecimiento normalmente varían de un tipo de vehículo a otro; se provee de una tabla que da los multiplicadores apropiados para una determinada tasa de crecimiento anual y el período de diseño adoptado. La columna C corresponde al producto de las dos primeras (A y B) multiplicado por 365 días. El resultado obtenido es el número de repeticiones de pasadas de cada tipo de vehículo durante el período de diseño.

La cuarta columna (D) indica el factor de equivalencia correspondiente a cada tipo de vehículo.

La columna E indica el número total de ejes equivalentes (por tipo de vehículo) que soportará el pavimento durante el período de análisis. La sumatoria de estos valores corresponde al número total de ejes equivalentes a 18.000 libras, que se utilizará para el diseño de la estructura del pavimento.

El número obtenido representa al total de ejes equivalentes de todos los carriles y ambas direcciones de viaje, por lo que se debe distribuir por dirección y por carril de acuerdo a lo ya indicado (D_D ; D_L), siendo:

$$W_{18} = D_D \times D_L \times \hat{e}_{18}$$

\hat{e}_{18} : tránsito acumulado en dos direcciones, de ejes equivalentes a 18.000 libras, durante el período de diseño de una sección específica de la carretera a proyectar.

W_{18} : tránsito de diseño.

Tabla D 19: Planilla de cálculo del mínimo de aplicaciones de ejes simples equivalentes (ESAL) a 18 kip

| Período de análisis _____ años. | | SN o D asumidos: _____ | | | |
|------------------------------------|---------------------|---------------------------|---------------------|-----------------|--------------------|
| Ubicación: _____ | | | | | |
| Tipo de vehículo | Tránsito actual (A) | Factor de crecimiento (B) | Tráfico de diseño © | Factor ESAL (D) | ESAL de diseño (E) |
| Carros de pasajeros | | | | | |
| Buses | | | | | |
| Panel y Pickup | | | | | |
| Camiones de 2 ejes / 4 ruedas | | | | | |
| Camiones de 2 ejes / 6 ruedas | | | | | |
| Camiones de 3 o más ejes | | | | | |
| Camiones simples totales | | | | | |
| 3 ejes tractor semi-trailer | | | | | |
| 4 ejes tractor semi-trailer | | | | | |
| 5 ejes + eje tractor semi-trailer | | | | | |
| Tractor semi-trailer totales | | | | | |
| 5 ejes doble trailers | | | | | |
| 6 ejes + eje doble trailers | | | | | |
| Doble trailer combos totales | | | | | |
| 3 ejes camiones - trailers | | | | | |
| 4 ejes camiones - trailers | | | | | |
| 5 y + ejes camiones - trailers | | | | | |
| Camiones - trailers combos totales | | | | | |
| Vehículos totales | | | | ESAL de diseño | |

Figura 57

C Confiabilidad

Básicamente la introducción del concepto de confiabilidad incorpora distintos niveles de certeza en el proceso de diseño, a fin de

garantizar que las distintas alternativas perdurarán durante el período de análisis. El Manual recomienda distintos niveles de confiabilidad, en base a la clasificación funcional de los caminos, siendo:

| CLASIFICACIÓN FUNCIONAL | NIVELES DE CONFIABILIDAD RECOMENDADOS | |
|-----------------------------|---------------------------------------|---------|
| | URBANOS | RURALES |
| Interestatales o Autopistas | 85-99,9 | 80-99,9 |
| Arterias principales | 80-99 | 75-95 |
| Colectoras | 80-95 | 75-95 |
| Locales | 50-80 | 50-80 |

Se observa que los mayores niveles corresponden a las carreteras de mayor tránsito, mientras que los niveles más bajos (50%) a caminos locales es decir que los mayores niveles irán aparejados a diseño estructurales de mayor envergadura.

Para el error standard combinado (So) se indican:

| | |
|-----------|----------------------|
| 0.30-0.40 | Pavimentos rígidos |
| 0.40-0.50 | Pavimentos flexibles |

Dichos valor se debe seleccionar de acuerdo a las condiciones locales; los resultados obtenidos en el AASHO Road Test (que no incluían el error de tránsito) fueron de 0,25 (rígidos) y 0,35 (flexibles), que corresponden a un error standard total de 0,35 y 0,45 respectivamente.

C Serviciabilidad

La serviciabilidad de un pavimento está definida como la capacidad para servir al tránsito (automóviles y camiones) que utiliza la carretera. Las primeras mediciones del Índice de Serviciabilidad Presente (PSI) abarcaban un intervalo de 0 (imposible en un camino) a 5 (camino perfecto), reflejando

dichos valores la capacidad o estado del pavimento en el momento de su medición.

La performance en cambio es la medida del servicio acumulado que ha brindado un pavimento o sea la adecuación con que un pavimento satisface su propósito.

El método AASHTO basa su diseño en el concepto de serviciabilidad-performance, ya que provee de un medio para diseñar pavimentos basado en un volumen total de tránsito específico y un mínimo nivel de serviciabilidad deseado para el final del período de diseño.

La selección del más bajo PSI permitido o Índice de Serviciabilidad terminal, se basa en el menor índice que puede ser tolerado antes que una rehabilitación, reconstrucción o refuerzo sea requerido. Se recomienda un Índice de 2.5 o mayor para carreteras de alto nivel de servicio y un valor 2.0 para caminos de menor volumen de tránsito.

Dado que el tiempo requerido para que la estructura del pavimento alcance la serviciabilidad terminal, depende del volumen de tránsito y de su serviciabilidad inicial, se debe definir el valor a adoptar para

esta última.

Del acuerdo a los tramos experimentales del AASHO Road Test, los valores recomendados son de 4,2 para pavimentos flexibles y de 4,5 para rígidos resultando así posible definir la pérdida de serviciabilidad durante el período de diseño como:

$$) \text{ PSI} = \text{PSI}_i - \text{PSI}_t$$

PSI_i = Serviciabilidad inicial (al momento de habilitarse la obra)

PSI_t = Serviciabilidad terminal (al momento de requerirse un refuerzo, reconstrucción o rehabilitación).

C PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

El nomograma de diseño y la ecuación que se presentan en la figura 48, son aplicables tanto a concretos asfálticos, como a tratamientos bituminosos superficiales que registren un significativo nivel de tránsito (mayor a 50.000 repeticiones de ejes equivalentes a 18.000 lb durante el período considerado). En ambos casos el diseño se basa en determinar el número estructural requerido (SN) que satisfaga al flujo de cargas estimado; quedando en manos del proyectista decidir si de acuerdo a las condiciones específicas de la obra, se requiere en tratamiento simple, doble o triple o una carpeta de concreto asfáltico.

A continuación se describen los pasos a seguir para la determinación del número estructural de diseño (SN) para condiciones específicas inherentes a los parámetros de diseño.

1- Estimar la proyección del tránsito (W_{18})

para el período considerado.

2- Seleccionar el nivel de confiabilidad (R) de acuerdo a las características del proyecto.

3- Adoptar un valor para S_o (desviación standard) en base al análisis de las posibles variaciones de los factores de diseño.

4- Calcular el módulo resiliente efectivo (M_R de la subrasante).

5- Definir la pérdida de serviciabilidad (ΔPSI) de acuerdo al PSI_i y PSI_t seleccionados.

Una vez definido el número estructural (SN) requerido, se analizarán distintas combinaciones de espesores de capas (es decir distintas alternativas de diseño), ya que el SN debe ser convertido a espesores reales por medio de coeficientes estructurales que representan los aportes resistentes de las distintas capas, siendo:

$$\text{SN} = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

a_1, a_2, a_3 = coeficientes estructurales representativos de capa de rodamiento, base y subbase respectivamente.

D_1, D_2, D_3 = espesor (en pulgadas) de la capa de rodamiento, base y subbase respectivamente.

m_2, m_3 = coeficiente de drenaje de base y subbase respectivamente.

Como ya se mencionara la ecuación del SN no tiene una única solución, sino que hay un conjunto de combinaciones de espesores de capa que brindan alternativas satisfactorias. En la selección de dichos espesores se debe prestar especial atención a los costos no sólo de construcción sino también de mantenimiento a fin de seleccionar la alternativa técnico-económica óptima.

Dado que resultaría antieconómico el dimensionar carpeta, base y subbase de un espesor inferior a un mínimo requerido, el manual provee de una tabla que a

continuación se transcribe, donde se indican para distintos niveles de tránsito los mínimos espesores requeridos para concreto asfáltico y bases granulares.

| TRANSITO (ESAL) | MÍNIMOS ESPESORES (EN PULGADAS) | |
|---------------------|---------------------------------|------------------|
| | CONCRETO ASFÁLTICO | BASE GRANULAR |
| < 50.000 | 1,0 (o T.S.) | 4,0 |
| 50.001-150.000 | 2,0 | 4,0 |
| 150.001-500.000 | 2,5 | 4,0 |
| 500.001-2.000.000 | 3,0 | 6,0 |
| 2.000.001-7.000.000 | 3,5 | 6,0 |
| > 7.000.000 | 4,0 | 6,0 |

Considerando que los valores mínimos de espesores responden a condiciones y prácticas locales, el proyectista deberá decidir si es necesario modificar o no los valores mínimos indicados, de acuerdo a su propio uso.

En el caso que la superficie de rodamiento esté conformada por un tratamiento bituminoso su aporte estructural no será considerado para el cálculo del SN, pero su efecto sobre las propiedades de la base y subbase debe ser tenido en cuenta debido a la reducción de entrada de agua superficial que se produce por su recubrimiento.

Siendo un pavimento flexible una estructura conformada por un sistema de capas, las mismas se deben diseñar armónicamente. Primeramente se calculará el número estructural requerido sobre la subrasante; del mismo modo se computará el número estructural requerido sobre la subbase y sobre la base utilizando los valores de resistencia definidos para ellas. Mediante las diferencias entre el número estructural requerido, computado sobre cada capa, puede ser

calculado el mínimo espesor admisible para cualquier capa. Así por ejemplo, el mínimo número estructural admisible para la subbase, será igual a la diferencia entre el número estructural requerido sobre la subrasante y el número estructural requerido sobre la subbase. Aplicando igual criterio se determinan los espesores de las distintas capas. En la figura 58 se describe esquemáticamente el proceso.

Cabe aclarar que este procedimiento no es aplicable para definir SN sobre bases o subbases cuyo módulo sea superior a 40.000 psi.

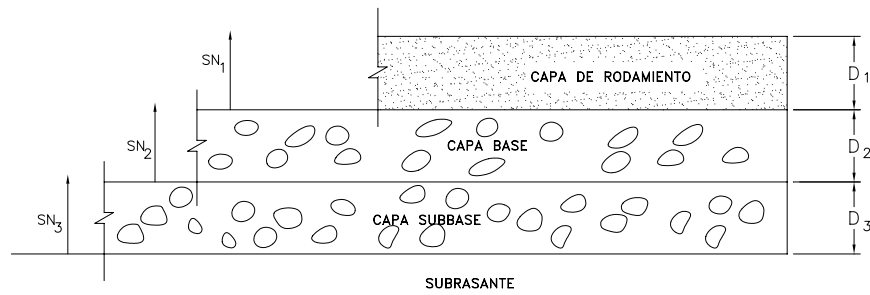
A continuación se desarrolla un ejemplo a fin de aclarar lo arriba indicado.

Suponiendo que aplicando el ábaco de diseño (figura 48) y en base a los parámetros de diseño, se obtuvo un SN = 5,6, siendo:

$$W_{18} = 16 \times 10^6$$

$$) \text{ PSI} = 1,89$$

$$R = 95\%; S_o = 0,35;$$



$$D_1^* \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN_1^* = a_1 D_1^* \geq SN_1$$

$$D_2^* \geq \frac{SN_2 - SN_1^*}{a_2 m_2}$$

$$SN_1^* + SN_2^* \geq SN_2$$

$$D_3^* \geq \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3}$$

- 1) a , D , m Y SN SE DEFINEN EN EL TEXTO Y SON LOS MINIMOS VALORES REQUERIDOS.
- 2) EL ASTERISCO DE D O SN INDICA QUE LOS MISMOS REPRESENTAN LOS VALORES USADOS, QUE PUEDEN SER IGUALES O MAYORES QUE LOS REQUERIDOS.

FIGURA 58
PROCEDIMIENTO PARA DETERMINAR LOS ESPESORES
DE LAS DISTINTAS CAPAS.

$E_{BS} = 30.000 \text{ psi}; E_{SB} = 11.000 \text{ psi};$
 $m_2 = m_3 = 1,20$

Se determinará el número estructural requerido sobre la capa base, utilizando el módulo resiliente de dicha capa, en lugar del M_R de la subrasante.

Para $R = 95\%$ ($Z_R = -1,645$)
 $S_o = 0,35;$ $W_{18} = 16 \times 10^6$
 $) \text{ PSI} = 1,89;$ $E_{BS} = 30\ 000\text{psi}$

Se obtiene $SN_1 = 3,2$

Por lo que el espesor de concreto asfáltico requerido (para un coeficiente de aporte de 0,42/pulgada) será:

$$D_1^* = \frac{SN_1}{a_1} = \frac{3,2}{0,42/PULG} = 7,6\text{pulg}$$

($D_1^* = 8$ pulgadas)

$$SN_1^* = a_1 \times D_1^* = 0,42/\text{pulg} \times 8\text{pulg} = 3,36$$

En forma similar se determinará el número estructural requerido sobre la capa subbase, utilizando el módulo resiliente de dicha capa, en lugar del MR de la subrasante.

Para $R = 95\%$ ($Z_R = -1,645$)
 $S_o = 0,35$ $W_{18} = 16 \times 10^6$
 $) \text{ PSI} = 1,89$ $E_{SB} = 11.000 \text{ psi}$

Se obtiene $SN_2 = 4,5$

Por lo que el espesor de base granular requerido (para un coeficiente de aporte de 0,14/pulg) considerando un coeficiente de drenaje $m_2 = 1.20$, será:

($D_2^* = 7$ pulgadas)

$$D_2^* = \frac{(SN_2 - SN_1^*)}{a_2 m_2} = \frac{4,5 - 3,36}{0,14/\text{pulg} \times 1,2} = 6,8\text{pulg}$$

$$SN_2^* = 7 \text{ pulg} \times 0,14/\text{pulg} \times 1,20 = 1,18$$

Finalmente, el espesor requerido para la capa subbase será (para un coeficiente de aporte de 0,08/pulg y $m_3 = 1,20$):

$$D_3^* = \frac{SN_3 - (SN_1^* + SN_2^*)}{a_3 m_3}$$

Resultando así el diseño final del paquete estructural:

| CAPA | ESPESOR | APORTE ESTRUCT. |
|-------------------|-------------|-----------------------------------|
| C. Asfáltico | 8 pulgadas | $8 \times 0,42=3,36$ |
| Base granular | 7 pulgadas | $7 \times 0,14 \times 1,2=1,18$ |
| Sub base Granular | 11 pulgadas | $11 \times 0,08 \times 1,2 =1,06$ |
| | | $SN = 5,59$ |

C EJEMPLO ILUSTRATIVO

1) Características de la subrasante

Parámetros de diseño

Asumiendo valores medios de CBR, para períodos húmedo y para período seco, y considerando que no existe la condición de congelamiento y deshielo, los valores correspondientes al factor de deterioro relativo (u_f) serían los que se indican, de acuerdo a las siguientes relaciones:

1) Características de la subrasante

$$M_R (\text{psi}) = 1500 \text{ CBR}$$

2) Coeficiente de drenaje (m)

$$u_f = 1,18 \times 10^8 M_R^{-2,32}$$

3) Caracterización de los materiales que conformará las distintas capas.

4) Análisis de tránsito

5) Nivel de confiabilidad seleccionado

Se asume que las precipitaciones comienzan en el mes de abril y finalizan a mediados del mes de noviembre, intensificándose en agosto, septiembre y octubre.

6) Pérdida de serviciabilidad durante el período de diseño.

| Mes | VS(%) | M_R (psi) | u_f |
|------------|-------|-------------|-------|
| Enero | 6 | 9000 | 0,079 |
| Febrero | 7 | 10.500 | 0,055 |
| Marzo | 7 | 10.500 | 0,055 |
| Abril | 6 | 9.000 | 0,079 |
| Mayo | 6 | 9.000 | 0,079 |
| Junio | 5 | 7500 | 0,121 |
| Julio | 5 | 7500 | 0,121 |
| Agosto | 5 | 7500 | 0,121 |
| Septiembre | 5 | 7500 | 0,121 |
| Octubre | 5 | 7500 | 0,121 |
| Noviembre | 5 | 7500 | 0,121 |
| Diciembre | 6 | 9,000 | 0,079 |

$$3 u_f = 1,152$$

$$MR = 8278 \text{ psi}$$

2) Coeficiente de drenaje

Teniendo en cuenta las condiciones drenantes generales y las correspondientes a cada capa, de acuerdo a la calidad del sistema de drenaje proyectado para la obra, al mismo se lo califica como "bueno" (el agua se elimina en un día). Se considera que el porcentaje de

tiempo durante el año, que la estructura del pavimento está expuesta a un nivel de humedad cercano a la saturación, está comprendido entre un 5% y un 25%, adoptándose para el coeficiente de drenaje un valor $m = 1,10$.

3) Caracterización de los materiales que conformarán las distintas capas.

a) concreto asfáltico densamente graduado; considerando que de acuerdo a los ensayos realizados se puede estimar un módulo elástico de $E_{AC} = 400.000$ psi, de acuerdo al gráfico que se reproduce en la figura 49 le correspondería un coeficiente estructural de $a_1 = 0,425$ /pulgada.

b) Bases granulares

Considerando una base conformada con agregados triturados, cuyo CBR en las condiciones volumétricas especificadas (AASHTO T180) es $\$ 80\%$, le corresponderá un coeficiente estructural de $a_2=0,135$ /pulgada (de acuerdo al gráfico de la figura 50).

Asumiendo para la subbase granular un CBR $\$ 20\%$, por estar conformada con grava y arena, de acuerdo al gráfico que se reproduce en la figura 51, le correspondería un coeficiente estructural de $a_3=0.095$ /pulgada.

4) Análisis de tránsito

Asumiendo para el año de habilitación de la obra un TMDA = 10.200 vehículos, al que corresponden un 25% de vehículos pesados, se tendrán 2550 camiones diarios para el año base. Para un período de diseño de $n = 20$ años y una tasa de crecimiento anual $i = 2,0\%$, en base a la clasificación de los vehículos pesados (2 ejes simple; 1 eje simple y 1 tanden; 3 ejes simples; con acoplados y/o semiremolques con distintos tipos de eje) y a las tablas que se adjuntan (figuras 54 y 55), se calculará de acuerdo a los censos de cargas por eje, al SN y PSI_t seleccionados, el número de ejes equivalentes a 8,2 toneladas (18.000 libras, ESAL) que solicitarán a la calzadas durante el período de diseño previsto.

Se ilustra con un ejemplo el método de cálculo del factor de equivalencia para camiones conformados por un eje simple y un eje tandem, SN=5,0 y PSI_t =2,5.

Asumiendo que en el censo de carga se pesaron 100 camiones de ese tipo.

| CARGA POR EJE PESADAS EJE SIMPLE | NÚMERO DE EJES (A) | FACTOR DE EQUIVALENCIA (B) | (A) × (B) |
|-------------------------------------|-----------------------|-------------------------------|-------------------------------|
| 6 | 20 | 0,010 | 0,200 |
| 8 | 20 | 0,034 | 0,680 |
| 10 | 35 | 0,088 | 3,080 |
| 12 | 15 | 0,189 | 2,835 |
| 14 | 10 | 0,360 | 3,60 |
| | | | $3 = 10,395 \div 100 = 0,104$ |
| EJE TANDEM | | | |
| 24 | 15 | 0,260 | 3,900 |
| 26 | 15 | 0,364 | 5,460 |
| 28 | 35 | 0,495 | 17,325 |
| 30 | 15 | 0,658 | 9,870 |
| 34 | 10 | 1,090 | 10,900 |
| 36 | 10 | 1,380 | 13,800 |
| | | | $3 = 61,255 \div 100 = 0,613$ |
| | | | $F_e = 0,717$ |

Se deberá proceder de manera similar para los distintos tipos de camiones que conforman el

espectro de cargas de proyecto.

| Tipo de Camión | Número de Camiones | Factor * de Crecimiento | Tráfico de Diseño | Factor de Equivalencia | E.S.A.L de Diseño |
|---|--------------------|-------------------------|---------------------------|------------------------|-------------------|
| 2 ejes simples | 900 | 243 | 7.982.550 | 501 | 3.999.258 |
| 1 simple | 1250 | 243 | 11.086.875 | 717 | 7.949.289 |
| 1 tandem con acoplado y/o semi-remolque | 400 | 243 | 3.547.800 | 2319 | 8.227.348 |
| TOTAL | 2550 | | E.S.A.L. DE DISEÑO | | 20.175.895 |

* Para $n = 20$ años, $i = 2\%$ anual,

$$G = [(1 + i)^n - 1] / i = 24,3$$

$$G = \frac{[(1 + i)^n - 1]}{i} = 24,3$$

Considerando una distribución direccional $D_D = 50\%$, y que se trate de una carretera cuya calzada esté conformada por un carril para cada dirección o sentido, $D_L = 100\%$, el E.S.A.L. a utilizar en el diseño será:

$$W_{18} = 0,5 \times 1,0 \times 20.175.895 = 10.087.948 \text{ ejes}$$

$$N_{8,2} = 1,0 \times 10^7 \text{ ejes}$$

5) Nivel de confiabilidad seleccionado
Teniendo en cuenta que se trata de una arteria principal, se adopta $R = 90\%$ ($Z_R = -1,282$) y un error standard combinado $S_o = 0,45$.

6) Pérdida de serviciabilidad durante el

período de diseño.

Adoptando una serviciabilidad inicial, al momento de habilitarse la obra, $PSI_i = 4,2$ y una serviciabilidad terminal, al momento de requerirse un refuerzo, $PSI_t = 2,5$, la pérdida de serviciabilidad será:

$$) \text{ PSI} = \text{PSI}_i - \text{PSI}_t = 1,7$$

C Diseño estructural

$$M_R = 8278 \text{ psi}$$

$$W_{18} = N_{8,2} = 1,0 \times 10^7 \text{ ejes de } 18.000\text{lb (8,2 toneladas)}$$

$$Z_R = -1,282$$

$$S_o = 0,45$$

$$) \text{ PSI} = 1,7$$

En base al nomograma de diseño y/o a la ecuación que se reproducen en la figura 48, resulta:

$$\text{SN} = 4,85$$

De acuerdo a la caracterización de las

mezclas o materiales que conformarán las distintas capas, se tiene: $a_1 = 0,425/\text{pulg}$.
 $E_{BS} = 28.000 \text{ psi}$ ($a_2 = 0,135/\text{pulg}$)
 $E_{SB} = 12.500 \text{ psi}$ ($a_3 = 0,095/\text{pulg}$)
 Siendo el coeficiente de drenaje seleccionado $m = 1.10$

El SN requerido sobre la capa base será:

$R = 95\%$;
 $Z_R = -1.282$;
 $S_o = 0.45$;
 $W_{18} = 1 * 10^7$;
 $) \text{ PSI} = 1.7$
 $E_{BS} = 28,000 \text{ psi}$
 $SN_1 = 3.1$

$$D_1 = \frac{3.1}{0.425/\text{pulg}} = 7.3 \text{ pulg. (ó 7.5 pulg)}$$

$$SN^*_1 = 7.5 \text{ pulg} * 0.425/\text{pulg} = 3.19$$

El SN requerido sobre la capa de subbase será:

$R = 95\%$; $Z_R = -1.282$; $S_o = 0.45$; $W_{18} = 1 * 10^7$; $) \text{ PSI} = 1.7$;
 $E_{SB} = 12,500 \text{ psi}$
 $SN_2 = 4.2$

$$D_2 = \frac{4.2 - 3.2}{0.135 * 1.1} = 6.7 \text{ pulg. (ó 6.5 pulg.)}$$

$$SN^*_2 = 6.5 \text{ pulg} * 0.135/\text{pulg} * 1.1 = 0.97$$

El espesor requerido para la capa subbase será:

$$D_3 = \frac{4.85 - (3.19 + 0.97)}{0.095/\text{pulg} * 1.1} = 6.6 \text{ pulgadas}$$

Resultando el diseño final del paquete estructural:

| Capas | Espesor (pulg.) | Aporte estructural |
|--------------------|------------------------|--------------------|
| Concreto Asfáltico | 7.5 pulgadas | 3.19 |
| Base Granular | 6.5 pulgadas (m = 1,1) | 0.97 |
| Subbase granular | 6.6 pulgadas (m = 1,1) | 0.69 |
| | | SN = 4.85 |

Espesor (cm)
 Concreto Asfáltico
 $19.0 \text{ cm} * 0.167/\text{cm} = 3.17$
 Base Granular
 $17.0 \text{ cm} * 0.053/\text{cm} * 1.1 = 0.99$
 Subbase Granular
 $17.0 \text{ cm} * 0.037/\text{cm} * 1.1 = 0.69$
SN = 4.85

A continuación se desarrollan ejemplos ilustrativos para los distintos métodos, utilizando parámetros de diseño representativos de las condiciones que usualmente se registran en el país.

Parámetros de diseño:
 CBR \$ 5% (embebido)
 Temperatura máxima media 26° C
 Temperatura mínima media 16° C
 Período lluvioso 7 meses
 Período seco 5 meses
 $N_{8,2} = 4.0 * 10^6$ ejes (n= 10 años) (i = 2.5 %)
 TMDA= 4,076 vehículos
 % camiones = 30 % ($F_{eG} = 1.60$)

Materiales disponibles: agregados pétreos de buena calidad en la zona en que se desarrolla

el proyecto.

Material para base CBR\$ 80 %
Material para subbase CBR \$ 40 %

Se ubican yacimientos conformados por agregados que cumplen con las especificaciones requeridas para elaborar mezcla asfáltica en caliente.

Cemento Asfáltico Penetración 50-70
Índice de Penetración -0,5/0,0

C MÉTODO DEL CUERPO DE INGENIEROS
CBR \$ 5 %
 $N_{8,2} \text{ ton} = 4,0 \times 10^6$

Acorde a las características del tránsito corresponde DI-5, que expresado en ejes equivalentes a 8,2 ton sería $N_{8,2} = 4,0 \times 10^6$ ejes.

En base a los valores recomendados para esa categoría de tránsito, el mínimo espesor requerido de concreto asfáltico sería de 3,5 pulgadas.

De acuerdo con las curvas de diseño para 18.000 EAL correspondería un espesor total de pavimento de 22 pulgadas. Pudiendo conformarse el paquete estructural con 4 pulgadas de concreto asfáltico, 8 pulgadas de base granular y 10 pulgadas de subbase granular.

C MÉTODO SHELL
CBR \$ 5%
 $E_3 = 10^7 \text{ CBR} = 5,0 \times 10^7 \text{ N/m}^2$
Base Granular VS \$ 80 % ($E = 8 \times 10^8 \text{ N/m}^2$)
Subbase Granular VS\$ 40 % ($E = 4 \times 10^8 \text{ N/m}^2$)
 $N_{8,2} = 4,0 \times 10^6$
 $n = 10 \text{ años}$, $i = 2,5 \%$, $W_d = 720$

Se asume que en base a los promedios mensuales de la temperatura ambiente y sus respectivos factores de ponderación, se obtiene una temperatura media anual ponderada $MAAT = 24^\circ \text{ C}$

Por lo que se adoptará para diseño $MAAT = 28^\circ \text{ C}$ siguiendo una tendencia conservadora (cartillas para diseño de 20° C o de 28° C serían las más próximas).

Capas bituminosas: considerando que para el concreto asfáltico se elaborarán mezclas densas con un término medio de contenido en volumen de agregados, asfalto y vacíos, les corresponderá un código de mezcla S1-F1, siendo las características del bitumen.

| | |
|-------------|------------|
| Penetración | 50 - 70 |
| IP | -0,5 / 0,0 |
| T800 pen | 60 |

el código de mezcla a aplicar será S1-F1-50. De acuerdo al gráfico de diseño HN 57

$S1-F1-50, E_3 = 5,0 \times 10^7 \text{ N/m}^2$

$MAAT = 28^\circ \text{ C}$, $N_{8,2} = \text{variable}$

Para $N_{8,2} = 4,0 \times 10^6$ se podrían obtener una serie de diseños alternativos, acorde a las características mecánicas de los materiales que conformarán las capas inferiores ($8 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ y $4 \times 10^8 \text{ N/m}^2$ para base y subbase respectivamente) se seleccionó el siguiente diseño:

Concreto asfáltico (S1-F1-50) 16 cm
Base granular (CBR\$ 80 %) 10 cm
Subbase granular (CBR\$ 40 %) 22 cm

Análisis de la deformación permanente que podría sufrir la estructura durante su comportamiento en servicio, la mayor parte en forma de ahuellamiento

| ESPEORES | CÓDIGO DE MEZCLA | PENETRACIÓN | IP | T800p |
|-----------------|------------------|-------------|----------|-------|
| h_{1-1} 40 mm | SI-FI-50 | 50 | -0,5/0,0 | 60 |
| h_{1-2} 40 mm | SI-FI-50 | 50 | -0,5/0,0 | 60 |
| h_{1-3} 80 mm | SI-FI-50 | 50 | -0,5/0,0 | 60 |

Viscosidad efectiva del asfalto en cada una de las subcapas (MAAT=24 grados C)

| CAPA | Tyeff | Tyeff-T800 pen | Visc y eff |
|------|-------|----------------|-------------------|
| 1-1 | 38° C | -22° C | $2,0 \times 10^5$ |
| 1-2 | 35° C | -25° C | $8,0 \times 10^5$ |
| 1-3 | 32° C | -28° C | $1,0 \times 10^6$ |

Características de la deformación de la mezcla, asumiendo un comportamiento de mezcla similar a curva C 3 ($q=0.20$), corresponde $A=3.0$

Conversión de los datos de tránsito

| CAPA | A=f(q) | W |
|------|--------|-------------------|
| 1-1 | 3.0 | 1.2×10^7 |
| 1-2 | 3.0 | 1.2×10^7 |
| 1-3 | 3.0 | 1.2×10^7 |

Stiffness de la mezcla

| CAPA | Viscy eff | Sbit visc | S mix (f(q)) |
|------|-------------------|--------------------|-------------------|
| 1-1 | 2.0×10^5 | 0.25×10^0 | 1.5×10^6 |
| 1-2 | 8.0×10^5 | 1.0×10^0 | 3.0×10^6 |
| 1-3 | 1.0×10^6 | 1.25×10^0 | 5.0×10^6 |

Para temperaturas en que corresponde un comportamiento elástico

| CAPA | Ty effec | E mix |
|------|----------|-------------------|
| 1-1 | 38° C | 8.0×10^8 |
| 1-2 | 35° C | 1.0×10^9 |
| 1-3 | 32° C | 2.0×10^9 |

Factores de distribución de tensiones (tabla Z 34): $Z_1=0.4$, $Z_2=0.5$, $Z_3=0.5$

Deformación permanente estimada en la capa asfáltica

| CAPA | ESPESOR | Z_i | S_{mix} | \hat{E}_{hi} |
|------|---------|-------|-------------------|-----------------------------------|
| 1-1 | 40 mm | 0.4 | 1.5×10^6 | 8.9 mm |
| 1-2 | 40 mm | 0.5 | 3.0×10^6 | 5.6 mm |
| 1-3 | 80 mm | 0.5 | 5.0×10^6 | 6.7 mm |
| | | | | $\hat{E}_{hi} = 21,22 \text{ mm}$ |

Para una deformación de las capas no tratadas de $\hat{E}_{h_2} = 5 \text{ mm}$, se obtiene $\hat{E}_h = 26 \text{ mm}$, valor relativamente alta para una deformación permanente. Se debería tratar de corregir la mezcla de áridos (mediante mayor proporción de triturado o con adición de filler) o utilizar otro tipo y grado de asfalto (mayor consistencia).

C MÉTODO DE ASPHALT INSTITUTE

Considerando el nivel del tránsito ($N_{8,2} = 4 \times 10^6$) que solicitará a la calzada, el CBR de diseño deberá superar el 87,5 % de las muestras ensayadas, asumiendo que dicho valor corresponde a CBR 5 % (AASHTO T180), para entrar a los gráficos de diseño corresponde: $M_r \text{ (M Pa)} = 10,3$ CBR=51,5 M Pa.

De acuerdo con la temperatura promedio ambiente anual (MAAT=24° C), el método recomienda las siguientes características para el bitumen.

MAAT 24° C

| | Grado de asfalto | |
|-------------|------------------|-----------|
| TIPO | AC-20 | AC-40 |
| | AR-8000 | AR-16.000 |
| Penetración | 60-70 | 40-50 |

El mínimo espesor de concreto asfáltico para $N_{8,2} = 4,0 \times 10^6$ y capa base de agregados no

tratados, corresponde a $e_{CA} = 125 \text{ mm}$ (aproximadamente 5 pulgadas).

De acuerdo al análisis de tránsito, el número de ejes que solicitarán a la calzada durante el período de vida útil previsto ($n=10$ años), expresados en ejes equivalentes de 8.2 ton, será $N_{8,2} = 4.0 \times 10^6$.

Teniendo en cuenta la posibilidad de conformar las capas subyacentes al concreto asfáltico con agregados no tratados, que cumplen con los requisitos exigidos para base y subbase (TABLA I), las mismas se conformarán con dichos materiales.

En base a las cartas de diseño A-17 (figura 46) y A-18 (figura 47), para espesores de base no tratada de 15 cm y 30 cm respectivamente y una temperatura media ambiente anual de 24°C en ambos casos, se obtienen las siguientes alternativas de diseño.

| TIPO DE CAPA | A-17 | A-18 |
|--------------------|--------|--------|
| BASE GRANULAR | 150 mm | 50 mm |
| SUBBASE GRANULAR | - | 150 mm |
| CONCRETO ASFÁLTICO | 290 mm | 265 mm |

C MÉTODO AASHTO

Características de la subrasante

| MESES | VS (%) | MR (psi) | Uf |
|-----------------------|--------|----------|---------------|
| Enero, febrero, marzo | 7 | 10.500 | 0,055 |
| abril, mayo | 6 | 9.000 | 0,079 |
| junio, julio, agosto | 5 | 7.500 | 0,121 |
| setiembre, octubre | 5 | 7.500 | 0,121 |
| noviembre | 6 | 9.000 | 0,079 |
| diciembre | 7 | 10.500 | 0,055 |
| | | | MR= 8.574 psi |

Coefficiente de drenaje (m): calidad del sistema de drenaje proyectado "bueno" (el agua se elimina en un día). Tiempo durante el año en que la estructura del pavimento está expuesta a un nivel de humedad cercano a la saturación \$ 25%.

Para dichas condiciones se recomienda $m=1.0$

Caracterización de los materiales que conformarán las distintas capas.

Concreto asfáltico:

$$E_{AC} = 400,000 \text{ psi}$$

$$a_1 = 0.42/\text{pulg} = 0.165/\text{cm}$$

Base granular:

$$\text{CBR} \$ 80\%$$

$$a_2 = 0.135/\text{pulg} = 0.053/\text{cm}$$

Subbase granular:

$$\text{CBR} \$ 40\%$$

$$a_3 = 0.12/\text{pulg} = 0.047/\text{cm}$$

ANÁLISIS DE TRÁNSITO

De acuerdo al TMDA, a su composición vehicular, a la configuración de las cargas pesadas, a los informes obtenidos de los censos de carga por eje, a la tasa de

crecimiento anual prevista y a la vida útil adoptada para el proyecto, se obtuvo para una calzada de dos carriles ($D_D=0.50$; $D_I=1.0$):

TMDA=4076 vehículos

% camiones= 30%

$F_{eG} = 1.6$

$i=2.5\%$

$n=10$ años

$$N_{8.2} = 365 \times 0.5 \times 4076 \times 0.30 \times 1.60 \frac{(1 + 0.025)^{10} - 1}{0.025} \text{ce}$$

$$N_{8.2} = 4.0 \times 10^6$$

Nivel de confiabilidad seleccionado: para pavimentos flexibles el error standard combinado (S_o) varía de 0.40 a 0.50, se adopta para el diseño $S_o=0.45$. Teniendo en cuenta que se trata de una arteria principal, los niveles de confiabilidad (R) recomendados para carreteras rurales varían entre 75% y 95%, adoptándose $R=85\%$, al que corresponde una desviación normal standard de $Z_R = -1.037$.

La pérdida de serviciabilidad durante el período de diseño será:

$$\hat{E}_{PSI} = 4.2 - 2.5 = 1.7$$

Los mínimos espesores requeridos para concreto asfáltico y base granular, de acuerdo

con el tránsito previsto ($N_{8.2} = 4.0 \times 10^6$) será:

$$\text{SN} = 2.55$$

TRÁNSITO $2,0 \times 10^6$ a $7,0 \times 10^6$

C. ASFÁLTICO 3,5" (9cm)

B.GRANULAR 6" (15 cm)

$$D_1 = \frac{2.55}{0.425/\text{pulg}} = 6 \text{ pulgadas}$$

En base al nomograma de diseño y/o a la ecuación que se reproduce en la figura 48, resulta para:

El SN requerido sobre la capa subbase será, para

$$\text{MR} = 16.500 \text{ psi}$$

$$N_{8.2} = 4.0 \times 10^6$$

$$\text{ZR} = -1.037$$

$$S_o = 0.45$$

$$\hat{E} \text{ PSI} = 1.70$$

$$\text{SN} = 3.10$$

$$\text{MR} = 8.574 \text{ psi}$$

$$N_{8.2} = 4.0 \times 10^6$$

$$\text{ZR} = -1.037$$

$$S_o = 0.45$$

$$\hat{E} \text{ PSI} = 1.70$$

$$\text{SN} = 4.0$$

$$D_2 = \frac{3.10 - 2.55}{0.135} = 4.1 \text{ pulg}$$

De acuerdo con la caracterización de las mezclas o materiales, que conformarán las distintas capas se tiene:

Dado que el espesor mínimo requerido para la base granular, acorde al tránsito previsto es de 6 pulgadas, se adopta dicho espesor resultando:

$$a_1 = 0.425/\text{pulg}$$

$$a_2 = 0.135/\text{pul} ; E_{BS} = 28,000 \text{ psi}$$

$$a_3 = 0.12/\text{pulg} ; E_{SB} = 16,500 \text{ psi}$$

$$\text{SN}^*_2 = 6 \text{ pulg} \times 0.135/\text{pulg} = 0.81$$

Siendo el coeficiente de drenaje seleccionado $m = 1.0$

El espesor requerido para la capa de subbase será:

El SN requerido sobre la capa base será, para:

$$D_3 = \frac{4.00 - (2.55 + 0.81)}{0.12/\text{pulg}} = 5.3 \text{ pulg}$$

$$\text{MR} = 28.000 \text{ psi}$$

$$N_{8.2} = 4.0 \times 10^6$$

$$\text{ZR} = -1.037$$

$$S_o = 0.45$$

$$\hat{E} \text{ PSI} = 1.70$$

Se adoptan 6 pulgadas de espesor para la subbase, resultando así el diseño final del paquete estructural:

| Capas | Espesor | Aporte Estructural |
|--------------------|----------------|--------------------|
| CONCRETO ASFÁLTICO | 6 pulg (15 cm) | 2.55 |
| BASE GRANULAR | 6 pulg (15 cm) | 0.81 |
| SUBBASE GRANULAR | 6 pulg (15 cm) | 0.72 |
| | | SN = 4,08 |

C DISEÑO DE CAMINOS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO

La guía de diseño AASHTO dedica el Capítulo 4 al diseño de caminos de bajo volumen de tránsito, ya sean de pavimento flexible, rígido o enripiados (sin pavimentar).

Para el caso de pavimentos flexibles en particular, utiliza el mismo nomograma y ecuación indicados para el procedimiento ya considerado, incluyendo también su aplicación para el caso de tratamientos bituminosos superficiales. Considerando que un bajo volumen de tránsito puede incluir un alto porcentaje de camiones la aplicación del procedimiento que se indica a continuación, se limita en función de un máximo número de ejes equivalentes de 18.000 libras que solicitarán a la calzada durante el período adoptado para el diseño, independizándose así del bajo nivel de tránsito o de la distribución que corresponda a automóviles y camiones en el espectro de cargas.

Así para pavimentos flexibles y rígidos se considera un nivel máximo de ejes equivalentes acumulados de 700.000 a 1.000.000 y para caminos no pavimentados (enripiados) un máximo de 100.000 ejes equivalentes acumulados. Siendo los niveles mínimos considerados para el período de

diseño de 50.000 ejes equivalentes (rígidos y flexibles) y 10.000 ejes equivalentes (no pavimentados).

Si bien se aplica el mismo nomograma, ecuación y procedimiento indicado para el método AASHTO, se hacen algunas modificaciones en lo relativo a confiabilidad y modo de evaluar los parámetros de diseño. La diferencia fundamental radica en el nivel de confiabilidad a seleccionar. Considerando el menor número de repeticiones de cargas, el mismo implica un menor riesgo, por lo que se recomienda utilizar un grado de confiabilidad del 50%. Pudiendo el proyectista seleccionar un mayor nivel, acotado entre 60% y 80%, de acuerdo a la factibilidad de una rehabilitación, a la importancia de un corredor, al nivel proyectado del tránsito, etc.

En lo que respecta a las características de la subrasante, si no es posible definir un módulo resiliente (M_R) para la subrasante que sea representativo del comportamiento de la misma durante los distintos períodos (estaciones) del año se propone el siguiente criterio a aplicar. Se definen para EE.UU. seis regiones climáticas diferentes y sus respectivas condiciones ambientales; en base a estas características regionales se determina la duración de las estaciones en el año, dato necesario para conocer las variaciones que

sufrirán las propiedades de la subrasante y por ende el efecto destructivo provocado por las cargas. De acuerdo a la calidad del suelo que conforma la subrasante (se consideran cinco tipos), se definen sus módulos para las distintas estaciones y en función de la

duración de las mismas se estima el M_R efectivo para diseño.

De acuerdo a las características climáticas reinantes en el país, se pueden relacionar con las correspondientes a la Región nominada I, siendo:

| Región Climática (U.S.) | Condiciones de humedad de la subrasante | | | |
|-------------------------|---|------------------------------------|---------------------------------|----------------------|
| | Invierno (subras-congelada) | Primavera/deshil (subras-saturada) | Primavera/otoño (subras-húmeda) | Verano (subras-seca) |
| I | 0.0 mes | 0.0 mes | 7.5 meses | 4.5 meses |

En base a la calidad del suelo que conforma la subrasante, para esas estaciones se definen los siguientes módulos (M_R), excluyéndose los

correspondientes a invierno y primavera/deshielo por carecerse de dichas situaciones en el país:

| Calidad del suelo de subrasante | Condición de humedad de la subrasante | |
|---------------------------------|---------------------------------------|-----------------|
| | Subrasante Húmeda | Subrasante Seca |
| Muy bueno | 8.000 | 20.000 |
| Bueno | 6.000 | 10.000 |
| Regular | 4.500 | 6.500 |
| Pobre | 3.300 | 4.900 |
| Muy malo | 2.500 | 4.000 |

Combinando los valores estimados para M_R para las distintas calidad de suelos, con la duración de las estaciones (Región Climática

I), se determinaron los M_R efectivos para diseño (en psi), que a continuación se indican:

| Región Climática (U.S.) | Calidad del suelo de subrasante | | | | |
|-------------------------|---------------------------------|-------|---------|-------|-----------|
| | Muy malo | Pobre | Regular | Bueno | Muy bueno |
| I | 2800 | 3700 | 5000 | 6800 | 9500 |

El propósito de este capítulo del Manual AASHTO, es proveer al proyectista de un medio que le permita identificar un diseño estructural de pavimentos adecuado para un camino de bajo volumen de tránsito. Se

presenta así un catálogo de diseño que incluye pavimentos rígidos, flexibles y caminos no pavimentados. Se debe aclarar que si bien los diseños estructurales resultantes responden a soluciones precisas

obtenidas mediante el procedimiento descrito previamente, las mismas se basan en un conjunto de consideraciones asumidas relativas a los requerimientos para diseño y condiciones ambientales. Las consideraciones asumidas y aplicadas a los tres tipos de estructuras para su diseño, se describen en forma somera a continuación:

- 1- Todos los diseños se basan en los requerimientos estructurales para un período de performance (comportamiento), sin tener en cuenta un intervalo de tiempo. Así para el diseño de pavimentos rígidos y flexibles, al nivel de tránsito se le asigna un rango comprendido entre 50.000 y 1.000.000 de aplicaciones de ejes de 18.000 lb; siendo dicho intervalo de 10.000 a 100.000 repeticiones de ejes de 18.000 lb cuando se trata de caminos no pavimentados.
- 2- Todos los diseños presentados en el catálogo responden a un nivel de confiabilidad de 50% o de 75%.
- 3- Los diseños responden a las condiciones ambientales de seis regiones climáticas representativas en los EE.UU.
- 4- Los diseños corresponden a cinco niveles de calidad de la subrasante acorde a su resistencia o capacidad portante: muy buena, buena, regular, pobre, muy mala. Indicándose el módulo resiliente (M_R) que fue

utilizado para cada tipo de suelo, de acuerdo a su condición de humedad y la duración de las estaciones (período húmedo o seco) a fin de cuantificar los efectos de las seis regiones climáticas sobre la performance (comportamiento) del pavimento.

- 5- El Índice de Serviciabilidad terminal seleccionado para pavimentos rígidos y flexibles es de 1.5 y la pérdida de serviciabilidad total para un camino no pavimentado es de 3.0.

En el catálogo de diseño se definen, para pavimentos flexibles, los rangos de los Números Estructurales (SN) para cada condición y para niveles de tránsito definidos como a continuación se indica:

| | |
|---------|---------------------|
| Alto | 700.000 a 1.000.000 |
| Mediano | 400.000 a 600.000 |
| Bajo | 50.000 a 300.000 |

Los valores indicados para SN pueden ser utilizados para el diseño de pavimentos de caminos de bajo volumen de tránsito cuando no se cuente o no sea posible contar con más detalles sobre los parámetros requeridos para el diseño.

A continuación se transcriben para la Región Climática I, para tres niveles de tránsito y para cinco tipos de suelo, los valores calculados para SN, considerando un grado de confiabilidad de 50% y de 75%.

| Calidad del suelo de subrasante | Nivel de Tránsito | REGIÓN CLIMÁTICA I | |
|---------------------------------|-------------------|--------------------|-----------|
| | | R = 50% | R = 75% |
| Muy buena | Alto | *2,3 - 2,5 | 2,6 - 2,7 |
| | Medio | 2,1 - 2,3 | 2,3 - 2,5 |
| | Bajo | 1,5 - 2,0 | 1,6 - 2,1 |
| Buena | Alto | 2,6 - 2,8 | 2,9 - 3,0 |
| | Medio | 2,4 - 2,6 | 2,6 - 2,8 |
| | Bajo | 1,7 - 2,3 | 1,9 - 2,4 |
| Regular | Alto | 2,9 - 3,1 | 3,2 - 3,3 |
| | Medio | 2,6 - 2,8 | 2,8 - 3,1 |
| | Bajo | 2,0 - 2,6 | 2,1 - 2,7 |
| Pobre | Alto | 3,2 - 3,4 | 3,5 - 3,6 |
| | Medio | 3,0 - 3,2 | 3,1 - 3,4 |
| | Bajo | 2,2 - 2,8 | 2,4 - 3,0 |
| Muy mala | Alto | 3,5 - 3,7 | 3,8 - 3,9 |
| | Medio | 3,2 - 3,4 | 3,4 - 3,7 |
| | Bajo | 2,4 - 3,1 | 2,6 - 3,2 |

* Rango de número estructural recomendado (SN)

Una vez seleccionado el número estructural de diseño (SN), el proyectista identificará combinaciones apropiadas de espesores de capas de pavimentos flexibles que proveerán de la capacidad portante requerida de acuerdo a las cargas del tránsito.

En base a los criterios ya definidos sobre los coeficientes de aporte de las distintas capas (a_i), y a la ecuación general para el número estructural, resulta:

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

Siendo:

a_i = coeficiente de aporte de las distintas capas.

D_i = espesor de las distintas capas.

DISEÑO DE CAMINOS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO (AASHTO) PAVIMENTOS FLEXIBLES

C EJEMPLO ILUSTRATIVO

Asumiendo una subrasante de comportamiento regular ($M_R = 5,000$ psi) y un nivel de tránsito mediano (de 400,000 a 600,000 ejes), para un nivel de confiabilidad $R = 50\%$ y un $PSI_t = 1.5$, de acuerdo a AASHTO se indica para la Región I (clima similar al del país), un SN comprendido entre 2.6 y 2.8.

De acuerdo a la expresión indicada en la figura 48, con los parámetros indicados correspondería (para $SN = 2.8$).

$$\lg W_{18} = 9.36 \lg(SN + 1) - 0.20 + 2.32 \lg M_R - 8.07 = 5.7384$$

$$W_{18} = 547,500 \text{ ejes}$$

Para un nivel de confiabilidad del 75% ($Z_R = -0.674$) y similares parámetros, se recomienda un SN comprendido entre 2.8 y 3.1. Adoptando $S_o = 0.45$, se obtendría (para SN = 3.0).

$$\lg W_{18} = Z_R S_o + 9.36 \lg(SN + 1) - 0.20 + 2.32 \lg M_R - 8.07 = 5.6436$$

$$W_{18} = 440,140 \text{ ejes}$$

En ambos casos se verifican los valores de capacidad estructural (SN) recomendados.

La Metodología AASHTO correspondiente a caminos de bajo volumen de tránsito, se transcribió a los fines de transmitir la posición de AASHTO frente a dichas calzadas ($N_{8.2} < 1.0 \times 10^6$), siendo fundamental las recomendaciones dadas para el PSI_f y el nivel de confiabilidad a adoptar.

Si bien los suelos del país pueden no ser similares a los de los Estados Unidos, cuando se clasifica un material en forma generalizada (bueno, regular, malo, etc.) no hay duda de que un suelo por ejemplo, malo, tendrá características similares cualquiera sea su tipo de formación. A fin de facilitar la generalización de sus variados comportamientos (características físicas, volumétricas y mecánicas) se utiliza la clasificación de suelos AASHTO (HRB), unificada de Casagrande, etc.

De acuerdo a la clasificación de suelos AASHTO (HRB) el comportamiento como subrasante de los distintos tipos de materiales

se categoriza de “Medianos a Pobres” para los suelos tipo A-4, A-5, A-6 y A-7, siendo de inferior calidad los últimos indicados; y de comportamiento “Excelente a Bueno” los suelos A-1, A-3 y A-2, siendo los de mejor calidad los primeros mencionados.

DISEÑO DE PAVIMENTOS CON TRATAMIENTOS SUPERFICIALES

Para el caso de pavimentos flexibles, cuya capacidad de rodamiento esté conformada por un tratamiento bituminoso superficial, porque el volumen de tránsito que la solicita no amerita la ejecución de un concreto asfáltico, la guía de diseño AASTHO recomienda utilizar el mismo nomograma y ecuación indicado para concretos (figura 48). Considerando que el menor número de solicitaciones de carga implica un menor riesgo, se recomienda utilizar un nivel de confiabilidad de $R = 50\%$ ($Z_R = 0.0$) y un Índice de Serviciabilidad Terminal de $PSI_t = 1.5$. Una vez definido el número estructural requerido (SN) en base a los parámetros de diseño, el mismo debe ser convertido a espesores reales mediante los coeficientes estructurales que representan los aportes resistentes de las distintas capas, adoptándose para los tratamientos superficiales los valores que se indican (acorde al método AASHO original):

| TRATAMIENTO SUPERFICIAL | COEFICIENTE ESTRUCTURAL |
|-------------------------|-------------------------|
| SIMPLE, DOBLE | 0.1 |
| TRIPLE | 0.16 |

La nueva metodología AASHTO (1986, 1993) sugiere considerar el aporte estructural de los tratamientos bituminosos superficiales

nulos e incrementar los coeficientes de aporte de las capas subyacentes teniendo en cuenta su recubrimiento.

CONSIDERACIONES RELATIVAS A LAS DISTINTAS METODOLOGÍAS:

En este Capítulo referente a Diseño de pavimentos flexibles, se han desarrollado distintas metodologías: Método del Cuerpo de Ingenieros (solicitado por la Dirección General de Carreteras), Método Shell, del Asphalt Institute y AASHTO.

El Método Shell se destaca por darle la importancia que se merece a las características de la mezcla asfáltica (stiffness y resistencia a la fatiga) y a las condiciones climáticas, así como también incluye el procedimiento a aplicar para el cálculo de las deformaciones permanentes (ahuellamiento) de la calzada durante su vida útil. En su nueva versión (addendum) se han incluido distintos niveles de confiabilidad para los diseños, situación que permite un mejor manejo de las variables en función de los riesgos que las mismas involucren, además de ampliar el rango de la inversión requerida.

Se considera necesario conocer la metodología indicada a fin de que el proyectista tome conciencia de que un diseño de pavimentos no termina con la definición de los espesores de las distintas capas que lo conforman, sino que dicho diseño responderá a un buen comportamiento en servicio, siempre y cuando las mezclas asfálticas particularmente cumplan con los requisitos adoptados para el proyecto (código de mezcla). El hecho de familiarizarse con las características reológicas de los asfaltos y su

influencia en el comportamiento de las mezclas, tanto durante la etapa constructiva como en servicio, justifica el conocimiento de la conceptual metodología Shell.

Si bien luego no se aplique el método en su totalidad (prescindiendo de la estimación de las magnitudes de las deformaciones permanentes) por la carencia de alguna de las informaciones requeridas, se recomienda que por lo menos se proceda a su lectura, ya que facilitará al entendimiento de por qué en zonas de clima cálido (así como también en regiones de temperaturas rigurosas), es fundamental el tipo y grado del cemento asfáltico a utilizar y la calidad y durabilidad de los agregados que conforman la mezcla así como también las características volumétricas de la misma, alcanzada en obra durante la etapa constructiva.

El método del Asphalt Institute, de fácil aplicación, brinda las cartas de diseño para distintas temperaturas, destacándose las correspondientes a mezclas en frío preparadas con asfalto emulsionado (tipo I, II y III) además de las de full-depth y agregados no tratados de distintos espesores. Al no utilizarse ningún nivel de confiabilidad, se asume que el riesgo es mínimo ($R=100\%$), por lo que los espesores de la capa asfáltica resultantes, generalmente superan a los obtenidos aplicando otros métodos.

El Método AASHTO sería el más recomendable para su aplicación en el caso de pavimentos flexibles.

No sólo por la inclusión del error standard (S_o) y la desviación standard normal (Z_R), sino también por la valorización que se le da al Índice de Serviciabilidad y la importancia

que se le adjudica a las condiciones de drenaje.

Su aplicación es sencilla y mediante el nomograma y/o ecuación correspondiente, se puede obtener la capacidad estructural requerida en base a los parámetros de diseño.

Los coeficientes estructurales para las distintas capas, se pueden valorizar mediante sencillos ensayos de laboratorio sobre muestras representativas (CBR, Estabilidad Marshall, Resistencia a la compresión simple). En cuanto al módulo elástico del concreto asfáltico que conforma la capa de rodamiento, con el conocimiento de los distintos tipos de mezclas expuestos en la Metodología Shell o en las publicaciones del Asphalt Institute, no habrá problemas en estimarlo, hasta tanto no se cuente con los equipos de laboratorio requeridos para su determinación.

Cabe aclarar que el concepto de confiabilidad introduce distintos niveles de certeza en el proceso de diseño, por lo que los mayores rangos irán aparejados a diseños de mayor envergadura por ende de mayor costo. Por estas circunstancias, para carreteras de bajo volumen de tránsito se recomienda $R = 50\%$ ($ZR = 0.0$) mientras que para autopistas se sugiere un rango de 80 a 99.9 %. La gama de valores intermedios se aplicará acorde al criterio del proyectista y a la clasificación funcional de la carretera. Contándose además con las Normas y Especificaciones AASHTO, el desarrollo del proyecto de diseño, se desenvuelve desde un inicio hasta su culminación dentro de un marco adecuado y certero.

Se considera necesario remarcar que

mediante la aplicación de esta metodología se le permite al proyectista una mayor posibilidad de opción, un mayor juicio de valor y una mayor interacción entre las distintas etapas del procedimiento de diseño.

REFUERZO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

• CONSIDERACIONES GENERALES

En base a la evaluación de las características geométricas, a la necesidad de recomponer el sistema de drenaje, y al estado del pavimento de la red vial, se identifican aquellos tramos que presentan deficiencia. Correspondiendo consecuentemente definir las mejoras a efectuarse en cada caso.

No se tendrán en cuenta en el desarrollo de este tema los factores geométricos (necesidad de ensanches, variantes correctoras de algunas curvas o pendientes que se encuentran fuera de normas, etc), ni los inherentes al sistema de drenaje existente, ya que su consideración escapa al alcance del diseño de espesores de refuerzo.

Se deja expresa constancia igualmente, que dentro de la evaluación a realizar el análisis del drenaje constituye uno de los puntos de mayor importancia, ya que de nada valdrá el análisis de la información relativa a la estructura mediante complicadas teorías si no se tiene en cuenta la capacidad de la obra para eliminar en forma eficiente y rápida las aguas superficiales y subterráneas, ya que constituyen uno de los principales agentes contribuyentes al deterioro de un pavimento.

En el caso de pavimentos flexibles, las causas

de los defectos que se registran, responden a distinto origen y naturaleza pudiendo citarse entre otras: exagerado incremento de la frecuencia e intensidad de cargas, deficiencias durante el proceso constructivo, factores climáticos excesivamente desfavorables, proyectos deficientes, falta de mantenimiento por escasez de fondos, equipos o personal capacitado, etc.

Las causas mencionadas u otras, ocasionan el desarrollo de fallas, pudiéndose clasificar en:

-Fallas de superficie: se refieren a los defectos de la superficie de rodamiento debido a fallas de la carpeta asfáltica propiamente dicha.

-Fallas estructurales: se refieren a los defectos de la superficie de rodamiento debidos a fallas en la estructura de la capas constitutivas que deben resistir las sollicitaciones del tránsito y la acción de los factores climáticos.

En el caso de las fallas superficiales se corrige la viabilidad de la calzada mediante la regularización de la superficie, previéndose además una correcta impermeabilización y rugosidad. Dichos fines se logran con capas asfálticas delgadas o tratamientos bituminosos superficiales o distintos tipos de sellos (fog-seal; sand-seal; slurry-seal), que poco o nada aportan desde el punto de vista estructural en forma directa. Este tema se desarrollará en el componente del Manual referido a Mantenimiento.

En el caso de fallas estructurales, es necesario construir un espesor de refuerzo sobre el pavimento existente, a fin que el conjunto responda a las exigencias del tránsito presente y proyectado.

Cuando se registren fallas exclusivamente de origen superficial, pero se prevea un marcado aumento en el tránsito (frecuencia y/o magnitud), se debe contemplar también la construcción de un refuerzo.

Si bien se podría pensar en distintos materiales para conformar las capas de refuerzo, existe una marcada tendencia a utilizar mezclas asfálticas preparadas y colocadas en caliente (concretos asfálticos), entre otros motivos porque su procesamiento es rápido y por lo tanto se reducen los inconvenientes para el tránsito (ya que la calzada continúa en servicio), y además aportan la debida rigidez, ya sea como capa de rodamiento permanente o transitoria cuando integran la base del refuerzo.

La evaluación de un pavimento en servicio tiene como objetivo el análisis del valor estructural remanente de la calzada existente; dicha evaluación debe ser lo suficientemente completa como para permitir efectuar un diagnóstico de falla, es decir esclarecer el origen o motivo de la degradación del pavimento, a fin de poder prever el tipo de mejora acorde al problema existente.

La evaluación de un cierto tramo de calzada difiere de la efectuada a nivel de red de caminos. Cuando se realiza sobre la totalidad de la red vial generalmente con el objetivo fundamental de detectar aquellos tramos que registran deficiencias, la evaluación debe presentar características expeditivas para lograr un alto rendimiento acorde a la extensa longitud de la red a analizar; cuando se trata de la evaluación de un tramo ya definido su longitud es mucho menor y a fin de poder definir las mejoras requeridas, se hace necesario un estudio detallado y profundo.

En este caso, la evaluación del pavimento existente obliga necesariamente a las siguientes tareas:

- Análisis del sistema de drenaje
- Evaluación del estado superficial
- Auscultación deflectométrica
- Perforaciones (calicatas)

A los efectos de poder concretar el diseño de las mejoras, se debe contar con una estimación de las cargas que ha soportado el tramo desde su habilitación o bien desde la finalización de alguna tarea de mantenimiento importante; como así también con los antecedentes del proyecto, construcción, y conservación de la obra. A toda esta información, se debe adicionar la proyección futura de las cargas que incidirán sobre el pavimento en estudio, las características de los materiales disponibles y los métodos constructivos convenientes.

Del análisis global de todos estos elementos, podrán resultar los siguientes tipos de mejora:

- C Superficial, que podrá consistir en un sellado, un tratamiento bituminoso o incluso una carpeta de concreto asfáltico de reducido espesor (# 2").
- C Recapado importante ($> 2''$) con o sin ensanche de calzada.
- C Reconstrucción total, con escarificado del material existente y reutilización o descarte del mismo.

Generalmente cualquiera de estas soluciones requerirá una recomposición del sistema de drenaje.

Considerando la diversidad de casos posibles de encontrar en la práctica, huelga decir que cada uno de ellos debe ser considerado en forma particular, analizando la totalidad de los elementos de juicio disponible, a fin de diseñar para cada caso la mejora más adecuada a la situación existente.

Cuando la solución adoptada recaiga en un recapado o construcción de un refuerzo de mezcla asfáltica se deben aplicar algunos de los métodos de diseño ya desarrollados que permiten estimar el espesor del refuerzo a construir.

C MÉTODOS DE DISEÑO DE REFUERZO

Para el caso de pavimentos flexibles, los métodos de diseño de refuerzo se pueden agrupar siguiendo dos enfoques distintos:

Métodos basados en criterios de reducción de deflexiones.

Métodos basados en el rediseño estructural.

C MÉTODOS BASADOS EN CRITERIOS DE REDUCCIÓN DE DEFLEXIONES

Si para una determinada estructura de pavimento, se analiza la evolución de su deflexión a lo largo de su vida útil, se observa que existe un período inicial reducido de "acomodación" de la estructura; a continuación la deflexión se mantiene prácticamente constante durante un período largo que corresponde a la mayor parte de su período de servicio. A medida que la estructura se vaya acercando al término de su vida útil irá creciendo ligeramente la

deflexión hasta alcanzar la falla donde se produce un notable aumento de la deformabilidad del pavimento.

La medida de las deflexiones está asociada en forma directa a las tensiones de tracción en las capas asfálticas y de compresión en las capas inferiores y subrasante; por acción acumulativa estos esfuerzos generan la fisuración y las deformaciones permanentes del pavimento, es decir provocan el conjunto de fallas que con el tiempo conducen a la destrucción de la calzada. Haciendo una similitud de este proceso con un fenómeno de fatiga, se deduce que a mayor deflexión el pavimento en estudio podrá admitir un menor número de repeticiones de carga hasta alcanzar la falla.

Las teorías de las capas elásticas muestran que la flecha de la elástica de una calzada multicapa bajo carga constante y área de aplicación determinada, depende de un conjunto de variables (espesores de las capas, módulo de la subrasante, relación de módulos de cada capa con la subyacente, historia de la estructura, etc.) registrando además la deformación elástica del conjunto de la estructura y su apoyo, hasta profundidades que superan el metro. Consecuentemente toda correlación unívoca que se quiera establecer entre las fallas por fatiga y la magnitud de las deflexiones obliga a considerar estructuras semejantes. Es decir que la deflectometría se debe considerar como una información necesaria pero no suficiente para juzgar la capacidad estructural de un pavimento flexible en servicio.

El significado de las medidas de deflexiones se puede ampliar introduciendo la magnitud de la curvatura de la línea de deflexión en la

zona donde ella es mayor, es decir bajo el eje vertical de la carga. A dicha curvatura se la denomina generalmente "radio de curvatura".

Como se manifestara la deflexión afecta al conjunto de la estructura y capa de apoyo cumpliéndose la relación de módulos decrecientes en profundidad. Si no se cumple esta condición, por existir debajo de las capas asfálticas un espesor de capa base que acusa menor módulo de rigidez que el resto (ya sea por deficiencias constructivas o por degradación del material), la mayor parte de la deflexión medida se cumple a un nivel próximo a la superficie. Esta situación se refleja en reducidos radios de curvatura de la línea de deflexión, aun con medidas de deflexión relativamente tolerables. En el Anexo, se amplían los conceptos de radio de curvatura, como así también se describe un sencillo procedimiento para cuantificarlo. A pesar de todas las limitaciones mencionadas la experiencia muestra tanto en las calzadas en servicio como en los tramos experimentales del AASHO Road Test, que existe cierta correlación entre la magnitud de las deflexiones y la presencia o rápida evolución de fallas estructurales por fatiga.

Este concepto se encuentra representado en las llamadas curvas de performance (figura 59), donde cada punto de la curva representa una estructura de pavimento, dentro de las correspondientes a un determinado tipo (por ejemplo, capas de concreto asfáltico, base asfáltica), de capacidad creciente a medida que el punto se traslada hacia la derecha. En base a este tipo de curvas se puede deducir que una estructura dada que registre una deflexión D , podrá soportar desde la fecha de su habilitación al tránsito hasta alcanzar la falla total un número total N de repeticiones

de carga. Consecuentemente, los métodos de diseño de refuerzos basados en criterios de reducción de deflexiones, consisten simplemente en plantear un espesor de refuerzo de mezcla asfáltica (h) tal que reduzca la deflexión del pavimento existente a reforzar (Do) a un valor tolerable o admisible (Dh). Siendo:

$$h = f(D_o; D_h)$$

En lo que concierne a la deflexión tolerable (Dh) para su elección se requiere la estimación de la proyección de tránsito, es decir el número acumulado de repeticiones de carga de referencia (N) que solicitarán a la calzada durante la vida útil considerada para el diseño del refuerzo.

Con este valor (N) entrando en la curva de performance adecuada, se obtiene la deflexión que puede considerarse tolerable o admisible (Dh) para el período de vida útil considerado.

En lo que respecta a la deflexión del pavimento a reforzar (Do) se adopta con criterio estadístico, la deflexión característica (Dc), obtenida de las mediciones deflectométricas efectuadas sobre el pavimento existente.

Siendo:

$$D_c = D_m + 1,65 F \text{ -----} > (D_c = D_o)$$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (D - D_m)^2}{n-1}}$$

$$D_m = (3D/n)$$

Donde:

- D = valor individual de una medición
- n = número de mediciones individuales
- Dm = media aritmética de los valores individuales
- F = desviación standard
- Dc = deflexión característica

La deflexión característica indicada, cubre el 95% de los valores individuales; y debe corresponder al período más crítico del año (estación lluviosa), por lo que de no efectuarse las mediciones en dicho período, deberá ajustarse el valor obtenido mediante un factor mayor que la unidad, que se obtendrá en base a experiencias locales.

Como guía se indican a modo de ilustración los coeficientes deducidos en experiencias brasileras (Instituto de Pesquisas Rodoviaras, IPR y Departamentos Nacional de Estradas de Rodagem, DNER):

| | FACTOR DE CORRECCIÓN ESTACIONAL | |
|-------------------|---------------------------------|-------------------|
| | Estación seca | Estación lluviosa |
| Suelos Arenosos | 1.10-1.30 | 1.00 |
| Suelos Arcillosos | 1.20-1.40 | 1.00 |

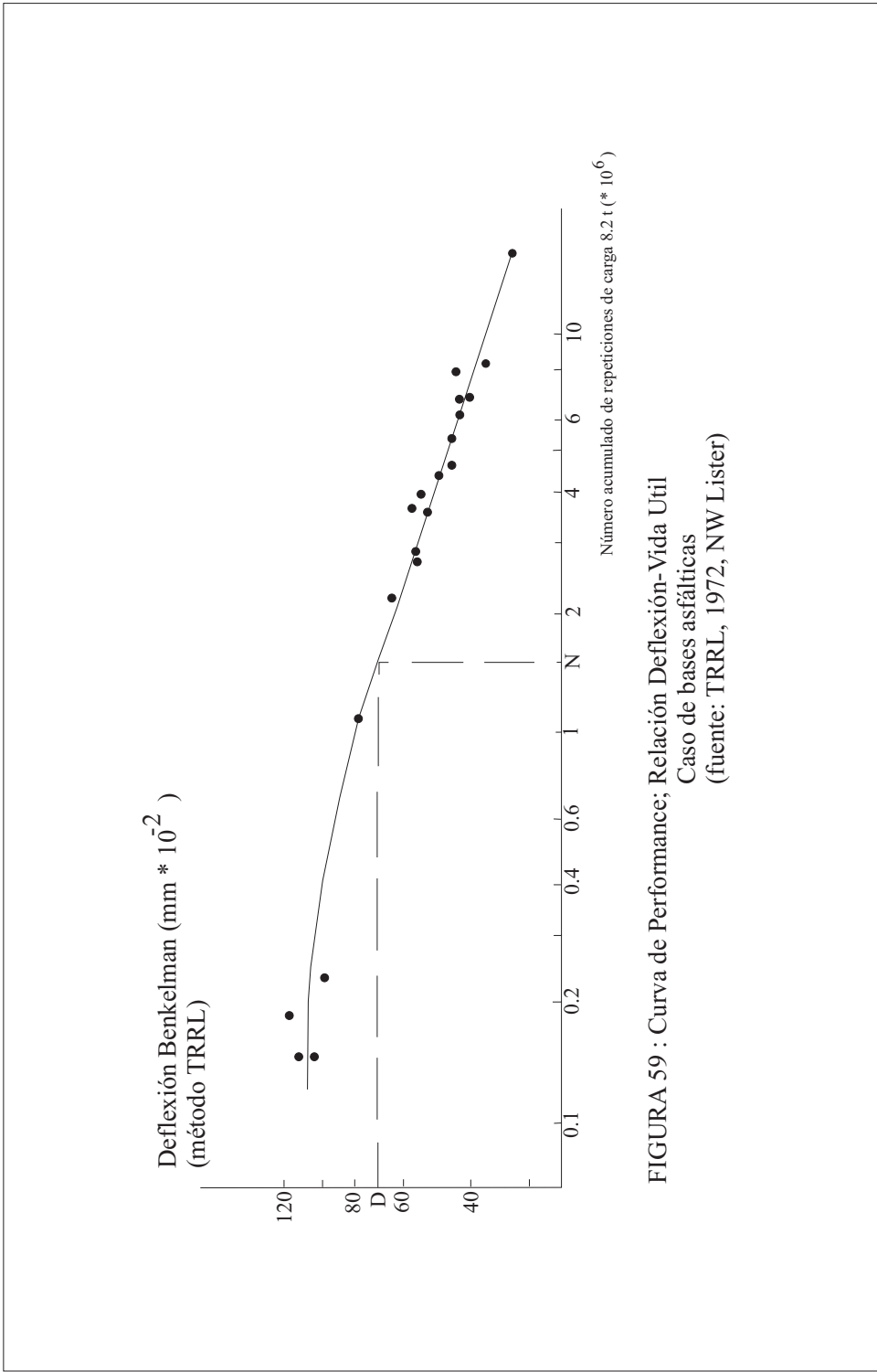


FIGURA 59 : Curva de Performance; Relación Deflexión-Vida Útil
Caso de bases asfálticas
(fuente: TRRL, 1972, NW Lister)

También se debe tener en cuenta la variabilidad de las medidas de las deflexiones por los cambios de temperatura que se puedan registrar en las capas asfálticas. La influencia de este factor es variable de acuerdo al intervalo de temperatura que se considere, al espesor de las capas asfálticas, al tipo de estructura que conforma la calzada, etc. por lo que no es posible establecer un coeficiente de corrección de aplicación general. Para elevados espesores asfálticos la influencia de la temperatura es mayor, particularmente debajo de los 25°C cuando el aporte estructural de las capas asfálticas es elevado. Se recomienda además evitar las mediciones en épocas de altas temperaturas, ya que se podrían producir deformaciones plásticas de la superficie del pavimento que afectarían a las mediciones. Dichas deformaciones se denotan por simple inspección visual del apoyo de la viga Benkelman ubicado entre las ruedas duales del camión. Huelga decir que no es posible fijar rangos de temperatura ya que depende de la susceptibilidad térmica del asfalto la mayor o menor deformabilidad de la mezcla en función de los registros termométricos.

De acuerdo a lo manifestado, a la deflexión característica se la debería afectar por el factor de ajuste por condiciones críticas © y por el factor de ajuste por temperatura (K), resultando (si la temperatura se mantuviera prácticamente constante durante todas las mediciones):

$$D_c = (D_m + 1,65 F) C. K.$$

Ecuación utilizada por el Dr. C.L. Ruiz en su metodología para el cálculo de espesores de refuerzo.

El Asphalt Institute en lugar de adoptar el coeficiente 1.65 (que cubre al 95% de los valores individuales), adopta un valor de 2.0 que cubre el 97% de los valores individuales definiendo así a la deflexión representativa.

Con el objetivo de definir un factor de corrección por temperatura, en el Manual MS-17 del Asphalt Institute se indica el procedimiento a seguir mediante la aplicación del gráfico de la figura 60, donde entrando con la temperatura media del pavimento y en función del espesor de la base conformada con agregados no tratados (0" corresponde a full-depth) se determina el factor de ajuste por temperatura.

A fin de determinar la temperatura media del pavimento (capas asfálticas densamente graduadas), valor que se requiere para la ordenada del gráfico de la figura 60, se seguirá el siguiente procedimiento:

Como primer paso se registrarán las temperaturas ambientes de cinco días precedentes al ensayo, mediante los promedios de las máximas y mínimas diarias, se calculará un promedio de la temperatura ambiente correspondiente a esos 5 días.

Cuando se inicie la medición y durante la jornada de trabajo se deben determinar, cuando se considere necesario porque acusen alguna variación, la temperatura en la superficie y el espesor de las capas asfálticas.

Mediante el gráfico de la figura 61, entrando en abscisas con la temperatura de la superficie de la capa más el promedio de la temperatura ambiente (5 días), se levanta una vertical hasta intersectar la profundidad correspondiente a todo el espesor de las capas

asfálticas y a la mitad de ese espesor. Se tendrán así en ordenadas las temperaturas en el límite inferior de la capa y a profundidad media. El promedio de las temperaturas en la superficie (medida), en el medio y en el límite inferior de la capa, corresponde a la temperatura promedio del pavimento que se utilizará como dato de entrada en el gráfico de la figura 60, para definir el factor de ajuste por temperatura.

En la página siguiente se desarrolla un ejemplo para aclarar lo indicado.

Asumiendo un espesor de concreto asfáltico de 100mm (4"), una temperatura en la superficie del pavimento de 31°C (88°F) y una temperatura ambiente (promedio de 5 días precedentes) de 22°C (72°F), se entra en abscisas con la temperatura en la superficie más la temperatura ambiente promedio (88°F + 72°F = 160°F). Para esa temperatura (160°F) se obtiene del gráfico:

Temperatura a 2" de profundidad = 30°C (86°F)

Temperatura a 4" de profundidad = 27°C (81°F)

Resultando la temperatura promedio del pavimento

$$\frac{31^{\circ}\text{C} + 30^{\circ}\text{C} + 27^{\circ}\text{C}}{3} = 29^{\circ}\text{C} \quad (85^{\circ}\text{F})$$

Si todas las mediciones se efectuaron a una misma temperatura el ajuste se aplica al

promedio de deflexiones ($D_m = 3 D/n$). Sin embargo, considerando que los registros deflectométricos corresponden a un período de varias horas de trabajo, durante el cual pueden ocurrir cambios significativos en la temperatura del pavimento, se recomienda efectuar el ajuste por temperatura antes de calcular el promedio de las deflexiones y la desviación standard.

A continuación se transcribe en forma sucinta una de las metodologías indicadas por el Asphalt Institute, para calcular los espesores de refuerzo en base al análisis de deflexiones.

1- Determinar la deflexión representativa del tramo, siendo:

$$RRD = (D_m + 2 F) C$$

RRD = deflexión representativa

D_m = deflexión media

F = desviación standard

C = factor de ajuste por período crítico

2- Estimar el número de ejes equivalente a 18.000lb que solicitarán a la calzada durante el período de diseño (EAL).

3- Entrar en el gráfico de la figura 62 con el valor definido para la deflexión representativa del tramo (RRD en pulgadas) y levantar una vertical hasta intersectar la curva que corresponda al EAL estimado.

4- Mediante una línea horizontal que intercepte a la ordenada, se obtendrá el espesor de refuerzo requerido.

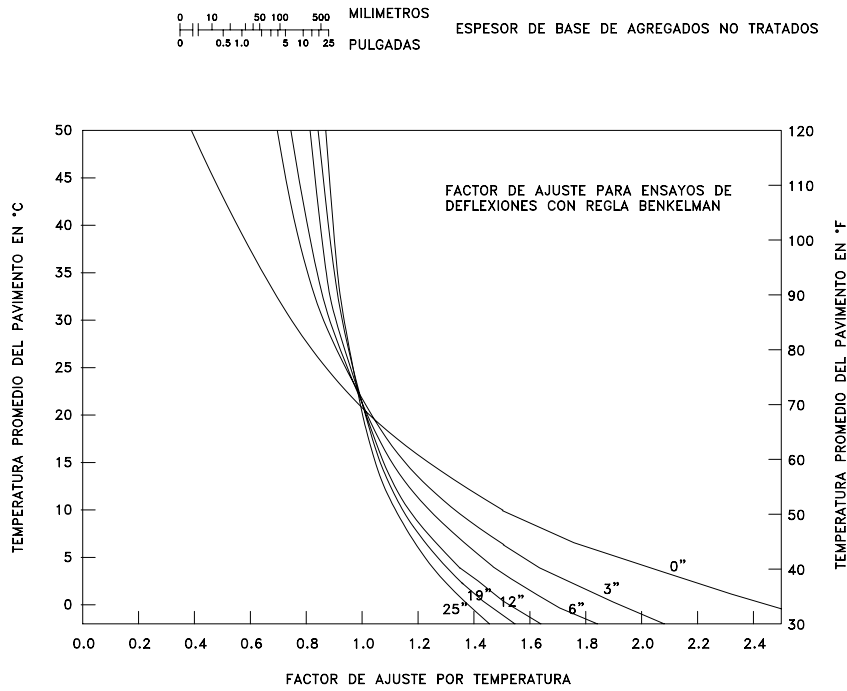


FIGURA 60
TEMPERATURA PROMEDIO DEL PAVIMENTO VS. FACTOR DE AJUSTE DEFLEXIONES BENKELMAN, PARA FULL-DEPTH Y PAVIMENTOS DE CONCRETO ASFALTICO CONFORMADOS POR TRES CAPAS.

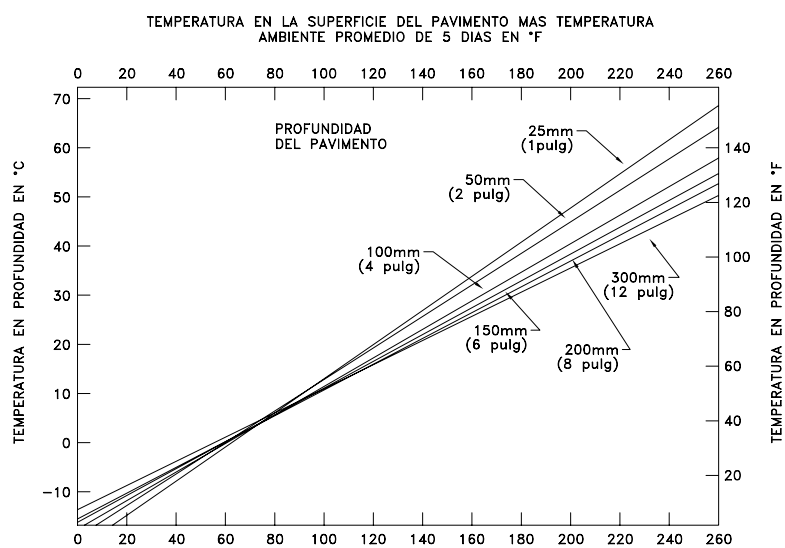


FIGURA 61
PREDICION TEMPERATURA DEL PAVIMENTO

En la Argentina, el Dr. Celestino L. Ruiz, en base a exhaustivos estudios y resultados de tramos en servicio, desarrolló la siguiente metodología, aplicable sólo a aquellos casos en que el radio de curvatura de la línea de deflexión fuera $R_c > 100\text{m}$. La expresión desarrollada por el Dr. C. L. Ruiz se indica a continuación:

$$h = \frac{R}{0,434} \lg \frac{D_o}{D_h}$$

Siendo:

h = espesor de refuerzo (en cm)

D_o = deflexión característica del pavimento existente

D_h = deflexión tolerable o admisible, determinada en base a la proyección de tránsito y calculada para el número acumulado de repeticiones de carga de referencia (10 toneladas) que incidirán sobre el pavimento durante la vida útil considerada (expresado por trocha y por día).

R = coeficiente (con dimensiones de espesor) que expresa la capacidad del material de refuerzo para reducir la deflexión del pavimento subyacente; su valor dependerá de las características del material de refuerzo y de la rigidez o capacidad estructural del pavimento a reforzar. Habitualmente se adopta un valor de R para concretos asfálticos, del orden de 20 en base a la experiencia de obras anteriores, pudiendo variar en un rango comprendido entre 12 y 30.

$$\frac{2.047.068}{365 \times 10} = 561 \text{ ejes}$$

A continuación se desarrolla un ejemplo aplicando ambas metodologías a fin de comparar los resultados obtenidos.

Asumiendo que del estudio deflectométrico se obtuvieron los siguientes valores:

$$D_m = 0,85 \text{ mm}$$

$$F = 0,117$$

$$C = 1,0$$

$$D_c = 0,85 + 1,65 \times 0,117 = 1,04 \text{ mm (Dr. C. Ruiz)}$$

$$RRD = 0,85 + 2 \times 0,117 = 1,08 \text{ mm (Asphalt Institute)}$$

Del estudio de tránsito se calculó para una vida útil de 10 años, un número de ejes equivalentes a 18.000 libras que solicitarán a la calzada de 5×10^6 ejes. Consecuentemente para la metodología del Asphalt Institute será:

$$EAL = 5.000.000$$

Para la metodología desarrollada por el Dr. C. Ruiz, si bien la manera de computar las repeticiones de carga, difiere de la indicada, conduce a resultados conceptualmente equivalentes. Como carga de referencia se adoptan 10 tn (y no 8,2 tn = 18.000 libras) y en lugar de considerar el tránsito acumulado por trocha en el período de vida previsto, se calcula el número de ejes equivalentes a 10 tn por día y por trocha.

$$\text{Siendo } (10 \text{ ton} / 8,2 \text{ ton})^{4,5} = 2,44$$

El número de repeticiones de ejes de 8,2 ton se reducirá a:

$$\frac{5.000.000}{2,44} = 2.047.068 \text{ ejes de 10 ton}$$

y considerando el promedio diario, correspondiente a los 10 años: (equivalentes a 10 tn por día y por trocha)

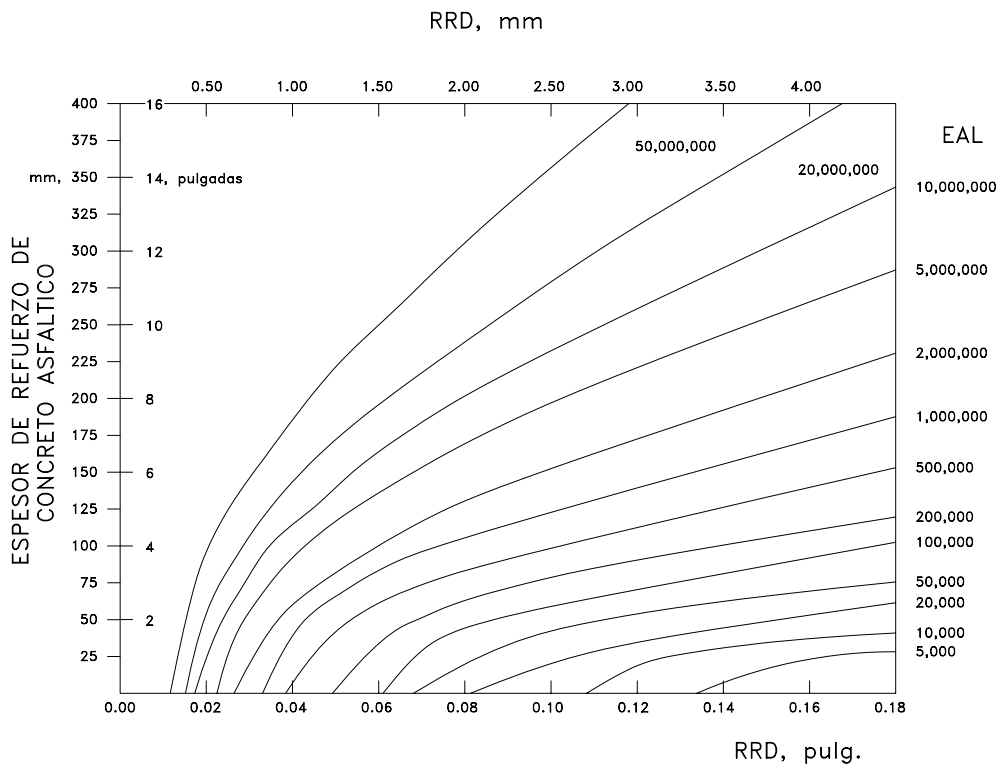


FIGURA 62
 ESPESOR DE REFUERZO REQUERIDO DE CONCRETO ASFALTICO
 PARA REDUCIR LAS DEFLEXIONES DEL PAVIMENTO EXISTENTE (RRD)
 A VALORES DE DEFLEXIONES DE DISEÑO (ADMISIBLES O TOLERABLES)
 PARA EL EAL QUE CORRESPONDA.

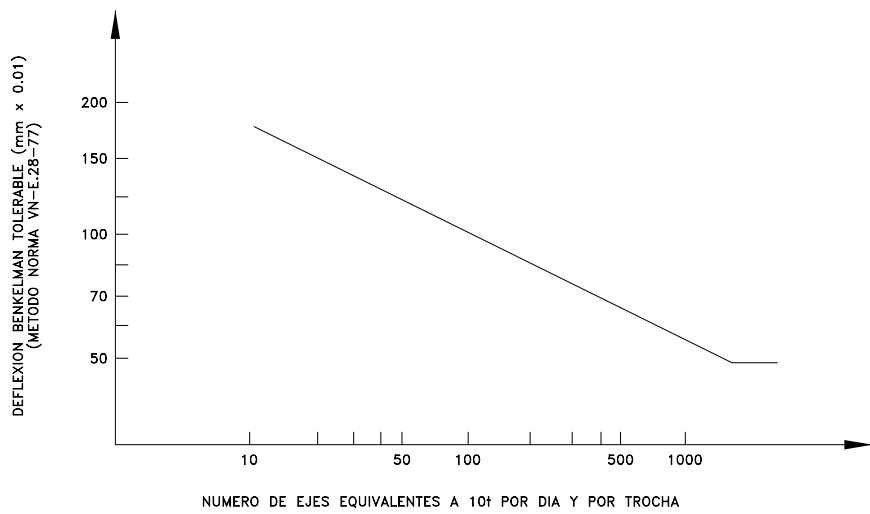


FIGURA 63
DEFLEXION TOLERABLE EN FUNCION DEL TRANSITO.

FUENTE: MANUAL PARA EL PROYECTO DE OBRAS DE MEJORAMIENTO
DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.
Dr. C.L. Ruiz - 1972

Del gráfico de la figura 62 (Asphalt Institute) entrando con $RRD = 1.08 \text{ mm} = 0.04"$, para 5,000,000 ejes equivalentes a 8.2 tn por trocha, corresponde un espesor de refuerzo de 95mm.

Del gráfico de la figura 63, donde se indican las deflexiones tolerables o admisibles, en función del número de ejes equivalentes a 10 tn por día y por trocha, se obtiene para 561 ejes una deflexión tolerable de 0.65mm. Aplicando la expresión desarrollada por el Dr. C. Ruiz y adoptando $R = 20$, el espesor de refuerzo requerido será:

$$h \text{ (cm)} = \frac{20}{0.434} \lg \frac{1.04}{0.65} = 9.4 \text{ cm}$$

Valor similar al obtenido aplicando la metodología del Asphalt Institute.

A continuación se describe el Método California, también utilizado para diseño de espesores de refuerzo de pavimento flexible por reducción de deflexiones.

MÉTODO CALIFORNIA

Introducción

La base de esta metodología consiste en establecer un límite máximo de deflexión que puede admitirse a la estructura del pavimento, como una medida de su capacidad estructural; dicho límite es una función del espesor de las capas asfálticas y del número de aplicaciones de una carga por rueda de 5,000 lb (2,270 kg) que el pavimento ha de soportar.

En la figura 64 se presenta un gráfico que permite determinar el nivel deflexión

tolerable en la superficie del pavimento; en el eje de las abscisas se ubica el número de repeticiones de una carga por rueda de 5000 lb y se observa que para cualquier caso el límite máximo de la deformación admisible o tolerable es de 40 ($1/1000$ pulgadas) o sea de 0.102 cm.

El conjunto de rectas corresponden a diversos espesores de las capas asfálticas, apoyadas sobre bases granulares (no tratadas), salvo la nominada: 0.50' o más, BTC, que es aplicable a un pavimento existente en que la capa subyacente a las capas bituminosas está conformada por un suelo tratado con cemento.

La selección del nivel de deflexión tolerable requiere que se considere la condición del pavimento existente. Así, por ejemplo, si la calzada en servicio registrara una severa y continua falla tipo piel de cocodrilo, se debe asumir que dicha capa está actuando como base granular por lo que el espesor de las capas asfálticas corresponderá sólo al espesor del refuerzo. Si el pavimento existente presentara un buen estado de su condición superficial, con ocasionales fisura transversales y longitudinales, el espesor combinado de refuerzo y pavimento existente se debe estimar acorde a la situación. No se indica como proceder frente al caso de fisuras reflejas, es decir como mitigar la reflexión de grietas o juntas. Para los diversos tipos de fallas se debe tener en cuenta el tipo, tamaño y cantidad del área fisurada, extensión y ubicación del deterioro, diseño estructural existente, espesores y comportamiento del pavimento previo a ser reforzado, calidad de rodaje, factores ambientales y proyección de las cargas de tránsito.

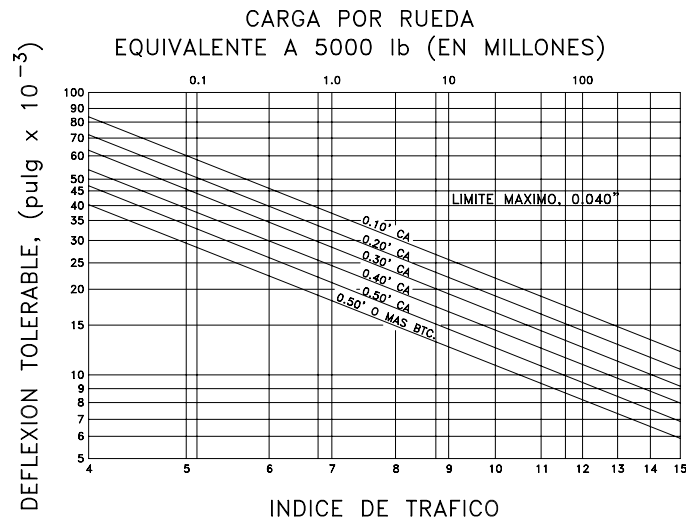


FIGURA 64
 GRAFICO PARA LA DETERMINACION DEL NIVEL TOLERABLE
 DE DEFLEXION (METODO DE CALIFORNIA)

Descripción del método

C Recolección de información.

En una primera etapa se recopilará toda la información disponible relativa al proyecto de refuerzo (antecedentes constructivos, obras de mantenimiento realizadas, condiciones del sistema de drenaje, tránsito soportado, evaluación de estado de la condición superficial, etc).

C Análisis de tránsito

Se requiere en primer lugar hacer una estimación del número diario de vehículos agrupados según su número de ejes; una carga de 5000 lb (2,27 ton) por rueda es la

carga de referencia que adopta este método. Por lo que el flujo de tránsito, acorde a su tipo y peso (por eje o por rueda), ha de convertirse a un número de ruedas de 5000lb que produzca el mismo efecto destructivo. La conversión a dicha carga standard se efectúa utilizando los factores que a continuación se indican acordes al número de ejes que correspondan al vehículo, multiplicando dichos factores por el número de vehículos con carga standard que producirán el mismo efecto destructivo que el que causaría el flujo real de tránsito circulando durante todo el año.

Para carreteras principales los valores entre paréntesis fueron reemplazados por los que se transcriben a su lado.

| FACTORES DE EQUIVALENCIA PARA LLANTAS EN ARREGLO DUAL DE VEHÍCULOS DE VARIOS EJES, CON LA RUEDA STANDARD DE 5000lb (2,27 ton) | | |
|---|-------------|-------------|
| VALOR DE LA CARGA EQUIVALENTE (CE) PARA UN AÑO DE SERVICIO DEL PAVIMENTO. | | |
| NÚMERO DE EJES DEL VEHÍCULO | CARRETERAS | |
| | PRINCIPALES | SECUNDARIAS |
| 2 | (280) 300 | 200 |
| 3 | (930) 920 | 690 |
| 4 | (1320) 1320 | 1070 |
| 5 | (3190) 4080 | 1700 |
| 6 | (1950) 2860 | 1050 |

Aplicando el procedimiento indicados a los distintos tipos de vehículos censados (por día y por trocha), sumando los resultados finales se llega al número de repeticiones de la carga standard durante el año en estudio.

Se define también el Índice de Tránsito (IT), siendo:

$$IT = 6,7 \left(\frac{CE}{10^6} \right)^{0,119}$$

Donde CE corresponde al factor de carga equivalente del flujo de tránsito censado.

A continuación se desarrollará un ejemplo a fin de aclarar la aplicación del método en lo que al análisis del tránsito se refiere. Se asumió un período de diseño de 10 años y una tasa de crecimiento anual constante para todo el período y para los distintos tipos de vehículos ($i = 2,5\%$), el tramo en estudio se consideró conformado por una calzada de dos carriles (carreteras secundaria).

| TIPO DE VEHÍCULO | PROMEDIO DE CAMIONES DIARIOS | FACTOR DE EQUIVALENCIA | Nº DE EJES EQUIVALENTES A 5000 LB |
|------------------|------------------------------|------------------------|-----------------------------------|
| CAMIÓN DE 2 EJES | 100 | 200 | 20.000 |
| CAMIÓN DE 3 EJES | 50 | 690 | 34.500 |
| CAMIÓN DE 4 EJES | 50 | 1070 | 53.500 |
| CAMIÓN DE 5 EJES | 75 | 1700 | 127.500 |
| CAMIÓN DE 6 EJES | 15 | 1050 | 15.750 |
| | | | 3 = 251.250 |

Para $n = 10$ años, $i = 2,5\%$ anual

$$N_{5000lbR} = 251.250 \times [(1 + 0,025)^{10} - 1] / \ln(1 + i) = 2.849.890 \text{ ejes simples equivalentes a ruedas de } 5000lb.$$

$$I.T = 6,7 (2.849.890)^{0,119} = 7,6$$

Si la información hubiera sido ya procesada a número de ejes simples equivalentes a 18.000lb ($N_{8,2ton}$), a fin de obtener el Índice de Tránsito (IT) se procederá del siguiente modo.

Siendo el número de ejes equivalentes a 18.000lb por trocha y por día de $N_0 = 66$ ejes para el año base, $n = 10$ años e $i =$ constante $= 2,5\%$ anual.

Resultando así:

$$N_{10.000 lb} = 66 \times 10,50 \times 365 \frac{[(1 + 0,025)^{10} - 1]}{\ln(1 + 0,025)}$$

$$N_{10.000lb} = 2.869.117 \text{ ejes simples equivalentes a } 10.000 lb$$

$$IT = 6,7 (2,87)^{0,119} = 7,6$$

C Deflexión tolerable o admisible

De acuerdo al análisis de tránsito efectuado

Para un factor exponencial $n = 4,0$ se obtiene:

$$F.E. = \left(\frac{18.000}{10.00}\right)^4 = 10,50$$

Siendo 18.000 lb la carga de referencia y 10.000 lb la carga correspondiente a un eje conformado por dos ruedas duales de 5000 lb cada una.

en la forma indicada y al espesor de capas bituminosas considerado, mediante el gráfico de la figura 64 se determina la deflexión

tolerable o admisible requerida.

C Auscultación deflectométrica

Se subdividirá el tramo en estudio en secciones relativamente homogéneas (por nivel de deterioro, tipo de paquete estructural, tránsito, CBR de subrasante).

Las secciones que se someten a la auscultación deflectométrica son de aproximadamente 350m, ubicándose una o dos por milla (1609m) y tratando que dichas secciones sean representativas; los ensayos de deflexión sobre el pavimento existente se llevan a cabo a intervalos de aproximadamente 8 ó 10m. Los equipos generalmente empleados son la viga Benkelman (camión cargado con 15.000lb en su eje trasero) o el Dynaflect. Si se utiliza este último se deberán aplicar las correlaciones existentes entre las mediciones obtenidas mediante ambos equipos.

Cabe aclarar que las mediciones efectuadas con viga Benkelman, pueden responder a la metodología WASHO (desarrollada por la WASHO Road Test) o a la metodología canadiense (CGRA, Canadian Good Roads Association). El Departamento de Transportes de California, utiliza la metodología WASHO en este caso la punta de prueba de la regla o viga se ubica por delante del eje de carga, entre las ruedas duales y a aproximadamente 4.5 pies (aproximadamente 1.35m) de dicho eje. La máxima deflexión se registra cuando las ruedas pasan lentamente sobre la punta de prueba. En el método canadiense (empleado por Asphalt Institute), la punta de prueba de la viga se ubica directamente bajo el eje trasero y entre las ruedas duales, la máxima

lectura se registra cuando dos lecturas sucesivas no difieren en más de 0.01 mm (lecturas cada 60 segundos, mientras el camión avanza lentamente), en ese instante se da por terminada la recuperación.

Como en este último caso es mayor el tiempo de aplicación de la carga, se obtienen valores de deflexiones mayores que con la metodología WASHO, en la figura 65 se muestra la correlación entre ambas mediciones.

Si bien existen distintos equipos y metodologías para determinar deflexiones, es importante dejar sentado que el método de medición debe ser compatible con el criterio aplicado en el diseño de refuerzo.

Con las deflexiones obtenidas en el pavimento existente, debe calcularse un valor tal que el 20% de los valores sea mayor (percentil 80), representándose esta deflexión estadística por δ_{80} . El valor de δ_{80} debe compararse con la deflexión tolerable obtenida en base al tránsito que solicitará a la calzada y al espesor de las capas asfálticas (δ_{tol}).

Si δ_{80} resultara inferior a δ_{tol} , no se requiere ningún refuerzo; debe tenerse en cuenta que para cualquier caso la deflexión tolerable debe ser inferior a 40 ($1/1000$ pulg.). Si δ_{80} resultara superior a la deflexión tolerable, deberá calcularse un porcentaje de reducción en la deflexión medida (R_{δ}), mediante la siguiente expresión:

$$R_{\delta} = \frac{\delta_{80} - \delta_{tol}}{\delta_{80}} \times 100$$

C Determinación del espesor de refuerzo

Grava (material granular sin cohesión).

Con el valor del R_f obtenido, debe entrarse al grafico de la figura 66, a fin de obtener el espesor total del refuerzo en Equivalente de

Los valores obtenidos se convierten en capas de distintos materiales, de acuerdo a los factores de conversión que a continuación se indican.

| FACTORES EQUIVALENTES DE GRAVA PARA DIVERSAS ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE | | |
|--|--------------------|-----------------------------|
| TIPO DE MATERIAL | INDICE DE TRÁNSITO | FACTOR EQUIVALENTE DE GRAVA |
| CARPETA DE | 5 | 2,5 |
| CONCRETO | 6 | 2,3 |
| ASFÁLTICO | 7 | 2,2 |
| | 8 | 2,0 |
| | 9 | 1,9 |
| | 10 | 1,8 |
| | 11 | 1,7 |
| | 12 | 1,6 |
| | 13 | 1,6 |
| | 14 | 1,5 |
| BASE ESTABILIZADA CON ASFALTO | | 1,2 |
| BASES TRATADAS CON CEMENTO* | A | 1,7 |
| | B | 1,5 |
| | C | 1,2 |
| BASES GRANULARES DE MATERIAL TRITURADO | | 1,1 |
| BASES Y SUBBASES GRANULARES NATURALES | | 1,0 |

* A, B y C corresponden a distintos porcentajes de cemento de acuerdo a la práctica Californiana.

El Método California considera aconsejable una revisión de los valores de refuerzo obtenidos mediante el procedimiento indicado, ya que al variar el valor del espesor hipotético, del refuerzo, también se modifica la deflexión tolerable que le corresponde a dicho pavimento, por lo que se obliga a un

cálculo iterativo hasta obtener coincidencia entre la curva adoptada para el cálculo de la deflexión tolerable y el espesor resultante del refuerzo y estructura existente.

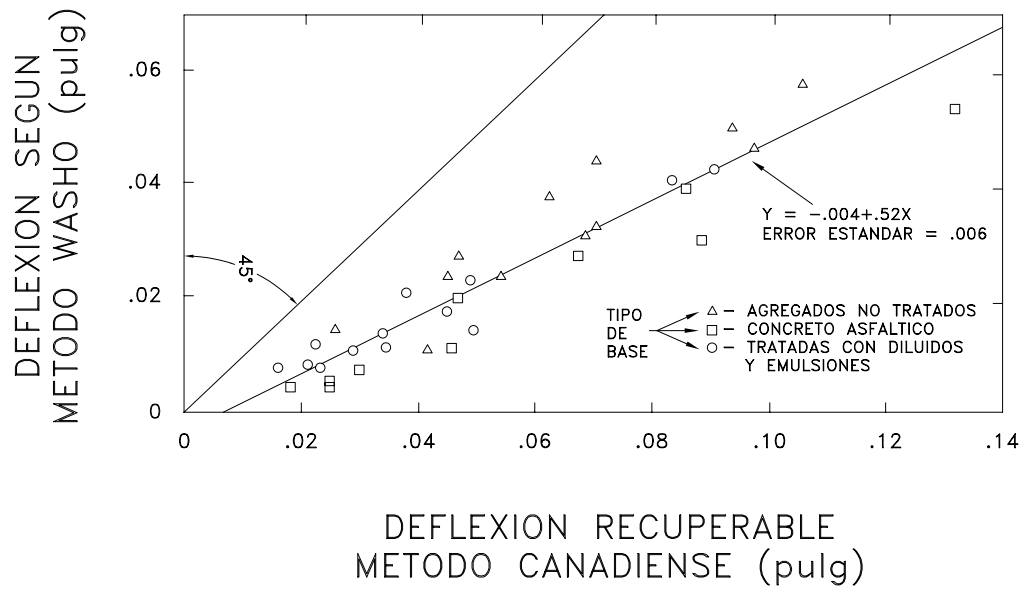


FIGURA 65
COMPARACION DE MEDICIONES BENKELMAN, SEGUN CGRA Y WASHO (1969)

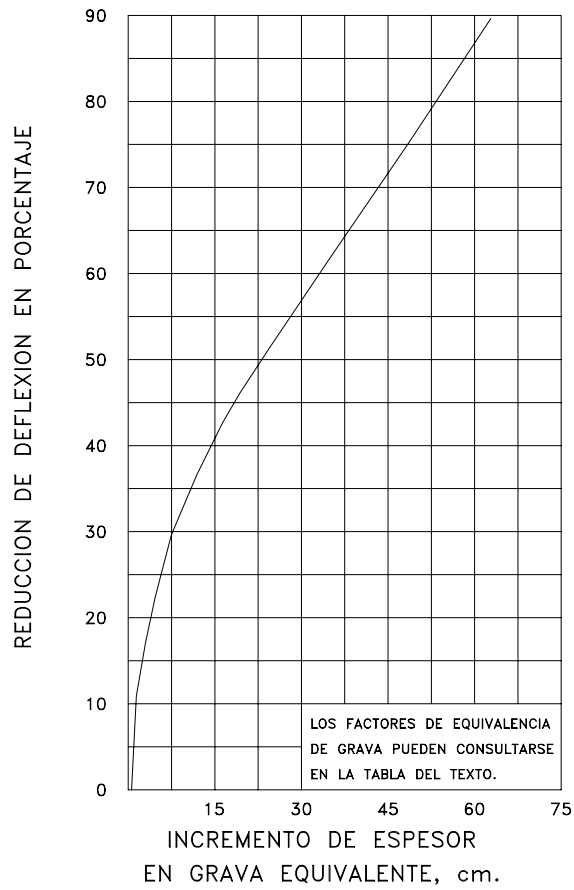


FIGURA 66
INCREMENTO DEL ESPESOR DE UN PAVIMENTO (GRAVA EQUIVALENTE)
EN FUNCION DEL COEFICIENTE DE REDUCCION DE DEFLEXIONES
(METODO DE CALIFORNIA)

En las nuevas versiones del Método, el gráfico de deflexiones tolerables ha sido desarrollado para medidas realizadas con Viga Benkelman considerando una carga de 18.000lb (los gráficos originales estaban preparados para deflexiones bajo carga de 15.000lb), adjuntándose además un gráfico que permite calcular los espesores requeridos de concreto asfáltico en base al Índice de Tráfico (IT) a la deflexión del pavimento existente (80 percentil de lecturas con el deflectómetro, en pulg. o mm). Ambos gráficos se transcriben en las figuras 67 y 68 respectivamente.

De utilizarse el criterio de reducción de deflexión (R_f) del gráfico de la figura 69 se obtiene el espesor del refuerzo en "Equivalente de grava", dichos valores se convierten en espesores de distintos materiales, considerando los factores de conversión que se incluyen en el mismo gráfico.

Ejemplo ilustrativo.

Se asumen los siguientes datos:

$$IT = 9.0$$

$$f_{80} = 0.045''$$

PAVIMENTO EXISTENTE:

0,5" tratamiento bituminoso
6" base granular
6" subbase granular

Se asume un refuerzo tentativo de 0,10' de concreto asfáltico, para $IT = 9,0$ se obtiene $f_{tol} = 0,025''$, resultando $R_f = 44\%$. Para un refuerzo de 0,10' ($EG = 0,19'$), se obtiene $R_f = 24\%$, valor inferior al requerido.

Se asume un espesor de refuerzo mayor de 0,50' de concreto asfáltico, para $IT = 9$ se obtiene $f_{tol} = 0,014''$, siendo $R_f = 68\%$. Para un refuerzo de concreto de 0,50' ($EG = 0,95$) corresponde $R_f = 63\%$, valor cercano al requerido, resultando por lo tanto el espesor del refuerzo $0,5' = 15\text{cm}$.

C ALGUNAS CONSIDERACIONES SOBRE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UN PAVIMENTO EXISTENTE

A continuación se harán algunas consideraciones sobre la evaluación estructural de un pavimento existente, a fin de aclarar conceptos que permitirán una mejor comprensión de los métodos basados en el rediseño estructural. Cabe aclarar que aunque no se utilice como método de diseño el basado en el criterio de reducción de deflexiones, es fundamental para la evaluación de un pavimento en servicio el contar con la auscultación deflectométrica. Tratándose de un ensayo no destructivo y de alto rendimiento (elevada densidad de resultados) permite cubrir en forma efectiva toda la longitud del tramo a analizar. En el caso de utilizarse la regla Benkelman, el espaciamiento entre las mediciones deberá analizarse en cada caso en particular; para tramos de mediana longitud y relativamente homogéneos bastará con una separación entre puntos de medición de aproximadamente 200m mientras que para el caso de tramos relativamente reducidos y no homogéneos, esta separación puede variar entre 50 y 100m.

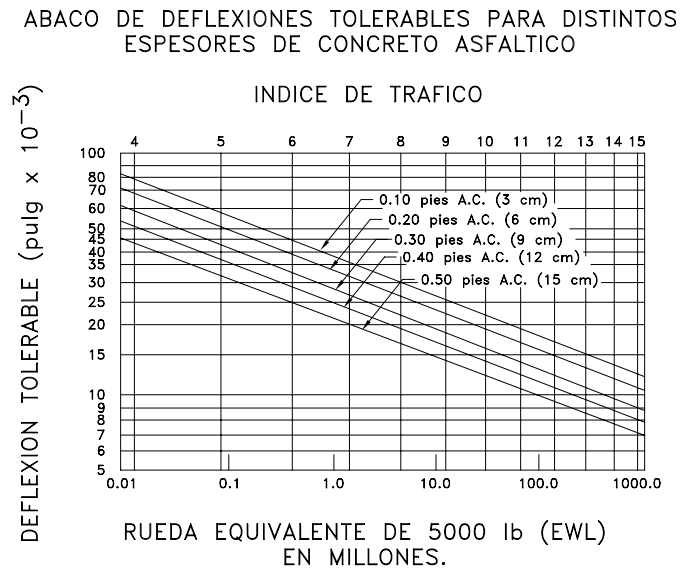


FIGURA 67
DEFLEXION TOLERABLE PARA DISTINTOS ESPEORES DE
CONCRETO ASFALTICO

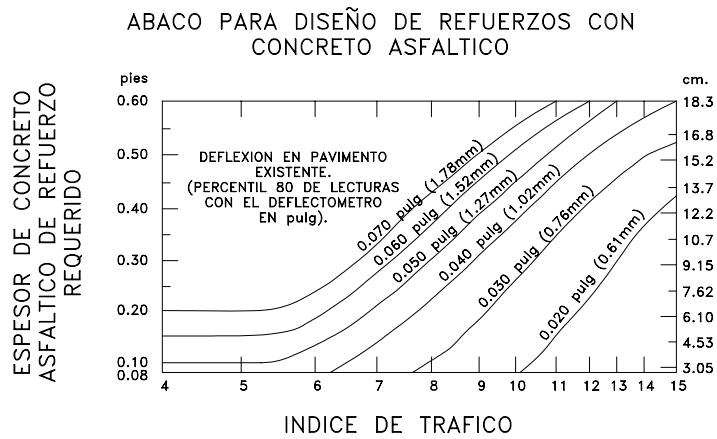


FIGURA 68
ABACO PARA DISEÑO DE REFUERZOS CON
CONCRETO ASFALTICO

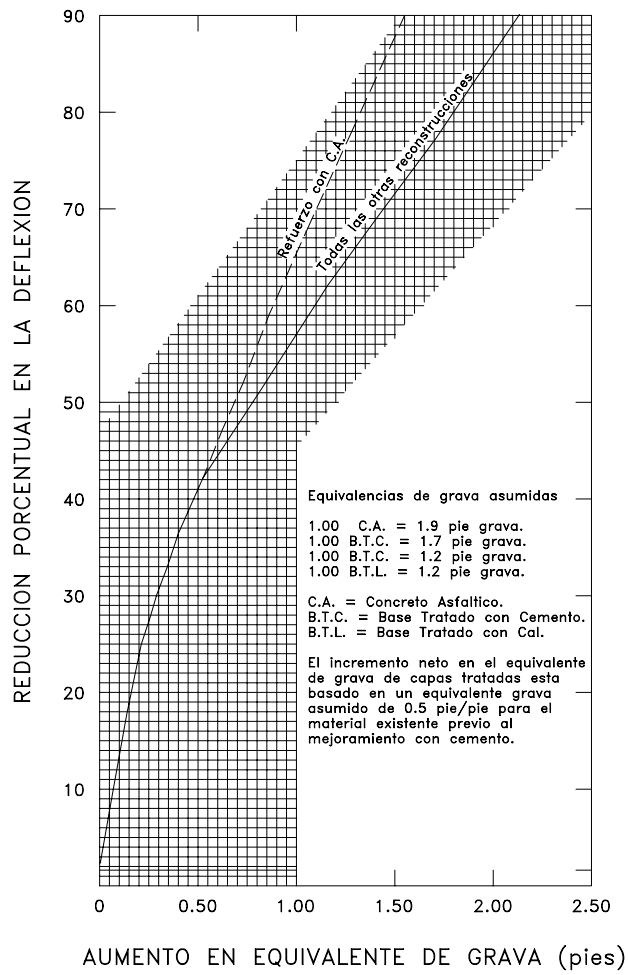


FIGURA 69

En cada punto (ubicado siempre sobre huella externa) se deberá medir la deflexión máxima del pavimento y la deflexión ubicada a 0.25m de ésta (ver ANEXO), mediante ambos valores se podrá estimar el radio de curvatura (R_c) parámetro que brindará información acerca del tipo de deformada que presenta el pavimento bajo la acción de la carga.

Los resultados así obtenidos se deben representar en un gráfico deflexiones vs estaciones, en el que también es conveniente indicar la condición del estado superficial del pavimento (fallas más significativas), las condiciones de drenaje y los resultados de los cálculos de radio de curvatura.

De esta manera se dispone en un único documento del resumen de un conjunto de parámetros que, asociados con los antecedentes que se dispongan acerca de los distintos tipos de estructuras construidas y capas de apoyo existentes, tránsito soportado y operaciones de mantenimiento ejecutadas, permitirá en base al análisis visual de los resultados de la medición de deflexiones y a su congruencia con el resto de los parámetros, la subdivisión del tramo en secciones de características relativamente homogéneas.

Para cada sección de características homogéneas, se efectúa el procesamiento estadístico de la información deflectométrica (deflexión promedio, deflexión característica y /o representativa, desviación standard) ya indicada, valores que permitirán estimar un espesor de refuerzo en base al criterio de reducción de deflexiones y además optimizar la ubicación de las perforaciones (calicatas). Considerando el carácter destructivo de esta operación, se debe tratar de obtener

información válida y completa con un número mínimo de perforaciones, situación que obliga a optimizar la ubicación de las mismas. Mediante el auxilio de la evaluación del estado de la condición superficial, del análisis del sistema de drenaje existente y de los resultados de la auscultación deflectométrica, se podrá obtener información representativa de zonas de comportamiento crítico, como así también alguna información de zonas de buen comportamiento.

En este sentido resulta conveniente ubicar las calicatas en aquellos puntos en que las deflexiones medidas arrojaron valores cercanos a la deflexión característica y que además presenten un estado de falla representativo (comportamiento crítico), complementando esto se ubicarán también algunas calicatas en zonas definidas por deflexiones cercanas a la deflexión promedio o menor (buen comportamiento).

La cantidad de calicatas a realizar dependerá de las condiciones que se registren en cada tramo, pudiéndose estimar una frecuencia promedio del orden de una perforación cada tres o cuatro kilómetros.

Las calicatas deberán ubicarse en la huella externa, invadiendo el hombro adyacente y su profundidad será tal que intercepte a la subrasante en por lo menos 30cm. En cada una de estas perforaciones debe hacerse un relevamiento del perfil transversal de cada una de las capas que conforman la estructura, a fin de detectar posibles fallas por deformaciones propias de alguna capa, como así también la presencia o no de los sobreanchos.

Se debe completar el relevamiento con una cuidadosa descripción visual del estado de cada capa (fisuración, consistencia, tipo de deformación, estado de la interfase, defecto o exceso de ligante, presencia de sales y toda otra anomalía que brinde información acerca del estado o grado de falla de cada una de las capas).

Además de estas observaciones se deben extraer muestras representativas de todas las capas y subrasante, así como también determinar la densidad y humedad "in situ" de cada una de ellas y los espesores de las distintas capas. Sobre aquellas muestras provenientes de capas granulares o suelos se efectuarán en laboratorio los ensayos clásicos (clasificación del material, ensayos de compactación y determinación del CBR a densidad y humedad "in situ"); sobre capas cementadas, dada la dificultad que se presenta para extraer muestras inalteradas, bastará con describir su mayor o menor microfisuración y sus condiciones volumétricas; sobre muestras provenientes de capas asfálticas se efectuarán densidades, ensayos Rice, extracción de asfalto y granulometría del inerte.

En caso que se proyecte parte del espesor de refuerzo con material reciclado en planta, los ensayos a efectuarse sobre la capa asfáltica a remover y reciclar serán de otra índole, ya que se necesitan conocer las características del asfalto de la mezcla en servicio (extracción y recuperación mediante método Abson, características del asfalto recuperado, etc.) a fin de poder restituir la consistencia al asfalto envejecido.

C MÉTODOS BASADOS EN EL REDISEÑO ESTRUCTURAL

El concepto de estos métodos consiste en diseñar un nuevo pavimento reforzado, en el que sus capas inferiores se encuentran constituidas por el pavimento existente a reforzar, el cual aporta su capacidad estructural remanente. Los métodos de diseño de espesores y refuerzo generalmente utilizados son el método Shell, el método del Asphalt Institute y el método AASHTO. A continuación se desarrollará el método AASHTO, ya que es el más habitualmente aplicado.

Cualquier refuerzo que se coloque sobre el pavimento existente, incrementará la estructura en un valor:

$$) SN = a_R D_R$$

Siendo a_R y D_R el coeficiente estructural y el espesor del refuerzo respectivamente. La capacidad estructural del pavimento reforzado será:

$$SN = SN_{ef} +) SN$$

Siendo: SN_{ef} la capacidad estructural remanente del pavimento a reforzar y SN el número estructural requerido para que el pavimento reforzado soporte las repeticiones de cargas previstas ($N_{8.2}$), sobre la subrasante en las condiciones existentes (M_R) y acorde a las características climáticas reinantes y al sistema de drenaje a proyectar. Su determinación se efectúa en base al nomograma y ecuación que se ilustran en la figura 48 (Método AASHTO).

En lo que respecta a la confiabilidad (R ; Z_R)

su elección tiene un efecto preponderante en el cálculo de espesores de refuerzo; variando la misma entre 50% y 99% los valores resultantes de los espesores podrán variar en 6" o más (SN o D). En base a tramos experimentales, AASHTO sugiere $R = 95\%$ ya que con dicho nivel se obtienen valores de espesores consistentes con aquellos recomendados por la mayoría de las agencias proyectistas de los EE.UU. Igualmente se aclara que puede haber situaciones que demanden un mayor o menor nivel acorde a la clasificación funcional del camino (o volumen de tránsito). Se debe considerar también que la incertidumbre en muchos aspectos es mayor en un diseño de refuerzo que en el diseño de una obra nueva. Consecuentemente el error standard combinado (S_o) recomendado para una calzada nueva puede no ser apropiado para el diseño de un refuerzo, siendo la capacidad estructural efectiva del pavimento existente una variable adicional y difícil de valorar en el caso de refuerzo. Sin embargo la variación posible de algunos parámetros puede ser menor en dicho caso, como sucede con la estimación del tránsito futuro.

Si bien se aconseja realizar estudios adicionales para cada caso en particular, al presente se recomienda $S_o = 0.49$ cuando la capa de refuerzo sea de concreto asfáltico.

Huelga decir que el problema principal de la metodología AASHTO o cualquier otra que se aplique, radica en la determinación de la capacidad estructural efectiva (SN ef) del pavimento en servicio en las condiciones existentes; ya que obviamente el espesor de refuerzo calculado será el correcto, siempre y cuando la evaluación de la capacidad estructural efectiva sea la correcta.

En la Guía de Diseño de Pavimentos (AASHTO, 1993), se recomiendan tres métodos alternativos de evaluación para determinar la capacidad estructural efectiva:

- I- Capacidad estructural basada en inspección visual y ensayos de materiales.
- II- Capacidad estructural basada en ensayos no destructivos (NDT), consistiendo los mismos en medición de deflexiones.
- III- Capacidad estructural basada en deterioros por fatiga producida por el tránsito.

Dada la incertidumbre que lleva aparejada cada alternativa, no es dable esperar que las estimaciones obtenidas sean equivalentes. El proyectista debería aplicar los tres métodos si fuera posible y seleccionar la mejor estimación en base a su sólida experiencia y a su juicio.

- I- Capacidad estructural basada en inspección visual y ensayos de materiales.

Este criterio tiene en cuenta, en lo que a la inspección visual se refiere, la condición del estado superficial del pavimento existente. En una primera instancia se deberá recopilar y analizar todo aquello referente a la "historia del camino", es decir su diseño, construcción y mantenimiento efectuado. Seguidamente se hará una descripción detallada de sus deterioros (tipo, cantidad, severidad y ubicación), como así también de las mejoras requeridas en el sistema de drenaje a fin de reducir la influencia de la acción del agua en el pavimento reforzado.

A toda la información arriba indicada, se recomienda adicionarle un programa de ensayos sobre testigos extraídos "in situ", a fin de verificar o identificar las causas que provocaron el deterioro observado. La ubicación de los materiales a ensayar, se seleccionará de acuerdo a las fallas que se registren, para asegurarse que las condiciones significativas del estado del pavimento están representadas. Si se efectúan mediciones de deflexión (N D T) los valores resultantes deben ser utilizados para ayudar a seleccionar los lugares apropiados de donde se extraerán muestras representativas (comportamiento crítico y buen comportamiento).

El objetivo principal del muestreo es el determinar los espesores y el tipo de capa y sus condiciones. El programa de ensayos estará dirigido a determinar si el material existente comparado con un material similar usado en una obra nueva, presenta cambios significativos y si se ha comportado como se esperaba. Los tipos de ensayos a realizarse dependerán del tipo de material que se trate y del tipo de deterioro observado. Así por ejemplo en materiales granulares, se querrá poner en evidencia si hubo degradación y/o contaminación del material.

Para determinar la capacidad estructural efectiva (SN_{ef}) del pavimento existente en base a la inspección visual y ensayos de materiales, se utiliza la expresión:

$$SN_{ef} = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$$

Siendo:

a_1, a_2, a_3 = coeficientes estructurales correspondientes a cada capa.

D_1, D_2, D_3 = espesores en el pavimento existente de carpeta, base y subbase.

m_2, m_3 = coeficientes de drenaje de base y subbase granulares.

De acuerdo al tipo, frecuencia y severidad de deterioro que se registre, se le asignará el valor que corresponda a los coeficientes estructurales de las distintas capas. En la mayoría de los casos serán menores que los que se les adjudicaría al mismo material en una obra nueva. Salvo en aquellos casos de materiales granulares no tratados que no demuestren signos de degradación o contaminación.

En la tabla de la figura 70, se transcriben los coeficientes de aporte de capas de pavimento existente recomendados por AASHTO (1993) en base al tipo de falla que presenten (frecuencia y severidad), indicándose las siguientes pautas a seguir:

- 1- Deben incluirse todas las fallas tal cual se presentan en el pavimento.
- 2- Se recomienda el bacheo de todas las áreas que registren una alta severidad de fisuración tipo "piel de cocodrilo". Tanto para la carpeta de concreto asfáltico, como para la base granular subyacente se deben seleccionar coeficientes de aporte que reflejen la cantidad de fisuración de alta severidad remanente después del bacheo.
- 3- Ante la posible evidencia de bombeo observada, se deben extraer muestras del material de base a fin de examinarlas y verificar si hubo erosión, degradación y contaminación de finos, evaluar su capacidad drenante y consecuentemente reducir su coeficiente de aporte de acuerdo a los resultados obtenidos.

- 4- El porcentaje de fisuración transversal se determinará como:

$$\frac{\text{pie lineal de fisura}}{\text{pie cuadrado de pavimento}} \times 100$$

- 5- La extracción de testigos se recomienda para la evaluación de todos los materiales y especialmente para capas estabilizadas.
- 6- Existen otros tipos de falla que en opinión del proyectista pudieran influir en el comportamiento de un refuerzo. Esta situación se debe considerar a través de un decrecimiento del coeficiente estructural de la capa que registre esta falla (peladuras en un concreto asfáltico, daños por congelamiento en una base tratada con cemento, etc).

En la figura 70, se transcriben los coeficientes de aporte sugeridos para un pavimento existente (AASHTO, 1993).

II- Capacidad estructural basada en ensayos no destructivos (NDT), consistiendo los mismos en medición de deflexiones.

Este criterio se basa en la medición de deflexiones y en su curva de deformación elástica, determinada mediante la utilización de equipos dinámicos de medición (vibratorios, impacto, etc). Uno de los equipos que operan corrientemente en Europa y EE.UU. es el FWD (Falling Weight Deflectometer), que provee de información tanto a nivel cuasi estático como a nivel dinámico. Se trata de un equipo ampliamente aceptado, que representa en forma muy ajustada los estados de tensión generados por

las cargas móviles del tránsito.

En el caso de pavimentos flexibles, su aplicación sirve para cumplir dos funciones:

- 1) estimar el módulo resiliente de la subrasante y
- 2) proveer de una estimación directa de la capacidad estructural efectiva del pavimento existente.

Para la evaluación estructural de un pavimento en servicio, los NDT aportan datos de gran utilidad para el proceso de diseño. Mediante las deflexiones se puede cuantificar la variabilidad a lo largo del proyecto y por lo tanto permiten subdividir al tramo en estudio en secciones de comportamiento estructural similares.

AASHTO recomienda hacer las mediciones sobre huella externa y distanciadas de 100 a 1000 pies de acuerdo a las características del proyecto.

Las áreas que registren una degradación pronunciada y que serán reparadas no se incluirán en el programa de mediciones. Para el FWD se recomienda una magnitud de carga de 9000 libras (ASTM D4694 y D4695). Las deflexiones se medirán en el centro de la carga y por lo menos se registrará otra distanciada de la carga, como a continuación se indica, a fin de estimar el módulo de la subrasante.

| COEFICIENTES DE APORTE SUGERIDOS PARA UN PAVIMENTO EXISTENTE (AASHTO, 1993) | | |
|--|--|-------------|
| MATERIAL | CONDICIÓN DE LA SUPERFICIE | COEFICIENTE |
| CARPETA DE CONCRETO | Q No existe "piel de cocodrilo" o es reducida y/o solamente fisuras transversales de baja severidad. | 0,35 a 0,40 |
| ASFALTICO | C < 10% "piel de cocodrilo" de baja severidad y/o < 5% fisuras transversales de media a alta severidad. | 0,25 a 0,35 |
| | C > 10% "piel de cocodrilo" de baja severidad y/o < 10% "piel de cocodrilo" de mediana severidad y/o > 5-10% fisuras transversales de media a alta severidad | 0,20 a 0,30 |
| | C > 10% "piel de cocodrilo" de mediana severidad y/o < 10% "piel de cocodrilo" de alta severidad y/o > 10% fisuras transversales de media a alta severidad | 0,14 a 0,20 |
| | C > 10% "piel de cocodrilo" de alta severidad y/o > 10% fisuras transversales de alta severidad | 0,08 a 0,15 |
| BASES ESTABILIZADAS | C No existe "piel de cocodrilo" o es reducida y/o sólo fisuras transversales de baja severidad | 0,20 a 0,35 |
| | C < 10% "piel de cocodrilo" de baja severidad y/o < 5% fisuras transversales de media a alta severidad | 0,15 a 0,25 |
| | C > 10% "piel de cocodrilo" de baja severidad y/o < 10% "piel de cocodrilo" de mediana severidad y/o > 5-10% fisuras transversales de media a alta severidad | 0,15 a 0,20 |
| | C > 10% "piel de cocodrilo" de mediana severidad y/o < 10% "piel de cocodrilo" de alta severidad y/o > 10% fisuras transversales de media a alta severidad | 0,10 a 0,20 |
| | C > 10% "piel de cocodrilo" de alta severidad y/o > 10% fisuras transversales de alta severidad | 0,08 a 0,15 |
| BASE O SUBBASE GRANULAR | C No evidencian bombeo, degradación o contaminación de finos | 0,10 a 0,14 |
| RES | C Evidencias de bombeo, degradación o contaminación de finos | 0,00 a 0,12 |

Figura 70

1- Módulo resiliente de la subrasante (MR).

A suficiente distancia de la carga, la deflexión medida en la superficie del pavimento se debe solamente a la deformación de la subrasante, siendo independiente del tamaño del plato de carga. Esta situación permite recalculer el módulo de la subrasante (MR) mediante una simple medida de deflexión y la magnitud de la carga, aplicando la siguiente expresión:

$$M_R = \frac{0.24 P}{dr r}$$

Siendo

MR = módulo de la subrasante recalculado (en psi)

P = carga aplicada (en libras)

dr = deflexión a una distancia r del centro de la carga (en pulgadas)

r = distancia al centro de la carga (en pulgadas).

La distancia mínima requerida para esta medición es $r \geq 0,7 a_e$

Siendo:

$$a_e = \sqrt{[a^2 + (D (\frac{E_P}{M_R})^{1/3})^2]}$$

Donde:

a_e = radio del bulbo de tensiones en la interfase pavimento-subrasante (en pulgadas).

a = radio del plato de carga (en pulgadas).

D = espesor total del pavimento sobre la subrasante (en pulgadas).

E_p = Módulo efectivo de todo el pavimento sobre la subrasante (en psi).

Para determinar el módulo efectivo (E_p) de todo el paquete estructural que apoya sobre la subrasante, se utiliza la siguiente relación que se basa en la deflexión medida en el centro de la carga.

$$d_o = 1.5pa \left(\frac{1}{M_R \sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \sqrt[3]{\frac{E_P}{M_R}} \right)^2}} + \frac{1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{D}{a} \right)^2}}}{E_P} \right)$$

d_o = deflexión medida en el centro del plato de carga (ajustada a 68° F; en pulgadas)

p = presión plato de carga NDT, en psi.

a = radio del plato de carga NDT, en

pulgadas.

D = espesor total del pavimento (en pulgadas).

MR = módulo resiliente subrasante (en psi).

Ep = módulo efectivo de todo el pavimento que apoya sobre la subrasante (en psi).

2) Cálculo del S_{Nef} en base a NDT

La expresión que vincula la capacidad estructural efectiva del pavimento existente con las variables definidas en el punto anterior es:

$$SN_{ef} = 0,0045 D \sqrt[3]{E_P}$$

Siendo:

D = espesor total del pavimento existente (en pulgadas).

Ep = módulo efectivo de todo el pavimento (en psi).

III- Capacidad estructural basada en deterioros por fatiga producida por el tránsito.

El concepto de deterioro por fatiga implica que las repeticiones de carga gradualmente van deteriorando al pavimento y reduciendo el número de cargas adicionales que el pavimento podrá soportar sin llegar al nivel terminal (PSI = 1.5).

En cualquier momento y aunque no sea

detectable, existe una reducción en la capacidad estructural del pavimento en términos de capacidad futura de soportar cargas.

A fin de determinar la vida remanente de una estructura vial, se debe conocer la cantidad del tráfico (N_p) que el camino ha soportado desde su habilitación hasta el momento de evaluación y la cantidad de tráfico ($N_{1.5}$) que el camino podría soportar hasta alcanzar la falla total (PSI = 1.5). Ambas cantidades de tráfico se deben expresar en ESAL (8.2 ton).

La diferencia entre estos valores, expresada como un porcentaje del tráfico total para llegar a PSI = 1.5, se define como vida remanente (RL).

$$RL = 100 \left(1 - \frac{N_p}{N_{1.5}} \right)$$

Donde:

RL = vida remanente.

N_p = total del tráfico desde su habilitación hasta el momento de la evaluación (en ESAL, 8.2 ton).

$N_{1.5}$ = total del tráfico para que el pavimento alcance falla total (PSI = 1.5); (en ESAL, 8.2 ton).

Con el valor de la vida remanente (RL) el proyectista puede estimar el factor de condición (CF) mediante el gráfico de la figura 71.

El factor de condición se define mediante la relación:

$$CF = \frac{SN_n}{SN_o}$$

Donde:

SN_n = capacidad estructural del pavimento después de haber soportado N_p ESAL (SN_{ef}).

SN_o = capacidad estructural del pavimento en su origen (habilitación).

La capacidad estructural efectiva del pavimento existente, se puede estimar multiplicando la capacidad estructural en su origen (SN_o) por el factor de condición (CF). El SN_o de un pavimento flexible, se calcula mediante los espesores de las capas que lo conforman (D_i) y los coeficientes estructurales (a_i) de los materiales que las integran considerando al pavimento recién habilitado. Resultando así:

$$SN_n = SN_{ef} = CF \times SN_o$$

La capacidad estructural efectiva así calculada no tiene en cuenta si se construyeron refuerzos previamente; siendo el valor más desfavorable (más bajo) deberá ajustarse si se quiere reflejar los beneficios obtenidos por los refuerzos previos.

Para estimar el valor de la vida remanente (RL), AASHTO recomienda que $N_{1,5}$ se estime para ser consistente con el AASHO Road Test, para $PSI = 1,5$ y un nivel de

confiabilidad del 50%.

Si de la estimación de RL, resultara un valor negativo, por ser $N_p > N_{1,5}$, el proyectista utilizará el menor valor asignado a CF (0,50) o directamente no aplicará esta metodología.

- Cálculo del espesor de refuerzo

Cuando el propósito de construir un refuerzo responde a un mejoramiento estructural el espesor requerido será función de la capacidad estructural necesaria para satisfacer la demanda del tránsito futuro (SN) y la capacidad estructural del pavimento existente (SN_{ef}), siendo:

$$) SN = SN - SN_{ef} = a_R D_R$$

Donde:

a_R = coeficiente estructural de la capa de refuerzo

D_R = espesor requerido de refuerzo (en pulgadas)

SN_{ef} = capacidad estructural efectiva del pavimento a reforzar

SN = capacidad estructural requerida para que el pavimento reforzado, soporte las repeticiones de cargas previstas para el período de diseño, sobre la subrasante en las condiciones existentes y acorde a las características climáticas reinantes y al sistema de drenaje a proyectar.

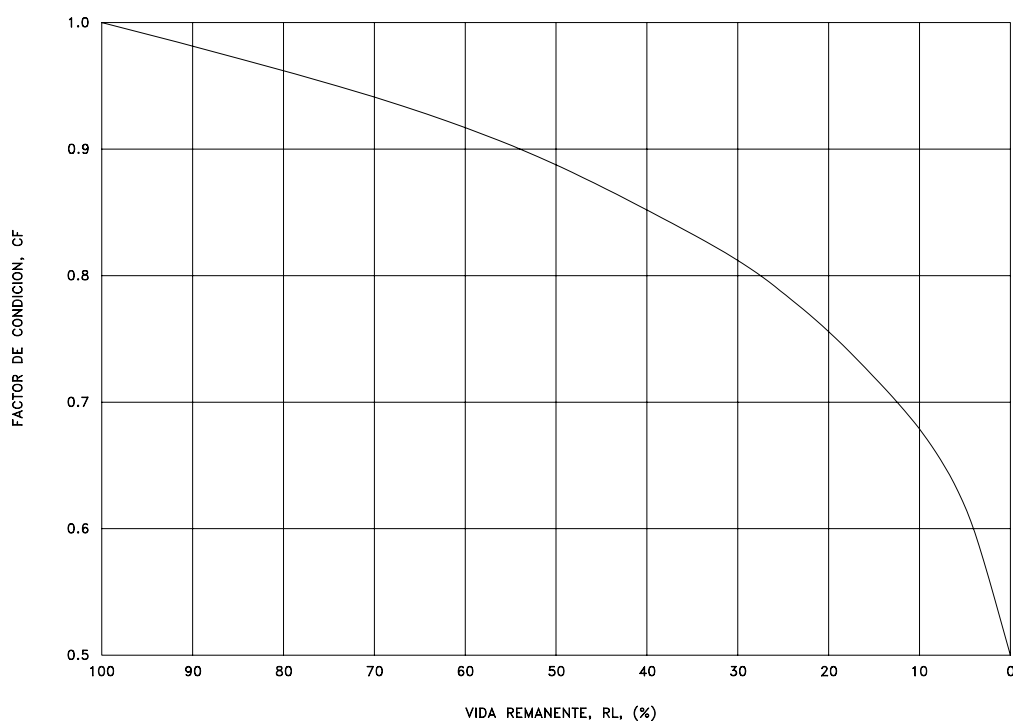


FIGURA 71
RELACION ENTRE FACTOR DE CONDICION (CF)
Y LA VIDA REMANENTE (RL)

EJEMPLOS ILUSTRATIVOS DISEÑO DE ESPESORES DE REFUERZO

MÉTODO AASHTO

C PARÁMETROS DE DISEÑO CORRESPONDIENTES AL PAVIMENTO REFORZADO.

$$M_R = 5.000 \text{ psi}$$

$$m = 1,0$$

$$W_{18} = 3,6 \times 10^6$$

$$R = 90\%; S_o = 0,49 \quad (Z_R = -1,282)$$

$$) \text{ PSI} = 1,7$$

De acuerdo a dichos parámetros la capacidad estructural requerida será $SN = 5,0$.

C CAPACIDAD ESTRUCTURAL EFECTIVA EXISTENTE

I) Estimada mediante inspección visual y ensayos de materiales.

El pavimento existente se supone conformado por una carpeta de concreto asfáltico de 5,00 cm y una base de concreto asfáltico de 7,00cm, apoyados sobre una capa granular de 20 cm y una subbase de 30cm.

De acuerdo a la evaluación de estado de la condición superficial (tabla de figura 70):

CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO:

12% piel de cocodrilo de baja severidad

5% piel de cocodrilo de mediana severidad

7% fisuras transversales de mediana severidad

$$a_1 = 0,30/\text{pulg} = 0,12/\text{cm}$$

BASE Y SUBBASE GRANULAR:

No evidencian bombeo, degradación o

contaminación de finos.

$$a_2 = 0,12/\text{pulg} = 0,05/\text{cm}$$

Para las capas conformadas con mezclas asfálticas en caliente, el coeficiente estructural adoptado (0,30/pulg) acorde a su condición superficial, es similar al que se estimaría en base a los ensayos realizados ya que de acuerdo a los resultados obtenidos de los mismos, el porcentaje de vacíos oscila en un 7%, valor que correspondería a un 3% en fórmula de obra y un 96% de densidad Marshall alcanzada durante la etapa constructiva y en servicio. Asumiendo que la obra lleva 12 años de habilitada, tanto su condición superficial, como sus características volumétricas, llevan a pensar que el coeficiente asumido es el correcto.

En lo relativo a la base granular su densidad y humedad "in situ" acusaron valores cercanos a la densidad máxima y humedad óptima; los ensayos de CBR efectuados en la condición de obra acusaron valores de 55%, por lo que el coeficiente estructural adoptado (0.12/pulg.) es correcto. La subbase (grava arenosa), no se presenta degradada y su CBR en las condiciones de humedad y densidad de obra, acusó en laboratorio valores de 30% por lo que asumió un coeficiente de aporte de 0.11/pulg (0.043/cm).

De acuerdo a lo indicado la capacidad estructural efectiva del pavimento existente sería:

$$S_{\text{neff}} = (12\text{cm} \times 0,12/\text{cm}) + (20\text{cm} \times 0,05/\text{cm}) + (30\text{cm} \times 0,043/\text{cm})$$

$$S_{\text{neff}} = 3,73$$

C ESPESOR DE REFUERZO
) $SN = 5.00 - 3.73 = 1.27$

$$e_r = \frac{1.27}{\frac{0.17}{cm}} = 7.5cm$$

II) Mediante medición de deflexiones (F.W.D., método dinámico) no se desarrollará el ejemplo ya que no se cuenta con dichos tipos de equipo de auscultación.

III) Estimada en base al deterioro por fatiga generado por el tránsito.

Asumiendo que el total de número de ejes equivalentes a 8.2 ton que han solicitado a la calzada desde su habilitación es de $N_p = 2.8 \times 10^6$ y calculando el $N_{1.5}$ ($PSI_t = 1.5$) para $M_R = 5000$ psi; $m = 1$; $Z_R = -1.282$; $S_o = 0.49$, siendo $SNo = (12 \times 0.17) + (20 \times 0.055) + (30 \times 0.045) = 4.5$

Se obtiene $N_{1.5} = 4.1 \times 10^6$

$$RL = 100 \left(1 - \frac{N_p}{N_{1.5}} \right) = 32$$

De la curva de vida remanente (RL) versus factor de condición (CF) de la figura 71 se obtiene para $RL = 0.32$, un $CF = 0.82$
 Resultando así:

$$SN_{ef} = SNo \times CF = 4.50 \times 0.82 = 3.69$$

C ESPESOR DE REFUERZO
) $SN = 5.00 - 3.69 = 1.31$

$$e_r = \frac{1.31}{\frac{0.17}{cm}} = 7.7cm$$

Valor similar al obtenido mediante el criterio (I).

En lo relativo al refuerzo de pavimentos flexibles, tanto para el caso en que parte del espesor de refuerzo de concreto asfáltico pudiera ser reemplazado por material de base, como para establecer un límite en el deterioro del pavimento existente, a fin de definir si se aplica un refuerzo o se procede al escarificado de la carpeta, se han incluido los temas solicitados bajo el título Casos Especiales.

CASOS ESPECIALES

Como casos especiales se analizarán las situaciones planteadas por la Unidad Ejecutora (SOPTRAVI); previamente se harán algunas consideraciones sobre la evaluación de un pavimento existente a fin de aclarar conceptos que permitirán una mejor comprensión del problema.

La evaluación de un pavimento en servicio, requiere la ejecución de numerosas tareas de campo, de laboratorio y de gabinete, cuyos resultados analizados en su conjunto, permitirán llegar a tomar una decisión de carácter satisfactorio; a continuación se citan las principales investigaciones a realizar, sin entrar en detalles ya que el tema se ha desarrollado ampliamente en los capítulos o acápites siguientes: Algunas consideraciones sobre evaluación estructural de un pavimento existente (Refuerzo de Pavimentos), Ordenamiento e Instrucciones de los trabajos inherentes a estudios y proyecto de refuerzo o de reconstrucción de pavimentos; Reconocimiento de las necesidades de mantenimiento (Sistema de Gestión de Pavimentos, Mantenimiento de caminos) y Controles de laboratorio para mantenimiento de caminos.

de caminos.

- Estudios y análisis de antecedentes: mediante la revisión y análisis del Inventario Vial, se podrá conocer la historia del camino, es decir el año de su habilitación, las características de la subrasante, los espesores y materiales que conforman las distintas capas, así como también el tipo y frecuencia del mantenimiento de rutina y periódico aplicado y el diseño de las obras de refuerzo o mejoramiento si se hubieran ejecutado. También se contará con la evolución del deterioro, por lo menos de las carreteras principales, ya sea como caída del Índice de Serviciabilidad o del Índice de Estado o del Índice que la Repartición utilice como representativo del crecimiento o evolución de los distintos parámetros de deterioro. Cualquiera de dichos índices surge del análisis de las planillas de evolución de la condición de estado, que se asume se realiza en forma sistemática y continua por lo menos una vez al año a nivel de red.

- Análisis de tránsito: mediante los censos de conteos y de composición vehicular efectuados en años anteriores (serie histórica), se podrá establecer el TPDA para el año base, su configuración y las tasas de crecimiento anual para los distintos tipos de vehículos. Los censos de carga por eje permitirán determinar para los distintos tipos de camiones el factor de equivalencia para un eje de referencia de 8,2 ton.

- Evaluación de la condición de estado (al momento de efectuarse el estudio y proyecto de la rehabilitación): dicho relevamiento incluye la medición de los parámetros de deterioro (rugosidad, ahuellamiento, fisuración, peladuras, desprendimientos y

baches), una valorización concisa y representativa del sistema de drenaje, del estado de los hombros, de la señalización horizontal y vertical, de si hubiera o no exudación de bitumen, etc.

- Evaluación estructural: la misma constará de mediciones deflectométricas y de estudios geotécnicos. Las mediciones deflectométricas se recomienda efectuarlas una vez por año y a posteriori del período lluvioso, ya que bajo esas condiciones el efecto destructivo de las cargas se manifiesta en forma mas intensa. Igualmente se recomienda proceder a su registro previamente al proceso de diseño. Los estudios geotécnicos se harán acordes a los fondos y tiempo disponible, cuando los mismos son reducidos por lo menos se requiere el análisis de los materiales que conforman las distintas capas y sus espesores y determinar el tipo de suelo y estado de subrasante, mediante calicatas ubicadas en aquellos lugares en que la deflexión medida es similar a la deflexión característica y en que la deflexión medida es igual o menor que la deflexión media, dicha programación se debe hacer a posteriori de procesar la información deflectométrica y a fin de optimizar la ubicación de los estudios geotécnicos en cada sección homogénea (ver algunas consideraciones sobre evaluación estructural de un pavimento existente, Refuerzo de pavimentos).

Cuando se disponga de tiempo y fondos suficientes, de acuerdo a la longitud de cada tramo homogéneo, se programará la ubicación de las calicatas, pudiendo efectuarse en forma sistemática (cada 2.0 km por ejemplo) o en aquellos lugares en que acorde a la evaluación de la condición superficial y de estado, al análisis de

antecedentes y a la valorización deflectométrica, se presenta una mayor incertidumbre. La elección de la ubicación y frecuencia de los estudios geotécnicos, depende además de los factores exógenos (tiempo y fondos) del buen criterio y experiencia del proyectista frente a la situación real de la carretera en servicio.

Del análisis integral de los estudios realizados surgirá si la capacidad estructural efectiva del pavimento en servicio es suficiente o deficiente, ya sea mediante el cálculo por deflexiones o por rediseño estructural. Huelga decir que se deben conocer los antecedentes (capacidad estructural al momento de la habilitación y características de la subrasante, tipo y frecuencia del mantenimiento aplicado, obras de mejoramiento ejecutadas, evolución de los distintos tipos de deterioro, etc.), así como también el número de ejes equivalentes a 8,2 ton que han solicitado a la calzada desde su habilitación, en caso de querer efectuarse un análisis integral del diseño estructural del pavimento existente.

Cabe aclarar que si bien siempre una deficiencia estructural se manifiesta en algún tipo de falla, detectable en la evaluación de la condición de estado, hay circunstancias en que el estado de la condición superficial no responde a una deficiencia estructural del pavimento propiamente dicho, sino a problemas localizados (sólo reducidas áreas presentan fallas) o a una irregularidad de la capa de rodadura (reducida adherencia, segregación, exceso de calentamiento en planta, falta de compactación, tipo de asfalto inadecuado, heterogeneidad de los agregados, etc.). Consecuentemente se debe poner especial énfasis en destacar la importancia de

llegar a un diagnóstico de falla certero a fin de no sobredimensionar o infradimensionar el refuerzo a construir, o en el peor de los casos cometer el mismo error (capa de rodadura inadecuada).

Si bien todo lo manifestado parecería estar fuera de tema en lo que respecta a los casos especiales de refuerzo para pavimentos flexibles, se consideró necesario hacerlo para ubicar al proyectista dentro de todas las variables manejables y no manejables con que se tiene que enfrentar a fin de llegar a una solución óptima. No es posible establecer un límite en el nivel de deterioro de un pavimento existente para dictaminar si corresponde escarificar o remover la capa de rodadura existente o restaurarla en forma integral (sellado de fisuras, bacheo, restitución de gálibo o perfil transversal existente) y construir sobre dicha capa el refuerzo requerido.

A fin de aclarar algunos conceptos se asumirán condiciones de estado usuales y se recomendará cómo se debería proceder.

1- Caso de capacidad estructural suficiente.

De acuerdo con el estudio deflectométrico se determinó que la Deflexión característica es inferior a la Deflexión tolerable ($D_c < D_t$) para un $N_{8,2}$ que corresponde a "n" años. En base al análisis integral de los antecedentes, tránsito soportado y evaluación estructural, se obtuvo que la capacidad estructural de la calzada existente es mayor que la requerida para "n" años ($SN_{efec} > SN_n$).

Acorde a la vida útil remanente que la estructura registre (ya sea por deflexiones o por diseño estructural), se calculará para qué

año será requerido un refuerzo. En función de dicho período ($n=3$ años, $n=5$ años) se seleccionará qué tipo de recubrimiento aplicar antes de proceder a la ejecución de un mejoramiento en su capacidad estructural (ver Mantenimiento periódico de pavimentos flexibles).

Se supone que si el tramo fue sometido a un estudio especial, se debe al alto nivel de degradación que presenta, pese a que la medición deflectométrica y los estudios correspondientes a su diseño estructural, reflejan una capacidad portante suficiente.

Consecuentemente, acorde a los tipos de falla representativos que se registren, se procederá a tratar de dilucidar cuál es el problema y las causas que lo generan, actuando independientemente o en forma conjunta.

Pudiendo tratarse de problemas de drenaje o subdrenaje localizados o de recubrimientos ejecutados con material inadecuado (agregado y/o bitumen), o mediante técnicas constructivas que no respondían a las reglas del buen arte o a segregación o contaminación localizada de los agregados de base, etc. En cualquier caso se procederá previamente a la restauración de la calzada, a determinar el diagnóstico de falla, a fin de garantizar la vida útil prevista para el nuevo tratamiento superficial a ejecutar.

Si el problema se debiera a insuficiencias o deficiencias en el sistema de drenaje, superficial y/o subterráneo, se procederá a solucionarlo mediante la construcción o restauración de las obras requeridas; si la causa fuera una anomalía localizada en la calidad del material que conforma la base granular y/o subbase, en el momento de

procederse al bacheo se removerá el material hasta la profundidad que corresponda a fin de efectuar el saneamiento necesario, si el origen de la desintegración superficial fuera la mala calidad de la mezcla asfáltica de la capa de rodamiento (en forma generalizada), una vez efectuado el bacheo superficial y profundo, el sellado de fisuras y la restitución de gálibo o perfil transversal (si fuera necesaria), se seleccionará el tipo de tratamiento superficial que más se adecue al caso, acorde a la vida útil prevista, teniéndose en cuenta además la conveniencia de una mayor o menor proporción en el riego del bitumen, la necesidad de una buena adherencia o el uso de un aditivo mejorador si no fuera posible obtener un buen recubrimiento (durable) del asfalto a la superficie de rodamiento.

Dado que se planteó desde un inicio que la capacidad estructural efectiva del pavimento existente superaba a la requerida (para " n " años), las obras a ejecutarse sobre la calzada serán de carácter preventivo o curativo, pero en ningún momento se prevé incrementar la capacidad soporte del paquete, que como se verificó es suficiente, sino reducir su velocidad de deterioro y desplazar en el tiempo la construcción de un refuerzo.

2- Caso de capacidad estructural insuficiente.

De acuerdo con el estudio deflectométrico se determinó que $D_c \leq D_t$ para el flujo de cargas existente. En base al análisis estructural se obtuvo que $SN_{efec} \leq SN_n$, siendo SN_n la capacidad requerida para el año de efectuarse el estudio. Consecuentemente no cabe duda de que debe procederse al diseño de los espesores de refuerzo; para el caso en que se proyecten capas de concreto asfáltico sobre

pavimentos flexibles, el espesor de las mismas podrá calcularse por el método de reducción de deflexiones o por el de rediseño estructural ya ampliamente desarrollados; pero si el estudio contemplara la posibilidad de la construcción de capas granulares integrando el refuerzo sólo es aplicable el método de rediseño estructural.

Primeramente se deberá definir el período de vida útil previsto para el diseño (n años), a fin de poder determinar el número de ejes equivalentes a 8,2 ton que solicitarán a la calzada durante esos " n " años ($N_{8,2}$ ton).

En base a dicho parámetro, el CBR de la subrasante obtenido de los antecedentes (historia del camino) y corroborado mediante estudios hechos in situ (calicatas) y los valores seleccionados para Z_R , S_o y PSI_f para el proyecto de refuerzo, se podrá calcular la capacidad estructural requerida para " n " años, como si se tratara de una obra nueva. Teniendo en cuenta las condiciones del estado superficial y estructural del pavimento existente, se deberá valorizar su capacidad de aporte a la nueva obra.

Cabe destacar nuevamente la importancia de efectuar un diagnóstico de falla, ya que de nada valdría por ejemplo la construcción de una superestructura de refuerzo, si los deterioros fueran provocados en forma generalizada por un sistema de drenaje deficiente, con reducido mantenimiento y una subrasante conformada por suelos expansivos, altamente sensibles a la acción del agua, que permanece con altos niveles de humedad (cercanos a la saturación) la mayor parte del año.

Primeramente se deberán proyectar todas

aquellas obras complementarias que garanticen un buen comportamiento en servicio de la carretera ante la acción perniciosa del agua. Cuanto más susceptibles a la humedad sean los materiales que conforman las capas subyacentes a la base y subbase, mayores serán los recaudos que se deban tomar para mantenerlos alejados de altos niveles de humedad.

Asumiendo que se solucionaron los problemas del sistema de drenaje, antes de pasar a valorizar la capacidad estructural efectiva del pavimento existente, se tendrá que decidir si se procede a remover el revestimiento asfáltico existente, si se procede a removerlo y reutilizarlo (escarificado) mezclado con parte del material que conforma la base granular existente y/o con material adicional virgen, o si se procede a su remoción para ser mezclado en una planta asfáltica con agregado pétreo virgen de una granulometría adecuada y asfalto virgen con adición de algún rejuvenecedor, si fuera requerido por la alta oxidación del bitumen de la mezcla asfáltica existente.

Cada una de las tres situaciones planteadas dependen fundamentalmente de: a) espesor y tipo de capa asfáltica existente, b) espesor de la capa de concreto asfáltico resultante para el proyecto (como si se tratara de una obra nueva), y c) estado de la condición superficial del pavimento existente (tipo de falla, frecuencia e intensidad). Dado que no es posible establecer pautas de antemano, ni definir límites, se describirán a continuación diversas situaciones que pueden presentarse y cómo se podría proceder en cada caso.

Caso 1: a) la capa asfáltica existente está conformada por un espesor de 5cm de concreto asfáltico.

b) El espesor de concreto asfáltico resultante para el proyecto como si tratara de una obra nueva es de 12cm ($SN_n = 3.80$; $a_1 = 0.17/cm$).

c) El pavimento se presenta altamente deteriorado (fisuras y baches), pero no registra asentamientos diferenciales, ni ahuellamiento, ni zonas generalizadas con fisuras tipo piel de cocodrilo.

De acuerdo al tipo de deterioro registrado se puede asumir por la inexistencia de deformaciones, que tanto la terracería, como las capas superiores han llegado a un estado de equilibrio, por lo que no sería conveniente su manipuleo, ni tampoco es necesaria una restitución de gálibo o perfil transversal. Consecuentemente se procederá a considerar la restauración del camino en servicio (sellado de fisuras, bacheo superficial y profundo) y de acuerdo con los resultados obtenidos en la evaluación estructural, conjuntamente con el análisis de antecedentes, se procederá a calcular la capacidad estructural efectiva del pavimento existente. Asumiendo $m=1,0$.

$$SN_{efec} = a_1 D_1 + a_2 D_2 + a_3 D_3$$

Siendo el espesor de la base granular 15cm (CBR \$ 80%) y el de la subbase 20cm (CBR\$ 40%), no estando contaminadas y habiendo sido sus características mecánicas determinadas en las condiciones de humedad y densidad "in situ". Para la capa de rodamiento existente se tiene un espesor de 5cm, pero considerando el nivel de degradación que presenta, su coeficiente de

aporte se reducirá en un 60% (factor de minorización $f_m = 0.60$).

Resultando así:

$$SN_{efec} = 20cm \times 0.045/cm + 15cm \times 0.055/cm + 5cm \times 0.17/cm \times 0.60 = 2.24$$

El espesor de refuerzo requerido será:

$$e_{CA} = \frac{\Delta SN}{\frac{0.17}{cm}} = \frac{3.80 - 2.24}{\frac{0.17}{cm}} = 9cm$$

Caso 2: a) capa de concreto asfáltico existente de un espesor de 11cm.

b) Espesor de concreto asfáltico para el proyecto, como si se tratara de una obra nueva es de 12cm ($SN_n = 3,8$).

c) El pavimento registra un alto nivel de deterioro, incluyendo ahuellamiento, deformación con desplazamiento de mezcla en borde, además de fisuración y baches.

Las soluciones a adoptar podrían ser:

2-1) Restauración de la capa de rodamiento existente, que implica restitución de gálibo o perfil transversal, sellado de fisuras y bacheo superficial y profundo.

El espesor de refuerzo requerido sería:

$$I_{efec} = 20 * 0.045 + 15 * 0.055 + 11 * 0.17 * 0.60 = 2.$$

(se asumió el mismo tipo de base y subbase del Caso 1, e igual factor de minorización para la capa asfáltica).

$$e_{CA} = \frac{\Delta SN}{\frac{0.17}{cm}} = \frac{3.80 - 2.85}{\frac{0.17}{cm}} = 6cm$$

2-2) Se procederá a reciclar en caliente los 5cm superiores de la capa asfáltica existente. Las operaciones previas a la construcción del refuerzo, se reducirán al bacheo. Como consecuencia del fresado de 5cm que se efectuará sobre la capa asfáltica existente, su capacidad estructural efectiva se verá reducida:

$$SN_{efec} = 2.85 - (5cm * \frac{0.17}{cm} * 0.60) = 2.34$$

$$e_{CA} = \frac{\Delta SN}{\frac{0.17}{cm}} = \frac{3.80 - 2.34}{\frac{0.17}{cm}} = 9cm$$

Prácticamente el 50% del volumen de mezcla asfáltica estaría conformada por el material reciclado ($^{50}/_{50} = RAP/MV$, si el equipo de procesamiento y las condiciones del material removido lo permiten).

Caso 3: a) capa de revestimiento asfáltico existente de un espesor # 7cm, conformada por sucesivos tratamientos bituminosos superficiales (el construido en el momento de su habilitación y posteriormente los ejecutados dentro de las operaciones de mantenimiento periódico).

b) Espesor del concreto asfáltico resultante para el proyecto como si se tratara de una obra nueva es de 7cm ($SN_n = 3,40$).

c) El pavimento registra un severo nivel de deterioro, incluyendo deformaciones diferenciales y ahuellamiento.

Dado el reducido coeficiente de aporte que se le podría adjudicar a la capa de revestimiento existente ($a_{TB} = 0,16$), ya que por el tipo y gradación de los materiales que los conforman no registran ningún tipo de trabazón (interlocking), es recomendable proceder a su remoción (escarificado) y mezclado con parte de material proveniente de la base granular existente y/o material virgen adicional, cuya granulometría supla las deficiencias del material removido.

Este tipo de operación requiere un estudio exhaustivo (para el proyecto) del material que se remueve: granulometría (TM de 11/2" a 1"), grado de uniformidad que se registra en el tramo a reconstruir, tanto del revestimiento como de los centímetros superiores de la base granular que se van a remover; así como también las características físicas (granulometría, LL, IP) del material a adicionar para proceder a la búsqueda de fuentes adecuadas. Dicho material debe cumplir una función correctora, si se quiere lograr un buen comportamiento en servicio, ya que difícilmente la mezcla de material removido (revestimiento y parte de la base granular) cumpla con las exigencias de durabilidad y permanencia de las propiedades mecánicas exigidas (CBR \$ 80%) a lo largo de todo el tramo, por la elevada heterogeneidad que usualmente se registra. Durante la etapa constructiva es conveniente especificar un patrón de compactación "in situ", dado que la falta de homogeneidad de la mezcla, generalmente impide controlar la compactación mediante ensayos, ya que resultaría demasiado numerosa la cantidad de pruebas a ejecutar por jornada.

El cálculo de los espesores a construir se indican a continuación:

$$*SN_{efec} = 20cm * \frac{0.045}{cm} + 10cm * \frac{0.055}{cm} = 1.45$$

(se asumió el tipo de base y subbase del caso 1, y similares espesores).

* La base granular existente se redujo a 10cm ya que fueron removidos 5cm con el revestimiento.

Con el material removido más el volumen requerido de material corrector, se conformará una base granular (CBR \$ 80%) de 15cm de espesor, cuyo aporte estructural (SNR) será: $SNR = 15cm \times 0,055/cm = 0,83$. Siendo por lo tanto el espesor de concreto asfáltico requerido:

$$e_{CA} = \frac{\Delta SN}{\frac{0.17}{cm}} = \frac{SN_n - (SN_{efec} + SN_R)}{\frac{0.17}{cm}} = \frac{3.40 - (1.45 + 0.83)}{\frac{0.17}{cm}} = 7cm$$

De no haberse procedido al escarificado el espesor de refuerzo sería:

$$SN_{efec} = (20cm * \frac{0.045}{cm}) + (15cm * \frac{0.055}{cm}) + 0.16 = 1.89$$

$$e_{CA} = \frac{\Delta SN}{\frac{0.17}{cm}} = \frac{3.40 - 1.89}{\frac{0.17}{cm}} = 9cm$$

Caso 4: a) y c) son similares al caso 3), para el punto b) se asume que el espesor del concreto asfáltico requerido para el proyecto si se tratara de una obra nueva es de 7cm, para un $SN_n = 4.0$.

De no procederse al escarificado el espesor de refuerzo sería:

$$SN_n = 4.0 ; SN_{efec} = 1.89$$

$$e_{CA} = \frac{\Delta SN}{\frac{0.17}{cm}} = \frac{4.0 - 1.89}{\frac{0.17}{cm}} = 12cm$$

De procederse al escarificado:

$$SN_{efec} = 1.45$$

$$SNR = 0.83$$

$$SN_n = 4.0$$

$$e_{CA} = \frac{\Delta SN}{\frac{0.17}{cm}} = \frac{4.0 - (1.45 + 0.83)}{\frac{0.17}{cm}} = 10cm$$

Dado que, de acuerdo al diseño, sólo bastan 7cm para garantizar que las deformaciones horizontales por tracción en la cara inferior del concreto asfáltico no sobrepasarán a las admisibles para los parámetros de diseño asumidos, se podrán construir 7cm de concreto asfáltico y calcular qué espesor habría que adicionar de base granular.

$$\text{Siendo } SN_n = 4.0$$

$$SN_{efec} = 2.28$$

espesor de refuerzo: 7cm (0,17/cm)

$$e_{BG} = \frac{4.0 - 2.28 - 7 * 0.17}{\frac{0.055}{cm}} = 10 cm$$

Es decir que los 10cm de concreto asfáltico resultantes para el refuerzo, serían reemplazados por 7cm de concreto asfáltico (por diseño) y 10cm de base granular (CBR \$ 80%).

Si bien el hecho de que el aporte de una base granular sea de 0.055/cm y el de un concreto

asfáltico denso y bien graduado sea de 0.17/cm, podría llevar a pensar que prácticamente 1cm de concreto asfáltico es reemplazable o equivalente a 3.1cm de base granular, no se debe perder de vista que es imprescindible para el cálculo de diseño de un pavimento nuevo o de un refuerzo, el calcular en base al módulo resiliente de la base granular y el resto de los parámetros de diseño ($N_{8,2}$, Z_R , S_o , \dot{E} PSI) el mínimo espesor de concreto asfáltico requerido (D_1) a fin de garantizar una solución armónica que evite además, que la deformación por tracción en el nivel inferior de la capa asfáltica no sobrepase los valores admisibles, a fin de evitar que la acción reiterada de las cargas lleven a una fisuración generalizada por fatiga. Por tal motivo no se aconseja establecer una relación entre los coeficientes de aporte o los espesores, sino efectuar el diseño siguiendo la metodología AASHTO y calculando como corresponde el mínimo espesor requerido de concreto asfáltico. Si del cálculo de la diferencia entre la capacidad estructural requerida y la efectiva, resultara un espesor de concreto asfáltico mayor que el mínimo requerido (D_1) acorde a los factores de diseño se podría recién comenzar a pensar en una sustitución o reemplazo de parte de la capa de mezcla asfáltica por un espesor de base granular equivalente. Generalmente una estimación de costos lleva a desechar esta proposición.

CONSIDERACIONES RELATIVAS A MEZCLAS ASFÁLTICAS EN CALIENTE

El objetivo de las consideraciones a realizar pretende lograr una mayor correspondencia entre el diseño de las mezclas asfálticas, las

pautas establecidas en el diseño de pavimento flexibles, las condiciones ambientales y el flujo de cargas previsto.

Si bien podría llamar la atención la denominación de diseño de mezcla asfáltica y no dosificación de mezcla asfáltica como usualmente se denomina a la aplicación del método Marshall, la diferencia proviene de que por dosificación se entiende el definir un porcentaje óptimo de un tipo de bitumen que mezclado con determinados agregados, permite obtener una mezcla asfáltica que cumple con los requisitos especificados (Estabilidad, fluencia, vacíos, vacíos del agregado mineral, relación betún vacíos, y Estabilidad remanente). Con diseño de una mezcla asfáltica se quiere significar no sólo lo relativo a la dosificación de los componentes, sino también todo lo que concierne a otros factores tales como: la elección apropiada del tipo y calidad de los agregados y el asfalto, las características del flujo de tránsito, las temperaturas ambientales, el espesor y tipo de capa asfáltica, el estado del pavimento existente en caso que correspondiera un estudio de refuerzo, la experiencia local en mezclas bajo condiciones de servicio similares, la definición de los controles de calidad a especificar para la mezcla, la compactación a exigir en obra, etc.

De acuerdo a lo manifestado a continuación se tratarán los aspectos fundamentales que permiten procurar un diseño de mezcla óptimo con las condiciones más apropiadas a las características inherentes al proyecto.

C Tránsito

Tanto en Europa, como en EE.UU. y Canadá

se establecen de acuerdo al flujo de cargas correspondiente al período adoptado, las características volumétricas y mecánicas a exigir a la mezcla. La categoría de tránsito que corresponda se expresa mediante el número equivalente de pasadas de un eje de referencia (8,2 ton; 10ton; 13 ton; etc).

El Asphalt Institute (EE.UU) y el Departamento de Carreteras de Ontario (Canadá), establecen tres niveles de tránsito (eje de referencia 8,2 ton):

| | |
|----------|-----------------------------------|
| Tránsito | Número de ejes equivalentes |
| Pesado | $> 1 \times 10^6$ |
| Mediano | 1×10^4 a 1×10^6 |
| Liviano | $< 1 \times 10^4$ |

Las Especificaciones de la Dirección General de Carreteras de España, definen para un eje

de referencia de 13 toneladas, los siguientes rangos:

| | |
|----------|-----------------------------------|
| Tránsito | Número de ejes equivalentes |
| Pesado | $> 4 \times 10^6$ |
| Mediano | 8×10^4 a 4×10^6 |
| Liviano | $< 8 \times 10^4$ |

Teniendo en cuenta que para Honduras, las solicitaciones provocadas por las cargas por eje se definen como repeticiones de ejes equivalentes a una carga de referencia de 8,2 ton., la clasificación del tránsito (liviano, mediano y pesado) será similar a la que se indica para U.S.A. (Asphalt Institute) y Canadá.

Las características de calidad de las mezclas se establecen en base a los mencionados niveles de tránsito, siendo:

| | TRÁNSITO | | |
|---|-----------|-----------|-----------|
| | PESADO | MEDIANO | LIVIANO |
| NÚMERO DE GOLPES | 75 | 75 | 50 |
| ESTABILIDAD (Kg) | \$ 1000 | \$ 700 | \$ 500 |
| FLUENCIA (cm) | 0,20-0,35 | 0,20-0,35 | 0,20-0,40 |
| VACIOS (%) | | | |
| Carpeta de rodamiento | 3-5 | 3-5 | 3-5 |
| Base intermedia | 3-6 | 3-8 | 3-8 |
| Base inferior | 3-8 | 3-8 | 3-8 |
| VAM mínimo (%) | | | |
| (Función del Tamaño Máximo Nominal del árido) | 13-15 | 13-15 | 13-15 |

En lo relativo al tránsito otro aspecto a tener en cuenta es el relacionado con el tiempo de aplicación de las cargas. Mediante el conocimiento de la velocidad normal de los vehículos pesados, se podrá definir con mayor precisión el stiffness del bitumen y por ende el stiffness de la mezcla.

Siendo el stiffness del bitumen función de las características del asfalto (IP y T_{800pen}) y de la temperatura de la capa (T) y el tiempo de carga (t). En zonas onduladas y de clima cálido, es dable observar que aún cumpliendo las mezclas con los requisitos de densidad y calidad especificados, en el carril de ascenso en las secciones con pendiente, el tránsito

pesado y lento provoque un sensible ahuellamiento.

Mc Leod (Canadá) propone para zonas cálidas el determinar el módulo de rigidez de la mezcla a la temperatura máxima media de la capa asfáltica en verano y para un tiempo de aplicación de la carga de 0.01 segundo. Dicho módulo, recomendado por el autor, debe superar un valor mínimo estimativo, basado en una amplia información experimental, a los efectos de minimizar las deformaciones permanentes (ahuellamiento) de la mezcla asfáltica, cuando las condiciones de servicio son las mencionadas.

C Condiciones climáticas

Los efectos de la variación de la temperatura sobre el comportamiento de una mezcla asfáltica, se reflejan en las variaciones que experimentan algunas de sus propiedades, particularmente su durabilidad, resistencia a la fatiga, flexibilidad y estabilidad. Las normas españolas definen el grado del cemento asfáltico a utilizar en base a la temperatura media ambiente, al nivel del tránsito y al tipo de capa asfáltica que corresponda.

Mc Leod (Canadá) define una metodología para la elección del grado del bitumen, que básicamente es función de las temperaturas mínimas y máximas medias del pavimento (en invierno y verano respectivamente) y de la categoría del tránsito.

En el método Shell, como ya se indicara, se calcula la temperatura media anual ponderada (w-MAAT) de la región del proyecto. Siendo dicho parámetro fundamental para la selección de las curvas de diseño, así como

también para estimar la potencial deformación permanente del pavimento durante su comportamiento en servicio. Con lo manifestado basta para fundamentar la necesidad de conocer las temperaturas medias extremas de la zona del proyecto, pudiéndose complementar dicha información, si es factible, con las temperaturas de las capas asfálticas en esas condiciones climáticas. Dicha información se requiere para el cálculo del stiffness del asfalto (ábaco de Van der Poel), así como también para el diseño de espesores de refuerzo (criterios de reducción de deflexiones; factor de ajuste por temperatura; temperaturas superficiales de la capa asfáltica).

C Tamaño Máximo Nominal de la mezcla de áridos

Definiendo al tamaño máximo nominal (TMN) como la abertura del tamiz que permite pasar como máximo al 95% de la mezcla total de áridos, las Normas españolas recomiendan de acuerdo al espesor de la capa asfáltica los siguientes TMN:

| Espesor de capa | TMN |
|-----------------|------|
| > 60mm | 25mm |
| 40mm a 60mm | 20mm |
| < 40mm | 12mm |

El Asphalt Institute indica que el TMN no debe superar el 0.50 del espesor de la capa asfáltica.

El tamaño máximo nominal de la mezcla de áridos está íntimamente vinculado con los vacíos del agregado mineral (V.A.M.) de la mezcla ya que el mínimo valor admitido de V.A.M. es directamente una función del T.M.N. del agregado (Asphalt Institute).

Siendo el módulo de rigidez de la mezcla (S_m) dependiente de la concentración en volumen de áridos (C_v), y estando regulada la C_v por los VAM, se deduce la influencia del TMN sobre el stiffness de la mezcla.

A continuación se harán algunas consideraciones sobre aquellas variables manejables por el proyectista, en un diseño de mezcla asfáltica, a fin de poder contrarrestar aquellos efectos a veces desfavorables que no se pueden alterar.

C ELECCIÓN DEL GRADO DEL CEMENTO ASFÁLTICO

De acuerdo a recientes estudios elaborados por Mc Leod (Canadá), la elección del tipo o grado del cemento asfáltico a utilizar en una mezcla procesada en planta y en caliente (concreto asfáltico) dependerá de:

- C Temperaturas máximas y mínimas medias de la capa asfáltica (en verano e invierno respectivamente).
- C Categoría del Tránsito (Pesado, Medio y Liviano).
- C Susceptibilidad térmica del asfalto, expresada en PVN (Penetración - Viscosidad-Número); dado que para asfaltos normales este número difiere muy poco del Índice de Penetración (IP), en el texto se hará referencia a este último, ya que es de uso generalizado.

El criterio sustentado por el citado autor para la elección del tipo o grado del bitumen, se basa en los siguientes requisitos, a fin de tener un comportamiento en servicio satisfactorio de la mezcla asfáltica:

- C En climas fríos se debe evitar que por

las bajas temperaturas se produzcan fisuras transversales por contracción térmica.

- C En climas cálidos se debe mantener un módulo de rigidez elevado ($S_m=f(S_b)$) o por lo menos suficiente para un determinado nivel de tránsito, a fin de conferir a la mezcla la estabilidad necesaria como para evitar las deformaciones permanentes (ahuellamiento).

La variación del módulo de rigidez del bitumen en función de la temperatura (a igualdad de los demás parámetros), se halla directamente vinculada con su susceptibilidad térmica (I.P.). Los asfaltos de elevada susceptibilidad (I.P. de -1,5 a -1,0) pueden resultar muy rígidos a bajas temperaturas por aumento marcado de su módulo, como así también muy blandos a altas temperaturas por un decrecimiento pronunciado de su módulo, reduciéndose así su capacidad de resistir sin deformaciones permanentes la acción de las cargas pesadas y de baja velocidad.

En los asfaltos de susceptibilidad media (I.P. de -1.0 a -0.5) y baja (I.P. de -0.5 a 0.0) los fenómenos debidos a bajas y altas temperaturas se reducen marcadamente recomendando Mc Leod asfaltos con I.P. de -1.0 a -0.5 para tránsito mediano. A altas temperaturas cuanto mayor resulte el I.P. (menor susceptibilidad), más elevado será el módulo de rigidez de la mezcla.

En lo que concierne a la etapa constructiva (mezclado, transporte, distribución y compactación de la mezcla) en zonas de clima fríos, es recomendable un asfalto de alta susceptibilidad térmica (reducidos I.P.)

ya que facilita la ejecución de las operaciones mencionadas, pues con menores temperaturas se obtienen las viscosidades requeridas tanto para mezclado, como para compactación. Demás está decir que estas condiciones se deben compatibilizar con las requeridas para que no se produzcan fallas por contracción térmica durante su comportamiento en servicio.

Las experiencias y trabajos elaborados por Mc Leod demuestran fehacientemente que el hecho de que capas asfálticas construidas con asfaltos de una determinada penetración, en ocasiones tengan un comportamiento satisfactorio y en otras situaciones no (para similares parámetros de diseño), obedece pura y exclusivamente a la susceptibilidad térmica del bitumen, descartando que en ambos casos se ha construido la obra siguiendo las reglas del arte.

Asumiendo que para una carpeta de rodamiento asfáltica se ha especificado un C.A (80-100) que tratándose de una zona de clima cálido la temperatura del pavimento es de 60°C (T) para mezclas que registren una concentración en volumen de áridos (Cv) de 0,88 y tiempos de aplicación de carga (t) de 0,01 segundo, para I.P. (o PVN) variables entre 0 y -1,5, se obtienen los siguientes módulos de mezcla (Sm).

| I.P. o P.V.N | Sm (lb/pulg ²) |
|-----------------|----------------------------|
| 0,0 a (-0.5) | 11.000 a 18.000 |
| (-0.5) a (-1.0) | 9.000 a 15.000 |
| (-1.0) a (-1.5) | 7.000 a 12.000 |

Es decir que para un asfalto especificado sólo por su penetración (en este caso 80-100), el módulo de rigidez de la mezcla, para las condiciones asumidas, podrá variar de 7,000 a 18,000 lb/pulg². En la figura 72 se

representa gráficamente lo indicado en el texto. Lógicamente una mezcla que a 60° C registre un módulo (Sm) de 7,000 lb/pulg² será menos resistente a la deformación plástica que aquélla que logre alcanzar un módulo de 18,000 lb/pulg², bajo las mismas condiciones de tránsito y temperatura.

Por otro lado, en la figura 73 se ha definido un área rayada que cubre stiffness de mezclas (Sm) comprendidos entre 13,500 y 18,000 lb/pulg² a 60° C y en las condiciones supuestas ya indicadas. De acuerdo a los valores que se observan en el gráfico a los I.P. o P.V.N. les corresponden los siguientes rangos de penetración para poder desarrollar los módulos indicados (de 13,500 a 18,000 lb/pulg²).

| PVN o I.P. | Rango de penetración (25°C) |
|------------|-----------------------------|
| 0 | 80-100 |
| -0.5 | 70-85 |
| -1.0 | 60-75 |
| -1.5 | 50-65 |

Generalizando el criterio aplicado para las condiciones asumidas y los valores obtenidos para un determinado nivel del módulo de rigidez, se puede deducir que a mayor susceptibilidad térmica (menores IP o PVN) corresponden asfaltos de menor penetración.

Con todo lo manifestado se quiere significar la importancia relevante que tiene la susceptibilidad térmica de los asfaltos en los diseños de mezclas asfálticas en caliente. Por lo que se recomienda al proyectista que mediante las metodologías ya expuestas oportunamente, proceda a definir su Índice de Penetración (penetraciones a distintas temperaturas, viscosidad a 60°C ó a 135°C).

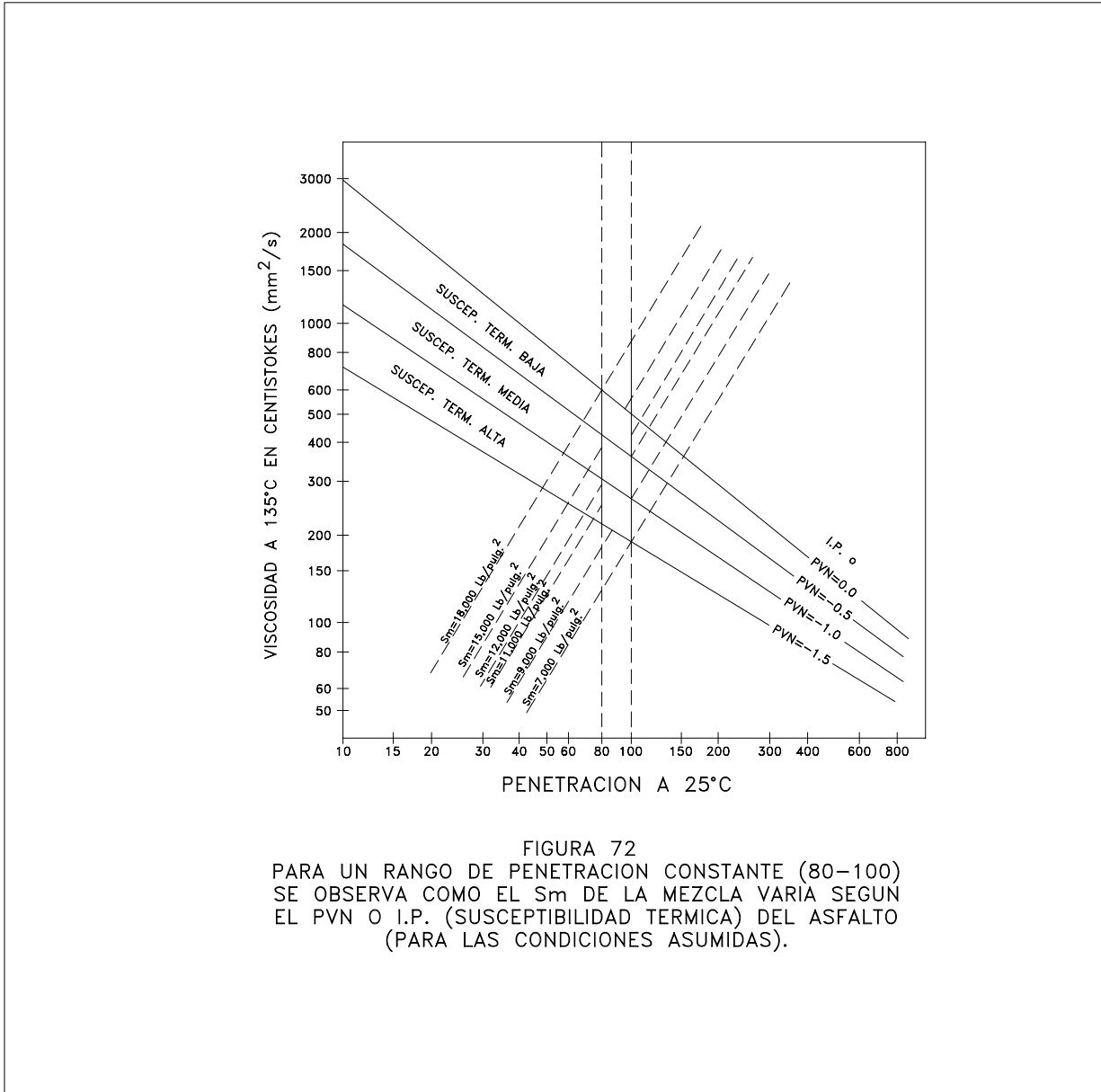


FIGURA 72
 PARA UN RANGO DE PENETRACION CONSTANTE (80-100)
 SE OBSERVA COMO EL S_m DE LA MEZCLA VARIA SEGUN
 EL PVN O I.P. (SUSCEPTIBILIDAD TERMICA) DEL ASFALTO
 (PARA LAS CONDICIONES ASUMIDAS).

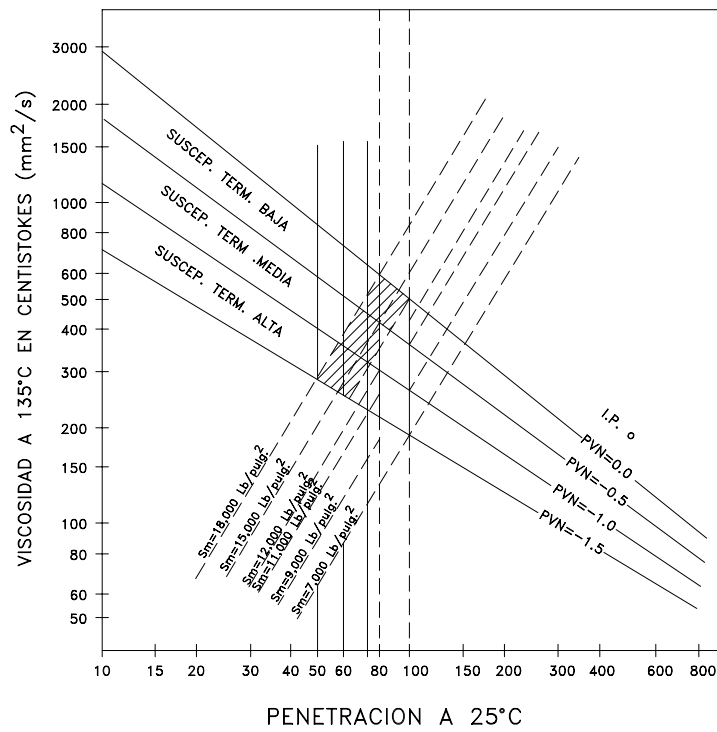


FIGURA 73
 RELACION ENTRE I.P. O P.V.N Y RANGOS DE PENETRACION
 PARA Sm ENTRE 13,500 Y 18,000 lb/pulg²
 (PARA LAS CONDICIONES ASUMIDAS).

Estos ensayos se deberán ejecutar sobre el cemento asfáltico original (además de definir si son asfaltos normales, con parafina o soplados, permiten determinar la temperatura de mezclado y de compactación para la dosificación de la mezcla) y sobre el cemento asfáltico después de ser sometido a pérdida por calentamiento o si se contara con el equipo ABSON, sobre el asfalto recuperado de la mezcla procesada en planta, como aconseja el Método Shell (1978). Dichas características, evaluadas a posteriori del calentamiento, permitirán conocer si el asfalto ha sufrido alteraciones notables o algún tipo de irregularidad (comparándolas con las del asfalto original) provocadas por altas temperaturas y además para calcular el stiffness de la mezcla en servicio ($SM=f(Sb)$).

En el ANEXO de Diseño de Pavimentos, se ha incluido el acápite que versa sobre cementos asfálticos (parte del componente del Manual relativo a Materiales). En el mismo se describe como determinar el I.P. entre 0°C y 200°C; se adjunta el nomograma de Van der Poel para obtener el stiffness del bitumen (Sb), como así también el nomograma que permite definir el stiffness de la mezcla (Sm) en función del módulo del asfalto (Sb) para distintas concentraciones en volumen (Cv) de agregado (para Vacíos % = 3%) y su corrección para Vacíos % > 3%.

En la descripción del método de diseño Shell, en el ANEXO de Diseño de Pavimentos, en la figura I, se adjunta nomograma que permite determinar el stiffness de la mezcla (Sm) en base al stiffness del bitumen (Sb), al volumen de agregados y al volumen de asfalto que conforman la mezcla (para Sb comprendidos entre 6×10^6 y 3×10^9 N/m²).

La selección del grado de cemento asfáltico más adecuado para evitar las fisuras de contracción a bajas temperaturas, no será tenida en cuenta por las altas temperaturas que caracterizan a las distintas regiones del país.

La selección del grado de cemento asfáltico más adecuado para evitar deformaciones permanentes, con temperaturas elevadas, se tratará a continuación.

En base a numerosas experiencias efectuadas en regiones de climas templados y cálidos, de acuerdo a las recomendaciones de Mc Leod, las deformaciones permanentes se reducen a tolerables cuando el módulo de rigidez de la mezcla, calculado para la máxima temperatura media, alcanza valores del orden de 10 veces del de la Estabilidad Marshall mínima, especificado de acuerdo a la categoría de Tránsito, por el Departamento de Caminos de Ontario (Canadá), siendo:

| Categoría del Tránsito | Estabilidad Marshall a 60° C (lb) | Módulo de rigidez mínimo a la temperatura máxima media del pavimento (lb/pulg ²) |
|------------------------|-------------------------------------|--|
| Pesado | 2000 | 20.000 |
| Mediano | 1500 | 15.000 |
| Liviano | 1000 | 10.000 |

Para la selección del tipo de cemento asfáltico más adecuado se requiere contar con la siguiente información:

- Temperaturas máximas medias en el centro del espesor de la capa asfáltica.
- Valor del I.P. del cemento asfáltico.
- Categoría del tránsito (Pesado, Mediano, Liviano) según el número de ejes equivalentes a 18,000lb que se prevé solicitará a la calzada durante su período de servicio.

1- Mediante penetraciones efectuadas a distintas temperaturas (15 °C, 20 °C, 25 °C, 30 °C) se determina la temperatura a la cual la penetración es 800 (T_{800pen}) y el Índice de Penetración del bitumen, para un rango de temperatura de 0° C a 80° C (figura III del ANEXO).

Mediante penetraciones efectuadas a distintas temperaturas, T_{800pen} y viscosidad a 135° C se determina el Índice de Penetración del bitumen, para un rango de temperaturas de 0° C a 200° C (figura N° 8 Capítulo Materiales, Acápites Cementos Asfálticos). Ambos I.P. para un asfalto de comportamiento reológico normal, deben ser similares para los distintos intervalos termométricos.

2- Mediante el nomograma de Van der Poel (figura 11-Capítulo Materiales Acápites Cementos Asfálticos), se determina el stiffness del bitumen, en base a los siguientes datos:

- Tiempo de carga (t): se adopta de acuerdo al que se considere más adecuado para el tramo en estudio (0.01 segundo corresponde a 100 km/h; 0.02 segundos a 50 o 60 Km/h).

- Temperatura de servicio (T): se determina en base a la temperatura máxima media en el centro del espesor de la capa asfáltica (T_e) y la temperatura a la cual la penetración es 800 (T_{800pen}), siendo:

$$T = T_{800} - T_e$$

- I.P. del bitumen
- Determinación del S_b en N/m^2 .

3- Mediante la ecuación

$$\text{siendo } n = 0.83 \lg \frac{4 \times 10^{10}}{S_b}$$

$$S_m = S_b \left(1 + \frac{2.5}{n} \frac{C_v}{1 - C_v} \right)^n$$

$$[S_m] \text{ y } [S_b] = N/m^2$$

o el ábaco que se presenta en la figura 12 (Capítulo Materiales, Acápites Cementos Asfálticos), se determina el stiffness de la mezcla (S_m) para el S_b calculado. Dado que se debe asumir una concentración en volumen de agregados, considerando el caso de una carpeta de rodamiento y tránsito pesado, las exigencias especificadas son:

| | |
|-------------|--------------------------|
| % Vacíos: | 3 a 5% |
| VAM(f(TMN)) | 13 a 15% |
| Asumiendo | $V = 3\%$ y $VAM = 14\%$ |

$$c_v = \frac{100 - VAM}{100 - V} = 0.89$$

De acuerdo al valor obtenido para el stiffness de la mezcla, surgirá de su comparación con

los valores recomendados por Mc Leod para las distintas categorías de tránsito si el mismo es aceptable (para el caso de tránsito pesado S_m \$ 20,000 lb/pulg², siendo $1 \text{ N/m}^2 = 1.45 \times 10^{-4} \text{ lb/pulg}^2 = 1.02 \times 10^{-3} \text{ Kg/cm}^2$

C MÓDULO DE RIGIDEZ DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS Y SU RELACIÓN CON LAS DEFORMACIONES PERMANENTES

El nomograma de la Figura I (en ANEXO), resulta válido sólo para un rango de valores de S_b comprendido entre 6×10^6 y $3 \times 10^9 \text{ N/m}^2$, por lo que es aplicable a constancia de las demás variables a un determinado intervalo de temperatura de la mezcla asfáltica, que a su vez es función de la temperatura ambiente media anual ponderada (w-MAAT); esta característica hace que dicho nomograma no cubra en ocasiones los casos correspondientes a temperaturas mínimas y máximas factibles de alcanzar en el año por las mezclas asfálticas. En consecuencia para los fines expuestos resulta más adecuado el nomograma de la figura 12, ya que cubre un intervalo más amplio de valores de S_b . La expresión para la estimación del módulo de rigidez de la mezcla asfáltica, que dio origen al nomograma de la figura 12, se transcribe nuevamente a continuación:

$$\text{Siendo } n = 0.83 \lg \frac{4 * 10^{10}}{S_b}$$

$$S_m = S_b \left(1 + \frac{2.5}{n} \frac{C_v}{1 - C_v}\right)^n$$

Estando S_m y S_b expresadas en N/m^2 y

siendo la expresión válida para mezclas densas, con porcentajes de Vacíos = 3%. A fin de generalizar la expresión para un volumen mayor de vacíos, se indica la siguiente corrección:

$$C_{v \text{ correg}} = \frac{100 C_v}{100 + (V - 3)}$$

Por otra parte, desde el punto de vista experimental, la determinación del módulo de rigidez de las mezclas asfálticas, puede realizarse en laboratorio mediante ensayos de "creep", compresión uniaxial alternativa, compresión diametral o de tracción indirecta, etc; y mediante ensayos de campo, tales como el método de propagación de ondas de superficie o los que utilizan equipos vibradores pesados, etc.

Incluso las características mecánicas de la mezcla obtenidas en el ensayo Marshall, dan una medida del citado módulo, que corresponde pura y exclusivamente a las condiciones de temperatura (T) y tiempo de aplicación de las cargas (t) normalizadas para el Método Marshall.

Nijboer (1957) y Dormon y Jarman (1958), consideraron aplicable la siguiente relación:

$$S_m, \text{ para } 60^\circ\text{C (T) y } t = \frac{60}{5} F \text{ (cm)}$$

$$S_m = 40 \frac{E \text{ (lb)}}{F \text{ (0.01 pulg)}} \Rightarrow [S_m] = \text{lb/pulg}^2$$

$$S_m, \text{ para } 60^\circ\text{C (T) y } t = \frac{6}{200} F \text{ (0.01 pulg)}$$

$$Sm = 0.16 \frac{E \text{ (Kg)}}{F \text{ (cm)}} \Rightarrow [Sm] = \text{kg/cm}^2$$

Siendo la velocidad del ensayo de 50 mm/min se aclara el valor adoptado para (t).

El objetivo de todos los análisis efectuados consiste en evaluar la influencia del stiffness del bitumen y de la composición de la mezcla en el valor del módulo de rigidez de la misma (Sm), dentro del campo del comportamiento elástico. Es decir cuando el valor del stiffness del bitumen es igual o superior a $5 \times 10^6 \text{ N/m}^2$ en condiciones normales de servicio, $Sm=f(Sb; Cv)$.

Cuando el módulo de rigidez del ligante asfáltico (Sb) es inferior a $5 \times 10^6 \text{ N/m}^2$, el comportamiento reológico de la mezcla se torna más complejo, y su módulo de rigidez (Sm) depende además de Sb y Cv, de otros factores inherentes a la granulometría del agregado, la forma y textura de las partículas, las condiciones de confinamiento, el método y grado de compactación alcanzado, etc. Tal como se describe en el método de diseño Shell (figuras 28 y 29). En virtud de la gran cantidad de variables que entran en juego, se hace difícil poder estimar el comportamiento de la mezcla en el campo viscoelástico y viscoso, sin efectuar ensayos de laboratorio que reproduzcan con un nivel de aproximación razonable las condiciones existentes "in situ" (triaxial con cargas repetidas, "creep" confinado, "creep" uniaxial no confinado, "wheel tracking", etc). Cabe recordar que justamente en el campo donde el comportamiento reológico de la mezcla es de carácter viscoelástico o viscoso, se producen las mayores deformaciones plásticas (reducido Sb y por ende menores Sm). Para un bitumen específico (determinado I.P. y

T_{800pen}) su módulo se reducirá sensiblemente para altas temperaturas (T) y/o un prolongado tiempo de carga (t); por lo que para estas condiciones adquiere una importancia relevante la resistencia friccional aportada por el sistema granular (interlocking), que será función de la granulometría del árido, forma y textura de las partículas, tipo y grado de compactación de la mezcla, etc.

Con lo expresado se quiere destacar que en zonas de clima cálido se hace necesario diseñar las mezclas asfálticas de modo que el grado de acomodamiento de su estructura granular, contrarreste el reducido aporte de las componentes cohesivas del ligante. El aporte principal del esqueleto granular se canaliza a través del ángulo de fricción de la mezcla, aunque también se debe considerar el efecto de las fracciones más finas sobre la componente viscosa (sistema filler - betún). Los principales factores que inciden sobre el ángulo de fricción son:

- a) Distribución granulométrica de las partículas
 - b) Forma de partículas
 - c) Rugosidad superficial de las partículas
- a) Distribución granulométrica de las partículas.

La distribución granulométrica, generalmente queda fijada en base a límites de mínima y de máxima especificados para cada obra. Dichas curvas granulométricas son cóncavas hacia arriba, no presentando puntos bruscos de inflexión y estando graduadas de modo de obtener un mínimo de vacíos.

Se ha verificado que en igualdad de otras variables agregados pétreos de granulometría continua, que guarden entre tamaño y

porcentaje en peso, la relación que se indica, registran las menores porosidades:

$$p = 100 \left(\frac{d}{D_m}\right)^n ; n = \frac{\lg \frac{p}{100}}{\lg \frac{d}{D_m}}$$

Siendo:

D_m : tamaño máximo (por el que pasa 100%)

p : porcentaje en peso que pasa por abertura d (mm)

n : exponente dimensional; obteniéndose las mínimas porosidades para $n = 0.50$ (fórmula clásica establecida por Fuller y Thompson). Apartarse de este valor, significa un exceso de finos o gruesos con respecto a cada tamaño, que perturba el acomodamiento de las otras fracciones.

Consecuentemente n es un coeficiente de proporcionalidad entre el cambio relativo de cualquier porcentaje granulométrico y el respectivo cambio relativo de tamaño de partícula en igualdad de otras variables. Un valor $n = \text{constante}$ en todo o en parte del escalonamiento granulométrico significa que en el mismo se cumple la relación generalizada:

$$p = P \left(\frac{d}{D}\right)^n ; n = \frac{\lg \frac{p}{P}}{\lg \frac{d}{D}}$$

Siendo D una abertura de malla mayor que d y menor que D_m ; P y p los porcentajes que pasan por D y d respectivamente.

Para el caso particular de formación de

estructuras granulares de mezclas asfálticas, por determinado proceso de compactación, Nijboer propuso para vacíos mínimos $n=0.45$; valor aceptado posteriormente por el Bureau of Public Roads.

Para cada tamaño máximo (D_m) y un $n=0.45$, las mezclas preparadas con un mismo filler alcanzan los menores valores de porosidad (V.A.M), necesariamente a estas mezclas las corresponderá un porcentaje de asfalto reducido, particularmente con agregados pétreos redondeados y textura lisa, que contribuyen a menores V.A.M. Teniendo en cuenta que mezclas con reducido porcentaje de asfalto, acusan baja capacidad para acompañar las deformaciones del conjunto del pavimento, así como también comprometen su resistencia a la fatiga bajo ciclos repetidos de carga y descarga y su durabilidad por acción del medio exterior, a fin de aumentar los V.A.M. con respecto a los que resultarían de $n = \text{constante} = 0.45$, se mantiene dicha proporcionalidad sólo hasta un nivel que aproximadamente corresponde a la abertura de 0.20mm; a partir de dicho tamaño de partícula (valor aproximado) se produce un quiebre hasta el tamiz N° 200 (abertura de 0.074mm), donde n es mayor y por lo tanto las partículas de menor tamaño sólo pueden dar origen a un empaquetamiento más abierto que el de las fracciones mayores generándose así un mayor volumen de VAM que puede ser ocupado por el ligante.

A dicho criterio responde el huso granulométrico recomendado por el Asphalt Institute para los concretos asfálticos densos y graduados. Ya que graficados en doble escala logarítmica la granulometría más fina da origen a una recta con $n=0.40$ hasta un

nivel de aproximadamente 0.20 mm y los límites de la granulometría más gruesa dan otra recta con $n=0.50$, hasta un nivel también de 0.20mm. Ello significa que dicho huso (fórmula IV b, de Series Nº 1, SS-1, 1964) permite la formación de una macroestructura hasta los niveles mencionados; las fracciones de partículas de menor tamaño con n elevado, sólo actúan como relleno, menos densificadas dentro de los huecos de la macroestructura (figura 74).

Generalmente las especificaciones técnicas correspondientes a concretos asfálticos, se ocupan de la granulometría que debe cumplir la mezcla de áridos. Así mismo se fijan tolerancias a aplicar una vez que se ha aprobado la "Fórmula de Obra", de modo de acotar los desplazamientos que pudieran redundar en una calidad heterogénea para la mezcla, considerando que la granulometría tiene una incidencia directa en la compactibilidad, los V.A.M. y por ende en el volumen de vacíos y en el tenor de asfalto. Una variación notable en la granulometría, traería aparejada la necesidad de adoptar una nueva "Fórmula de Obra", ya que la original no cumpliría con la condición de óptima en la realidad.

Con todo lo expresado se quiere destacar la importancia que adquiere la presencia de un esqueleto o estructura granular formado por un acomodamiento estable de las partículas del agregado pétreo, cuando las temperaturas elevadas y/o un largo período de aplicación de las cargas, llevan a reducir la resistencia al corte de las mezclas asfálticas por el menor aporte cohesivo del ligante, que como se sabe está gobernado por la consistencia y susceptibilidad térmica del mismo, características que definen conjuntamente

con las variables exógenas (Temperatura y tiempo de carga) el módulo de rigidez o stiffness del bitumen.

b) Forma de partículas

La forma de partículas contribuye a lograr el empaquetamiento necesario para que el esqueleto granular transmita las tensiones derivadas de los esfuerzos de tránsito, no en forma puntual sino repartida en una mayor superficie, con lo que las presiones transmitidas se hacen menores. Esta característica es determinante durante la etapa constructiva, dado que la alta temperatura de la mezcla hace disminuir el aporte viscoso y cohesivo del ligante, acentuándose el papel del esqueleto pétreo. Se comprende así la importancia de que las partículas además de resistir "empaquetadas", es decir solidarias entre sí, sean capaces de hacerlo individualmente. Una partícula lajosa o con forma de aguja, podría quebrarse en el momento en que es solicitada por carga. Generalmente las especificaciones contemplan la necesidad de contar con agregados de forma adecuada, fijando límites para los valores resultantes de los ensayos de Índice de lajosidad, Índice de elongación, Factor de cubicidad o Índice de Forma, etc, según sea el tipo de ensayo generalizado en cada país.

Por otro lado, en las mezclas asfálticas convencionales, el reemplazo total y/o parcial del agregado granular proveniente de trituración por agregado natural redondeado, en igualdad de otros variables, conlleva a cambios en sus características volumétricas y mecánicas, que dependen cuantitativamente del tipo de mezcla, pudiendo citarse entre otros:

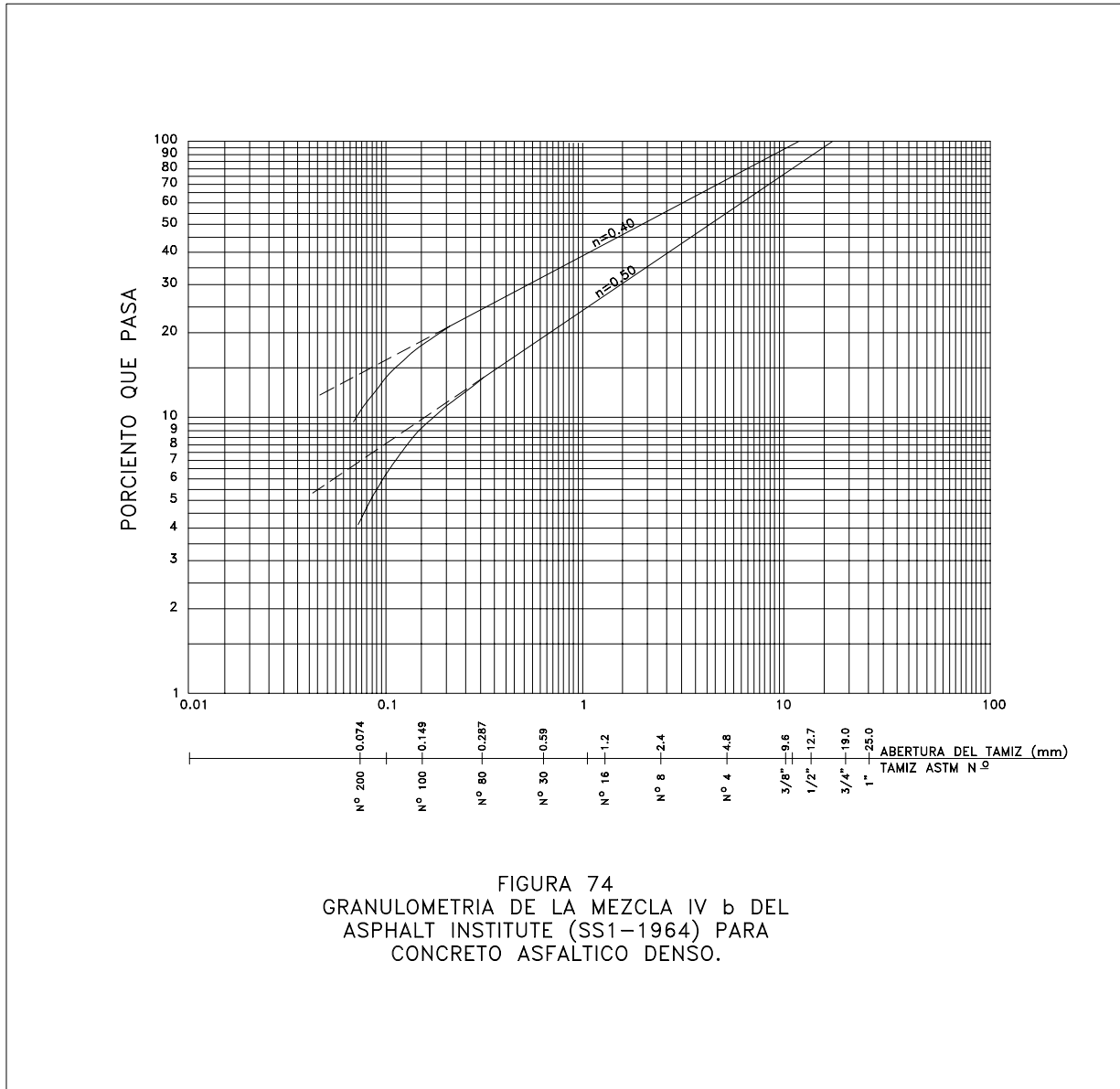


FIGURA 74
 GRANULOMETRIA DE LA MEZCLA IV b DEL
 ASPHALT INSTITUTE (SS1-1964) PARA
 CONCRETO ASFALTICO DENSO.

- 1- Reducción de los V.A.M. y otras características volumétricas que dependen de ellos.
- 2- Aumento de la compactibilidad de la mezcla.
- 3- Reducción de la estabilidad y fluencia Marshall
- 4- Reducción del ángulo de fricción interna

En general se recomienda por su mejor comportamiento en servicio la utilización de partículas angulosas, que se asemejen a formas cúbicas o tetraédricas y cuya textura superficial sea rugosa. Dejando expresa constancia que un total de agregados triturados hace dificultosa la compactación de la mezcla en obra, mientras que cuando los agregados están conformados por partículas lisas y redondeados se hace difícil lograr altas estabilidades por lo que su adición para mejorar la trabajabilidad de la mezcla se debe compatibilizar con las características mecánicas exigidas.

De lo expresado se deduce que dentro del comportamiento elástico, visco elástico o viscoso de las mezclas, dado que la estabilidad juega un papel preponderante, se deben tomar los recaudos necesarios para que el porcentaje de agregado natural que se adicione (generalmente arena natural redondeada) con el fin de mejorar su compactibilidad sea compatible con la estabilidad exigida por Pliego.

c) Rugosidad superficial de las partículas

Si bien esta característica en forma indirecta, contribuye a mejorar la relación Estabilidad/fluencia y la trabajabilidad, no se ha previsto aún la necesidad de incluir exigencias de este tipo para la aceptación o

rechazo del agregado individual. Su aporte directamente es valorado mediante los ensayos de aprobación de las mezclas, desde el punto de vista de su resistencia y trabajabilidad. Es posible que en un futuro cercano, a medida que avancen los estudios sobre resistencia al deslizamiento de pavimentos en servicio vinculados al tema seguridad en el tránsito, se requiera el empleo de determinados agregados o el rechazo de otros, en función de su rugosidad individual y su incidencia sobre la macro y micro rugosidad de las mezclas resultantes, actuando como superficie de rodamiento.

-Deformaciones permanentes de las mezclas asfálticas y su posible vinculación con la relación Estabilidad/fluencia.

El método Shell indica un procedimiento analítico bastante complejo para predecir la posible deformación permanente de distintas alternativas de mezclas asfálticas (se describe en el capítulo titulado Método Shell).

La bibliografía obtenida sobre la vinculación entre la relación Estabilidad/Fluencia y las deformaciones plásticas de las mezclas, así como los estudios tendientes a establecer valores mínimos admisibles de dicha relación como criterio de calidad a los efectos de garantizar la capacidad de resistir los esfuerzos reiteradamente aplicados a altas temperaturas sin alcanzar deformaciones plásticas no tolerables, no resulta plenamente satisfactoria, ni suficiente.

Metcalf propuso en 1959 en base a su interpretación del ensayo Marshall y a los resultados obtenidos en tramos experimentales sometidos a cargas pesadas, el criterio de Capacidad de carga (Cc), que

vinculó con la Estabilidad (E) y Fluencia (F) mediante la siguiente expresión:

$$C_c \text{ (lb/pulg}^2\text{)} = \frac{E \text{ (lb)}}{F \text{ (0.01 pulg)}} \frac{120 - F}{100}$$

A los efectos de tener un comportamiento satisfactorio, debería cumplirse que $C_c > 100 \text{ lb/pulg}^2$.

El Dr. C. L. Ruiz propuso en 1966 considerar a la relación Estabilidad/Fluencia como una medida representativa del módulo de rigidez, a los efectos de establecer valores mínimos que permitieran resistir sin deformación plásticas los esfuerzos tangenciales de las cargas, particularmente bajo las condiciones de frenado, a las más altas temperaturas de servicio. De acuerdo a las relaciones establecidas por Nijboer, Dormon y Jarman, el stiffness de la mezcla en las condiciones de ensayo Marshall ($T = 60^\circ\text{C}$ y velocidad del ensayo 200 (0,01 pulg) en 60 segundos o 50mm/60segundos) se puede expresar:

$$\begin{aligned} S_{\text{MARSHALL}} &= 40 E/F & [\text{lb/pulg}^2] \\ S_{\text{MARSHALL}} &= 0.16 E/F & [\text{Kg/cm}^2] \end{aligned}$$

Nijboer demostró que para fines prácticos puede aceptarse que en las mezclas comunes las deformaciones por corte que no exceden del 1% (0,01), se recuperan por elasticidad instantánea o retardada, es decir no alcanzan el estado de fluencia plástica; este mismo investigador estableció que los esfuerzos de corte en la superficie, bajo la rueda frenada, son aproximadamente 0,4 veces la presión de inflado y que actúan por un tiempo del orden de 1/3 segundo.

C.L.Ruiz determinó dichos valores mínimos

relacionando los resultados de las investigaciones citadas. Siendo:

Esfuerzo = 0.4 presión de inflado (p)

Deformación admisible = 0.01

Temperatura de servicio = 60°C (ensayo Marshall)

Tiempo de aplicación de la carga = $1/3$ segundo

S_E : stiffness en tracción

S_G : stiffness por corte

Siendo: $S_E = 3 S_G$

Consecuentemente, para $T = 60^\circ\text{C}$ y $t = 1/3$ segundo:

$$S_E = \frac{3 \times 0.4 p}{0.01} = 120 p$$

Siendo S_E el mínimo valor admisible, que evitará deformaciones permanentes en cada sollicitación que por acumulación den origen a desplazamientos intolerables.

Para relacionar S_E con la medida S_M obtenida en el ensayo Marshall, sólo es necesario hacer un ajuste en el tiempo de aplicación de la carga, siendo de $1/3$ segundo para S_E y de 3 a 5 segundos para S_M (velocidad del ensayo 200 (0.01 pulg) en 60 segundos).

Dormon y Jarman han establecido en base a curvas stiffness versus tiempo, que el coeficiente de pasaje es 2.5, resultando así:

$$S_E = 2.5 S_M$$

S_E
 $T = 60^\circ\text{C}$

$t = 1/3 \text{ seg}$

S_M
 $T = 60^\circ\text{C}$

$t = F 60/200$

Consecuentemente:

$$[p] = \text{lb/pulg}^2$$

$$120 p = 2.5 \times 40 \frac{E (\text{lb})}{F (0.01 \text{ pulg})}$$

$$[p] = \text{kg/cm}^2$$

$$120 p = 2.5 \times 0.16 \frac{E (\text{kg})}{F (\text{cm})}$$

El valor mínimo de la razón E/F será:

$$\frac{E (\text{lb})}{F (0.01 \text{ pulg})} = 1.2 p \rightarrow [p] = \text{lb/pulg}^2$$

$$\frac{E (\text{kg})}{F (\text{cm})} = 300 p \rightarrow [p] = \text{kg/cm}^2$$

Considerando las presiones de inflado representativas de los distintos tipos de cargas (años 1966), para cada una de ellas corresponderá una relación E/F, es decir distintos tipos de mezclas, siendo:

| TIPO DE MEZCLA | TIPO DE CARGA | PRESIÓN DE INFLADO | | RELACIÓN E/F | |
|----------------|---------------|--------------------|----------------------|--------------|----------------|
| | | Kg/cm ² | lb/pulg ² | [kg/cm] | [lb/0,01 pulg] |
| I | Extrapesada | > 7.0 | > 100 | 2100 mín | 120 mín |
| II | Pesada | 5.2-7.0 | 75-100 | 1560-2100 | 90-120 |
| III | Mediana | 3.5-5.2 | 50-75 | 1050-1560 | 60-90 |
| IV | Liviana | < 3.5 | < 50 | 440-1050 | 25-60 |

La fluencia representativa de las mezclas usadas por Metcalf es de 10 (0.01 pulg) por lo que para una $C_c > 100$ la relación E/F (límite inferior) = 91, valor concordante con el límite inferior del tipo de mezcla II. Se observa que las relaciones determinadas para distintos tipos de carga (en libra/0.01 pulg) coinciden con la Capacidad de carga (C_c) establecida por Metcalf, en la mayoría de los casos la diferencia es inferior al 10%.

C RESISTENCIA A LA FATIGA

Entre las condiciones fundamentales de los ensayos dinámicos de laboratorio utilizados para reflejar estimativamente la resistencia a la fatiga bajo condiciones de servicio, se pueden citar:

C Magnitud de la carga

- C Tipo de carga: tensión o deformación controlada
- C Frecuencia: duración y período entre aplicaciones sucesivas de cargas
- C Forma de aplicación de la carga (flexión, compresión diametral, etc).
- C Temperatura de ensayo

De acuerdo a los procedimientos empleados, serán los resultados obtenidos.

C COMPORTAMIENTO DE LAS MEZCLAS ASFÁLTICAS

Las características de los materiales que conforman la mezcla, así como sus condiciones volumétricas influyen en distinto grado sobre los resultados de los ensayos, ya sean estos a tensión o a deformación controlada.

A continuación se resumen las tendencias en forma cualitativa de la variación del módulo de rigidez y la resistencia a la fatiga, en

función de las características de los materiales, de sus condiciones volumétricas y de la temperatura.

| Factor | Variación del factor | Efecto de la variación del factor | | |
|---------------------|----------------------|-----------------------------------|---|------------------------|
| | | Módulo de rigidez | Resistencia a la fatiga: Tensión controlada | Deformación controlada |
| Penetración de C.A. | decrece | aumenta | aumenta | decrece |
| Contenido de C.A. | aumenta | aumenta (1) | aumenta (1) | aumenta (2) |
| Tipo de agregado | aumenta rugosidad | aumenta | aumenta | decrece |
| Granulometría | de abierta a densa | aumenta | aumenta | decrece |
| Vacíos | decrece | aumenta | aumenta | aumenta (2) |
| Temperatura | decrece | aumenta | aumenta | decrece |

(1) Existe un contenido óptimo de C.A. para cada una, luego decrece el módulo

(2) Falta información definitiva

Tanto el contenido de asfalto, como el volumen de vacíos de las mezclas, constituyen los factores de mayor influencia en la resistencia a la fatiga.

Un incremento en el volumen de vacíos reduce notablemente el módulo de rigidez y la resistencia a la fatiga; esta situación implica la importancia de obtener en obra el nivel de compactación exigido y de dosificar la "Fórmula de obra" con % de vacíos cercanos al límite inferior especificado, ya que una exigencia de 96% de densificación conlleva a que en una mezcla dosificada con 4% de vacíos se incrementen a aproximadamente 8% de vacíos. Para una misma mezcla de áridos (igual V.A.M.), un mayor porcentaje de ligante reduce el volumen de vacíos y aumenta la vida por fatiga, pero paralelamente reduce el módulo de rigidez originando una menor resistencia a la deformación (situación correspondiente a % CA > óptimo determinado por método Marshall).

En general, el incremento del módulo de rigidez permite obtener vidas de fatiga más prolongadas en el ensayo a tensión controlada y vidas más cortas en los ensayos a deformación controlada. Consecuentemente, toda variable de la mezcla que afecte su módulo de rigidez, también reflejará su influencia positiva o negativa según el tipo de carga adoptado para el ensayo (tensión o deformación controlada).

El comportamiento a la fatiga de una capa asfáltica se define por la capacidad de soportar deformaciones específicas admisibles (Z_t) por tracción a una determinada profundidad de la capa, bajo la aplicación de cargas reiteradas menores a la carga mediante cuya sola aplicación se produce la rotura.

Mediante ensayos a deformación controlada realizados sobre distintos tipos de mezclas asfálticas, se confeccionó el nomograma de la figura 75 (Método Shell, 1978), el cual

permite precedir el valor admisible de \check{Z}_t en función del módulo de rigidez (S_m), el contenido en volumen de ligante en la mezcla (V_b) y el número de ejes equivalentes a 18.000 lb (80kN).

A fin de comparar distintas alternativas de mezclas asfálticas para capas de reducido espesor (los ensayos de deformación controlada son los adecuados para capas delgadas) y especialmente las proyectadas para refuerzo, el nomograma indicado (figura 75) permite estimar para un valor de $N_{8,2}$, la deformación específica admisible por tracción (\check{Z}_t) en función de las características de cada mezcla.

A constancia del valor $N_{8,2}$, la mezcla más adecuada sera aquella que permita el mayor valor de la deformación específica admisible y a su vez registre un módulo de rigidez mínimo compatible con las altas temperaturas de servicio.

El análisis comparativo indicado tiene sólo un carácter cualitativo, ya que si se requiere una evaluación cuantitativa precisa corresponde efectuar los ensayos de laboratorio con la técnica de ejecución que corresponda y con ellos definir los parámetros elásticos y la ley que rige la resistencia a la fatiga.

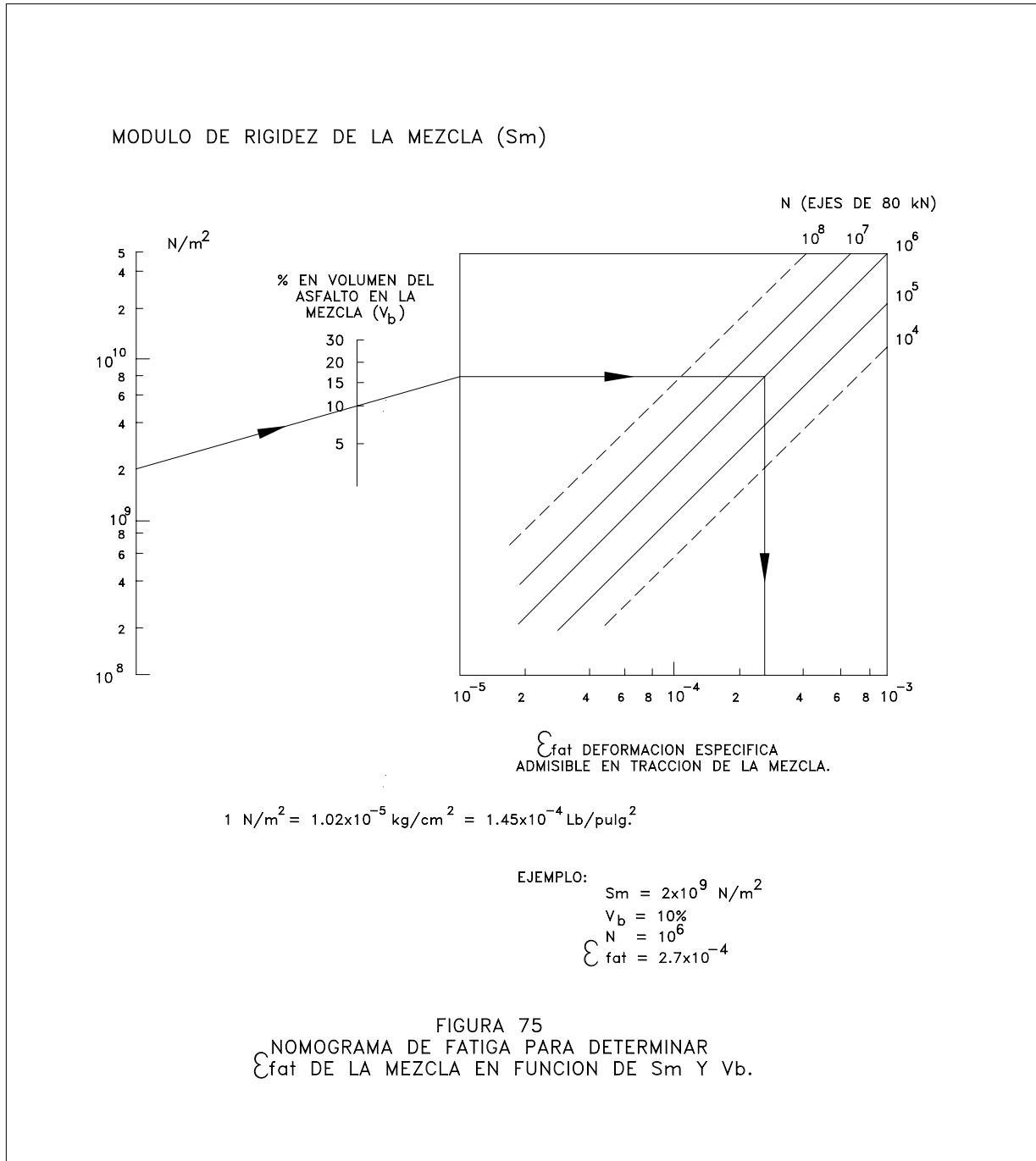
En general los ensayos a deformación controlada son los adecuados para capas de espesor reducido en relación con las capas inferiores, aportando sólo una pequeña rigidez a la estructura, su deformación es controlada por las capas subyacentes.

Los ensayos a tensión controlada resultan los apropiados para capas asfálticas con espesores mayores de 10 cm y con una mayor rigidez respecto a las capas inferiores; al tener una capacidad suficiente para resistir los esfuerzos aplicados, pueden controlar la magnitud de las deformaciones que ellos originan.

Cuando en una estructura las capas subyacentes son de baja capacidad soporte, aunque la capa asfáltica sea de reducido espesor se debe utilizar el ensayo de tensión controlada.

La elección del tipo de ensayo dependerá del espesor de la capa asfáltica, del módulo de rigidez de la mezcla y de la rigidez de la estructura subyacente.

A continuación se comparará el comportamiento de dos carpetas asfálticas, correspondientes a casos extremos y sus implicancias técnico - económicas (a igualdad de las demás variables) acorde al tipo de restauración que requieran. Excesiva rigidez (elevado S_m y relación E/F) y baja resistencia a la fatiga: la capa asfáltica tenderá a fisurarse progresivamente hasta alcanzar el tipo de falla denominado "piel de cocodrilo", pero conservará prácticamente constante el gálibo (perfil transversal) de la calzada. Los trabajos de conservación consistirán en operaciones de sellado de fisuras y bacheos, a fin de evitar la percolación de agua a las capas subyacentes y la degradación de la propia capa asfáltica en sí.



Reducida rigidez (bajo Sm y relación E/F) y alta resistencia a la fatiga: la capa asfáltica experimentará gradualmente deformaciones permanentes con tendencia acentuada a pronunciados ahuellamientos en la zona en que se canaliza el tránsito (menor seguridad y confort para el usuario, con riesgo de hidropilano en época de precipitaciones). A los efectos de restituir el gálibo o mantener el perfil transversal constante se deberá construir una capa asfáltica de nivelación o se recurrirá al fresado para la eliminación de las crestas.

Queda claro con todo lo manifestado en este capítulo que no resulta fácil llegar a una solución de compromiso ante el conjunto de variables que intervienen (algunas manejables por el proyectista y otras no manejables) por lo que una vez más se quiere destacar la importancia de diseñar las mezclas asfálticas teniendo en cuenta no sólo la dosificación de los componentes, sino fundamentalmente la elección adecuada del tipo y calidad de los agregados y el asfalto, la categoría del tránsito, el tipo y espesor de capa asfáltica (carpeta, base o refuerzo), las temperaturas ambientales, en caso de refuerzo el estado del pavimento existente, los controles de calidad especificados para los materiales y para la mezcla, el nivel de compactación a exigir en obra, la experiencia local en mezclas bajo condiciones de servicio similares, etc.

Sólo mediante el análisis global de las variables citadas y estableciendo para el proyecto en estudio las prioridades del caso, se podrá llegar a diseñar una mezcla asfáltica cuyo comportamiento sea satisfactorio, situación que redundará en beneficios para el usuario y en una mayor rentabilidad de la

inversión realizada.

Teniendo en cuenta que en el país no se produce cemento asfáltico, a continuación se recomiendan las características y comportamiento reológico que preferentemente se deberán solicitar del bitumen a importar, cuando el mismo va a ser utilizado para elaborar mezclas asfálticas en caliente, se considerará clima cálido (temperatura media ambiente anual ≥ 24 grados centígrados) y volumen de tránsito mediano y alto.

-Tránsito mediano.

De acuerdo al Asphalt Institute, para esa temperatura media ambiente anual:

| | |
|-----------|-------------|
| AC 20 | AC 40 |
| AR - 8000 | AR - 16.000 |
| 60 / 70 | 40 / 50 |

Según las experiencias de Mc Leod se recomienda una mediana susceptibilidad térmica (Índice de Penetración medio).

- Tránsito alto.

| | |
|-----------|-------------|
| AC 20 | AC 40 |
| AR - 8000 | AR - 16.000 |
| 60 / 70 | 40 / 50 |

Mc Leod recomienda de baja a mediana susceptibilidad térmica (Índice de Penetración de medio a alto).

Si bien la temperatura media ambiente anual (24 grados centígrados) podría parecer alta, debe tenerse en cuenta que Mc Leod recomienda utilizar la temperatura media

ambiente máxima para los estudios y cálculos.

Considerando que la dosificación de una mezcla asfáltica conforma una de las componentes primordiales de su diseño, a continuación se describe la metodología para la dosificación de concretos asfálticos convencionales, para tamaño máximo igual o menor a 25mm.

C DOSIFICACIÓN DE CONCRETOS ASFÁLTICOS CONVENCIONALES

Para dosificar una mezcla asfáltica en caliente es necesario conocer y utilizar las exigencias y propiedades que se detallan a continuación:

1. Exigencias de servicio
2. Características de los agregados pétreos y cemento asfáltico.
3. Características de la mezcla
4. Procedimiento para la dosificación
 - a) Equipos necesarios
 - b) Ensayos a realizar sobre los agregados pétreos y sobre el cemento asfáltico
 - c) Preparación de la mezcla de áridos
 - d) Temperaturas de trabajo (del C. A., de los agregados minerales; de mezclado y compactación)
 - e) Mezclado
 - f) Compactación
 - g) Ensayos de probetas; cálculos; determinación de densidades; Método Rice; determinación de vacíos; vacíos del agregado mineral; relación betún-vacíos;

estabilidad; fluencia; relación estabilidad-fluencia

- h) Dispersión de resultados
- i) Determinación del porcentaje de C.A. óptimo
- j) Determinación del Índice de Compactibilidad

5. Corrección de la mezcla:

- a) Estabilidad - Bajo porcentaje de vacíos
- b) Estabilidad - Alto porcentaje de vacíos
- c) Estabilidad - Baja fluencia
- d) Estabilidad - Alta fluencia
- e) Baja compactibilidad
- f) Falta de adherencia

1. EXIGENCIAS DE SERVICIO

Estas mezclas en caliente, tienen buen comportamiento en servicio cuando son proyectadas, construidas y apoyadas correctamente. Se deben tener en cuenta para este fin, las siguientes exigencias de servicio:

a) Durabilidad: La mezcla debe ser resistente a los agentes climáticos, particularmente a la acción desintegrante del agua y al alto efecto abrasivo del tránsito. Depende fundamentalmente de la utilización de agregados pétreos sanos y duros, de un adecuado contenido de vacíos, de la calidad del filler en el caso de usarse y de que el material que pasa el tamiz número 40 de la mezcla no tenga plasticidad.

b) Resistencia al deslizamiento: Es necesario contar con un porcentaje de cemento asfáltico óptimo y con un porcentaje de vacíos adecuado. Un exceso de cemento asfáltico

en la capa de rodamiento es la causa más común de deslizamiento; bajo contenido de cemento asfáltico (o una falta de adherencia) y agregados que se pulan con el tránsito, originan una falta de fricción entre los neumáticos y el pavimento durante la acción del frenado, sobre todo en períodos de lluvia o alta humedad. Es necesario contar con un porcentaje de vacíos suficientes, como para que el aumento de densidad de la mezcla por la reiteración de cargas, no sea motivo de afloración del cemento asfáltico.

c) Flexibilidad: Es la capacidad de deformarse elásticamente que tiene la mezcla asfáltica, para acompañar sin agrietamientos, ni roturas, las pequeñas deflexiones que sufre la base bajo carga, por otra parte debe tener cierto carácter plástico que le permita relajar las tensiones provocadas por diferencias de la temperatura y adaptarse a los movimientos de las estructuras viales manteniendo uniforme e íntimo contacto con las capas de apoyo no asfálticas. Está influenciada por la rigidez del cemento asfáltico usado (medida por la penetración, la viscosidad y su susceptibilidad térmica), por un adecuado porcentaje de cemento asfáltico óptimo; por la relación filler-betún y por la relación estabilidad-fluencia.

d) Estabilidad: Puede definirse como la resistencia a la deformación plástica de la mezcla bajo la acción del tránsito. La mezcla asfáltica compactada es sometida en estado de compresión semi-confinada a esfuerzos de corte. Depende su comportamiento de la forma, tamaño y textura superficial de los agregados; dureza y cubicidad de los mismos; características del cemento asfáltico; porcentaje óptimo del mismo; relación filler-betún y grado de compactación.

e) Compactabilidad: La mezcla debe permitir una fácil distribución y una correcta densificación. Los factores que influyen son: tipo de cemento asfáltico; porcentaje óptimo del mismo; granulometría; textura y rugosidad del agregado y muy particularmente la forma de las partículas del agregado mineral y la relación filler-betún. Un adecuado porcentaje de arena natural redondeada, asegura una buena trabajabilidad.

El cumplimiento de estas cinco exigencias mencionadas, involucra además de los factores mencionados para cada una de ellas, el especial cuidado de las temperaturas y procesos de mezclado, aplicación y compactación.

2. CARACTERÍSTICAS MAS IMPORTANTES DE LOS AGREGADOS MINERALES A USAR EN LOS CONCRETOS ASFÁLTICOS CONVENCIONALES

a) Resistencia: Los agregados minerales deben ser resistentes a la rotura o degradación por efecto de las causas que se mencionan:

- 1) Acción del clima
- 2) Calentamiento en el secado
- 3) Proceso de compactación
- 4) Efectos del tránsito

Los ensayos que deben realizarse en los agregados para aprobar su posterior utilización son:

- | | |
|---|-------------------------------------|
| C | Análisis del estado de conservación |
| C | Abrasión "Los Angeles" |
| C | Durabilidad (SO_4 , Na_2 , 5 |

ciclos)

b) Limpieza: Cuando las partículas de los agregados están cubiertas de arcilla, se detecta por:

- C Constantes físicas
- C Análisis granulométricos, por vía seca y por vía húmeda
- C Equivalente de arena

c) Forma de la partícula y textura superficial: Se prefieren las partículas angulosas que se asemejen a formas cúbicas o tetraédricas y cuya textura superficial sea rugosa. La forma de la partícula está fijada por el ensayo de cubicidad o de lajosidad.

Cuando los agregados están compuestos por partículas lisas y redondeadas es difícil lograr alta estabilidad. El uso total de agregados triturados hace que sea mala la compactibilidad de la mezcla estudiada.

d) Graduación del agregado y tamaño máximo: La determinación de la granulometría de los agregados debe hacerse por vía seca y húmeda, utilizándose la primera para conformar las muestras representativas de los agregados pétreos y la segunda para el cálculo de la dosificación de áridos. La diferencia de ambas granulometrías se manifiesta claramente por debajo de las fracciones libradas por el tamiz número 40. Para determinar la granulometría por vía húmeda, se conforma una muestra representativa del agregado, en base a la granulometría determinada por vía seca. La graduación del agregado influye sobre los vacíos del agregado mineral (V.A.M.), los vacíos de aire, estabilidad y densidad de las mezclas. Afecta la trabajabilidad, segregación y compactibilidad de las mismas.

Tamaños máximos mayores, se utilizan en las capas de base. Cuanto mayor es el tamaño máximo de las partículas del concreto asfáltico, menor es el porcentaje en peso de cemento asfáltico a utilizar.

Para capas de rodamiento la mayor resistencia al deslizamiento está dada por el tamaño máximo de las partículas de los agregados, que no deberá exceder de $\frac{1}{2}$ " o a lo sumo de $\frac{3}{4}$ ".

e) Densidad: El comportamiento de las capas asfálticas está regulado en gran parte por la proporción de los agregados en volumen, pero para su preparación debe utilizarse necesariamente la composición en peso. Si no se tiene en cuenta, la diferencia de densidad de los agregados a usar se originan inconvenientes en el comportamiento de las mezclas. La representación en los gráficos semilogarítmicos de las curvas granulométricas, se hace en base a pesos de partículas obtenidas por tamizado. En consecuencia si la densidad de uno o más agregados es diferente en más de 0,200 gr/cm³ a la de los restantes habrá deficiencia o exceso de los agregados entre sí. La graduación en peso debe ser ajustada a los porcentajes equivalentes en volumen; más adelante se indica como proceder.

f) Porosidad de las partículas de los agregados: Debe ser medida, determinando la humedad de absorción; forma parte del ensayo normalizado para determinar el peso específico aparente y el peso específico de los agregados secos (bulk).

El contenido de asfalto total de una mezcla será igual a la suma del asfalto absorbido más

el asfalto efectivo. El asfalto absorbido por los poros comunicados con el exterior de las partículas de los agregados, no actúa como ligante, por lo tanto el porcentaje efectivo del cemento asfáltico de la mezcla varía según la porosidad de los agregados, haciendo cambiar las relaciones volumétricas de las características de la mezcla. La cantidad de asfalto perdido por absorción de los agregados, se determina mediante el Método Rice de saturación al vacío (D_m) y la densidad máxima teórica (D_t) y el porcentaje de agregado pétreo, con respecto a la mezcla total (P.ag. p.), utilizando la relación que posteriormente se indica.

g) Agregados hidrófugos o hidrófilos:

Este tipo de agregado (generalmente muy silíceos) tiende a dejar desplazar la cobertura de asfalto de su superficie por el agua. Se controla esta propiedad por medio del ensayo de Estabilidad Residual; cuando dicho valor es menor del 75% se debe agregar al asfalto cierto porcentaje en peso de aditivo amínico o cal hidratada al agregado, que favorecen la adherencia.

- Características más importantes de los cementos asfálticos a usar en los concretos asfálticos convencionales.

Normalmente se emplean cementos asfálticos de penetración 40-50, hasta 150-200; utilizándose los de menor penetración en las zonas de clima cálido y los de mayor penetración en los climas fríos para dar a la mezcla mayor flexibilidad. Se tendrá en cuenta que las mezclas de bajo contenido de asfalto tienden a hacerse quebradizas y a romperse; en cambio cuando se exceden en asfalto, los pavimentos se hacen inestables, aflora el material bituminoso, haciéndose

peligroso en época de lluvia o de alta humedad.

La cantidad de cemento asfáltico a utilizar varía entre el 3,5% y 7,0% en peso de la mezcla, dependiendo éste de la graduación y tamaño del agregado y de la energía de compactación aplicada.

El comportamiento en servicio de un concreto asfáltico dependerá del cuidado con que se ha elegido el tenor de asfalto óptimo y de las características del bitumen (penetración, viscosidad y susceptibilidad térmica). Este tema ya ha sido desarrollado con mayor amplitud en el acápite "Elección del grado del cemento asfáltico", en este capítulo.

3. CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA

Estabilidad Marshall: Es la carga máxima expresada en Kg. o en libras que puede resistir sin que se produzca falla una probeta preparada y ensayada en condiciones normalizadas.

Fluencia Marshall: Es la reducción del diámetro de la probeta, expresada en cm. o en pulgadas, en el momento de alcanzar la carga máxima y en la dirección de ésta.

Densidad: Es la relación entre el peso de la mezcla compactada y el volumen de la misma incluyendo los vacíos.

Vacíos: Volumen de los espacios entre partículas de agregados recubiertos por asfalto, expresado como porcentaje del volumen total de la probeta.

Vacíos del agregado mineral: Volumen de los espacios entre partículas de agregados minerales con el cemento asfáltico absorbido (volumen igual al del material saturado a superficie seca), expresado como porcentaje del volumen total de la mezcla compactada.

Relación filler-betún: Es la relación en volumen del pasa tamiz número 200 del agregado sobre ese mismo pasa tamiz número 200, más el volumen de cemento asfáltico.

Definidas las características de la mezcla, conviene aclarar qué nos brinda el Método Marshall. Para una mezcla de áridos, que cumpla una especificación determinada con un tamaño máximo igual o menor a 25mm., según el tránsito que la solicitará, nos permitirá determinar el porcentaje óptimo de cemento asfáltico. La energía de compactación de acuerdo al tránsito será de 50 o 75 golpes normalizados por cara.

El porcentaje de cemento asfáltico elegido será el que nos dé una mayor densidad de mezcla compactada; es decir la densidad máxima que se obtendrá en servicio, después de la compactación en la etapa constructiva y la producida por el tránsito; el porcentaje que corresponde a una máxima estabilidad y con un porcentaje de vacíos que representa el valor medio de los determinados en las especificaciones para el concreto asfáltico en estudio. Determinado el promedio de estos tres porcentajes de cemento asfáltico, se verifica si con dicho por ciento el valor de fluencia cae dentro de los límites establecidos y si los V.A.M. para el tamaño máximo nominal del agregado pétreo usado son mayores que los mínimos indicados en el siguiente cuadro:

| Tamices | Tamaño Máximo Nominal (mm) | Mínimos V.A.M. (%) |
|-----------|----------------------------|--------------------|
| No 16 | 1,18 | 23,5 |
| No 8 | 2,36 | 21,0 |
| No 4 | 4,75 | 18,0 |
| No 3/8" | 9,50 | 16,0 |
| No 1/2" | 12,50 | 15,0 |
| No 3/4" | 19,00 | 14,0 |
| No 1" | 25,00 | 13,0 |
| No 1 1/2" | 37,50 | 12,0 |
| No 2" | 50,00 | 11,5 |

Se considera tamaño máximo nominal del agregado, al tamiz (o abertura en mm) que sigue en la serie al que permite pasar el 100% o a aquél por el que pasa más del 95%.

Si los V.A.M. no superan los valores establecidos, se deberán variar los

porcentajes de los áridos utilizados o incorporar nuevos agregados para lograr una mezcla adecuada.

Si para la selección del porcentaje de asfalto óptimo, se tuviera solamente en cuenta un porcentaje de vacíos del 4,0%, se debería

verificar que el resto de las propiedades de la mezcla caen dentro de los rangos estipulados.

Así el Asphalt Institute establece para, por ejemplo, Tránsito pesado (75 golpes por cara), de acuerdo a la Tabla II-11 (figura XI del Anexo de pavimentos flexibles), los siguientes rangos:

| | |
|-----------------|--------------------|
| Estabilidad | \$ 1.800 <i>lb</i> |
| Fluencia (0.01) | 8-14 |
| %V | 3-5 |
| RBV | 65-75 |

De acuerdo a la Tabla II-12 del Asphalt Institute (figura XII del Anexo de pavimentos flexibles), se establece para 4.0% de vacíos, en función del tamaño máximo nominal (TMN) los mínimos V.A.M., así por ejemplo para 3/4" correspondería VAM \$ 13%.

El Método Marshall es aplicable también al control de calidad de la producción diaria de la mezcla, preparada en la planta asfáltica durante la ejecución de la obra y compactada en laboratorio.

Se debe tener presente que lo ideal en la dosificación de una mezcla, es la solución técnico-económica, es decir que se obtenga una mezcla que cumpliendo con las especificaciones, permita usar los materiales locales o aquellos cuya distancia de transporte sea mínima; que sea compactable con el equipo disponible y que fundamentalmente, como ya se mencionó, su comportamiento bajo carga revele una relación estabilidad-fluencia aceptable para el tipo de tránsito que la solicite. Debe tenerse en cuenta que la estabilidad crece marcadamente al reducirse la temperatura debido a la susceptibilidad térmica del asfalto

es decir al incremento de su consistencia al descender aquella; por lo tanto es necesario evitar valores excesivamente altos de la estabilidad a la temperatura del ensayo (60°C) en zonas de clima frío.

Como la fluencia no es susceptible a los cambios de temperaturas la relación estabilidad-fluencia crece en el mismo orden que la primera al disminuir la temperatura; en esas condiciones la flexibilidad y la fatiga del material se hacen críticas en especial cuando las capas no asfálticas de apoyo de toda la estructura permiten deflexiones elevadas y radios de curvatura reducidos. Por todo lo dicho un buen comportamiento en servicio de las capas de mezcla asfáltica será función de la relación de la carga máxima (estabilidad) con la deformación (fluencia) no debiéndose considerar un alto valor de la estabilidad como un índice suficiente de calidad si su fluencia es reducida.

4. PROCEDIMIENTO PARA LA DOSIFICACIÓN

- a) Equipo necesario: La descripción de los elementos necesarios puede verse en la Norma del ensayo Marshall (AASHTO T-245)
- b) Ensayos a realizar sobre los agregados pétreos:
 - 1) Granulometría de los agregados por vía seca y húmeda
 - 2) Desgaste Los Angeles y durabilidad en SO₄ Na₂
 - 3) Análisis del estado de conservación
 - 4) Cubicidad o Índice de lajosidad
 - 5) Equivalente de arena
 - 6) Constantes físicas, sobre la fracción pasante por el tamiz No 40 y por el tamiz No 200, obtenida por vía húmeda

- 7) Peso específico de los materiales granulares
- 8) Concentración crítica del filler
- 9) Peso específico efectivo y absorción de asfalto (Método J. Rice)

- 8) Pérdida en película delgada (p. en p.d.)
 - 9) Penetración (después de p. en p.d.)
 - 10) Ductibilidad (después de p. en p.d.)
 - 11) Viscosidad a 135°C (después de p. en p.d.)
- Preparación de la mezcla de áridos.

Sobre los cementos asfálticos:

- 1) Penetración
- 2) Oliensis
- 3) Punto de ablandamiento
- 4) Viscosidad a 135°C
- 5) Punto de inflamación
- 6) Peso específico
- 7) Ductibilidad

Para determinar las proporciones de áridos se deben utilizar los valores de las granulometrías de los agregados determinados por vía húmeda, para obtener la curva granulométrica resultante que cumpla con las condiciones exigidas. A continuación se indicará un ejemplo de estudio de una mezcla.

| Planilla de Granulometrías y Pesos Específicos | | | | | | | | | | | | | |
|--|----------------------|------|-----------------------------------|------|------|----|-----|-----|-----|-----|-------------------|----------|------|
| Nº de muestras | Material | vía | Porcentaje que pasa criba o tamiz | | | | | | | | Pesos Específicos | | |
| | | | 1" | 3/4" | 3/8" | 4 | 8 | 40 | 100 | 200 | p.e.a. | p.e.a.s. | abs. |
| 1 | Agregado grueso | seca | 100 | 80 | 40 | 20 | 5 | 3 | 1.5 | 0.5 | - | 2.585 | 0.5 |
| | | húm. | 100 | 81 | 42 | 21 | 6 | 4 | 2 | 1 | | | |
| 2 | Arena de trituración | seca | - | - | 100 | 93 | 85 | 24 | 14 | 4.5 | - | 2.591 | 1.2 |
| | | húm. | - | - | 100 | 95 | 88 | 27 | 18 | 6 | | | |
| 3 | Arena silícea | seca | - | - | - | - | 100 | 70 | 20 | 1 | - | 2.560 | 0.3 |
| | | húm. | - | - | - | - | 100 | 70 | 20 | 2 | | | |
| 4 | filler * Caláreo | seca | - | - | - | - | - | 100 | 95 | 88 | 2.72 | - | - |

* Cuando se utiliza filler calcáreo, la granulometría se determina por el método T-192 (AASHTO). Tratándose de cal hidratada, la granulometría se determina por vía húmeda. El cálculo de las proporciones de los áridos se hace utilizando los métodos gráficos conocidos o el de las aproximaciones sucesivas.

A continuación se calcularán los porcentajes en que intervienen cada uno de los agregados en estudio.

La granulometría resultante calculada debe ser sensiblemente paralela a los límites de la especificación indicada, en general de forma cóncava hacia arriba.

| Planilla para el Cálculo de la Granulometría Resultante | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-----|---------|--------|--------|--------|------|--------|-----|--------|-------|--------|-----|--------|-----|--------|------|--------|--------------------------------------|
| Materiales | % | Tamices | | | | | | | | | | | | | | | | Para C _s pasa # 200 |
| | | 1" | | 3/4" | | 3/8" | | 4 | | 8 | | 40 | | 100 | | 200 | | |
| | | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | |
| Agregado grueso | 52 | 100 | 52 | 81 | 42 | 42 | 22 | 21 | 11 | 6 | 3 | 4 | 2 | 2 | 1 | 1 | 0.5 | 8.4 |
| Arena de trituración | 28 | 100 | 28 | 100 | 28 | 100 | 28 | 95 | 27 | 88 | 25 | 27 | 8 | 18 | 5 | 6 | 1.7 | 28.3 |
| Arena Silíceica | 16 | 100 | 16 | 100 | 16 | 100 | 16 | 100 | 16 | 100 | 16 | 70 | 11 | 20 | 32 | 2 | 3 | 5 |
| Filler Calcáreo | 4 | 100 | 4 | 100 | 4 | 100 | 4 | 100 | 4 | 100 | 4 | 100 | 4 | 95 | 38 | 88 | 3.5 | 583 |
| Resultante | 100 | | 100 | | 90 | | 70 | | 58 | | 48 | | 25 | | 13 | | 60 | 100 |
| Especificaciones | | 100 | | 80-100 | | | | | | 40-55 | | | | | | 4-10 | | |

Obtenidos los porcentajes en que intervienen los agregados en la dosificación se prepara una mezcla de aproximadamente 100 gr. del material que pasa el tamiz N° 200 en las proporciones establecidas en la planilla de cálculos de la granulometría resultante, que están indicados en la columna que dice para C_s (pasa tamiz 200).

Con dicho material se realizan los ensayos de Peso específico aparente del relleno mineral y de Concentración crítica. Suponiendo para un ejemplo, los siguientes resultados:

$$\% \text{ en peso} = \frac{96 \times 6}{100} = 5.76$$

P.e. a. = 2,670 Kg/dm³ y C_s = 0,36. Con estos datos podemos calcular para cada tenor de cemento asfáltico, el porcentaje en volumen del material que pasa el tamiz 200. Para 4% de cemento asfáltico será:

$$\% \text{ en volumen} = \frac{5.76}{2.670} = 2.16$$

Este valor será usado para calcular la concentración en volumen correspondiente a cada uno de los porcentajes de cemento

asfáltico.

Para 4% de cemento asfáltico:

$$C = \frac{2.16}{2.16 + 4.00} = 0.35$$

Para 4,5% de cemento asfáltico:

$$\% \text{ en peso} = \frac{95.5 \times 6}{100} = 5.73$$

$$\% \text{ en volumen} = \frac{5.73}{2.670} = 2.15$$

$$C = \frac{2.15}{2.15 + 4.50} = 0.32$$

Se hace uso del criterio de "Concentración crítica" para los fillers, en una mezcla asfáltica, para evitar una elevada rigidez innecesaria del medio ligante filler-betún que compromete su comportamiento a bajas temperaturas. Por lo tanto, la relación del volumen del material que pasa el tamiz N° 200 de la mezcla, y dicho volumen más el

volumen de asfalto © no debe ser mayor que la concentración crítica (C_s):

$$\frac{C}{C_s} < 1$$

La concentración en volumen de filler (P # N° 200) en la mezcla, correspondiente a cada uno de los porcentajes de asfalto utilizados en la dosificación Marshall, será:

$$C = \frac{V_F}{V_F + V_{CA}}$$

C= concentración en volumen de filler en la mezcla.

V_F = Volumen de filler.

V_{CA} = Volumen de asfalto.

La concentración crítica del filler (P # N° 200) se determina mediante el ensayo cuya norma se adjunta en el TOMO 5 -Sección 700- Materiales- 703-10 Material de relleno (filler). Norma VN-E-11-67- Determinación de la concentración crítica de rellenos minerales (DNV- Rca. Argentina); mediante la misma se determina el valor crítico de la concentración del relleno mineral en una mezcla de filler y betún, por encima del cual tal mezcla comienza a perder su carácter viscoso (C_s).

La concentración crítica no se propone como un ensayo de calidad, sino como un criterio de máxima dosificación de filler, para el tipo de mezcla preparada y colocada en caliente, con el fin de conservar su flexibilidad, evitando un exceso de filler (P # N° 200).

Para preparar la mezcla de la granulometría resultante se utilizarán los agregados secos a peso constante. Se pesarán las cantidades necesarias de cada fracción de los agregados previamente separados al efectuar las granulometrías por vía seca y del relleno mineral.

Para calcular la planilla de pesos de áridos acumulados, se parte generalmente de un peso de mezcla igual a 1200 gr. Como el porcentaje óptimo de cemento asfáltico en estas mezclas es de aproximadamente 5% en peso de mezcla, se puede calcular el peso total de los áridos.

$$\begin{array}{r} 1200 \times 0.05 \\ 1200 - 60 \end{array} \qquad \begin{array}{r} 60 \text{ gr. de C.A.} \\ 1140 \text{ gr. de áridos} \end{array}$$

Con las granulometrías obtenidas por vía seca de la planilla de agregados minerales y los porcentajes de áridos adoptados se tiene:

| Material | | % | Peso de áridos acumulado |
|------------------------|---|-----------|--------------------------|
| C Agregado grueso | = | 52 × 1140 | = 593 |
| % Retenido tamiz 3/4" | = | 20 × 593 | = 119.....119 |
| % Retenido tamiz 3/8" | = | 40 × 593 | = 237.....356 |
| % Retenido tamiz N° 4 | = | 20 × 593 | = 119.....475 |
| % Pasa tamiz N° 4 | = | 20 × 593 | = 118.....593 |
| C Arena de trituración | = | 28 × 1140 | = 319 |
| % Retenido tamiz N° 4 | = | 7 × 319 | = 22.....615 |
| % Pasa tamiz N° 4 | = | 93 × 319 | = 297.....912 |
| C Arena silíceo | = | 16 × 1140 | = 182 |
| % Pasa tamiz N° 4 | = | 100 × 182 | = 182.....1094 |
| C Filler calcáreo | = | 4 × 1140 | = 46 |
| % Pasa tamiz N° 4 | = | 100 × 46 | = 46.....1140 |

Manteniendo constante el peso de los áridos, se calculan los pesos de mezcla correspondientes a los porcentajes de

cemento asfáltico que se desean ensayar; suponiendo que se ensayará con 3,5 - 4,0 - 4,5 - 5,0 y 5,5 % de asfalto se calcula.

| Planilla para el cálculo de peso de mezcla | | | | | |
|--|-------|-------|-------|------|-------|
| % de C.A. a ensayar | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |
| Peso total de áridos | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.14 | 1.14 |
| % en peso de áridos | 965 | 950 | 955 | 950 | 945 |
| Peso total de mezcla | 1.181 | 1.187 | 1.194 | 1.2 | 1.206 |
| Peso del C.A. | 41 | 47 | 54 | 60 | 66 |

Se harán como mínimo tres probetas para cada tenor de asfalto. Conviene preparar una probeta de prueba para verificar si el peso de mezcla estimado permite obtener una probeta compactada de $\text{D} = 10.16 \text{ cm}$ y $h = 6.35 \text{ cm}$ ($\pm 1.30 \text{ mm}$). Si no se obtiene la altura dentro de la tolerancia fijada, se corrige el peso total de la mezcla. Conociendo la altura (H) de la probeta de prueba y su peso (P'), se determina la cantidad exacta de la mezcla necesaria, con la fórmula:

$$P = \frac{6.35 \times P'}{H}$$

d) Temperaturas de trabajo: Es un hecho conocido la influencia de la resistencia

viscosa del asfalto a la temperatura de compactación sobre la compactibilidad de las mezclas. Esta exigencia obliga a disponer de la curva que relaciona viscosidad con temperatura inherente al asfalto a usar.

El Asphalt Institute recomienda calentar el cemento asfáltico a la temperatura para la cual la viscosidad Saybolt Furol del mismo cae dentro de un valor 85 ± 10 segundos (o sea una viscosidad cinemática de 170 ± 20 centistokes), y para la compactación establece la temperatura a la cual la viscosidad Saybolt Furol del cemento asfáltico es 140 ± 15 segundos (o sea una viscosidad cinemática de 280 ± 30 centistokes).

Temperatura del cemento asfáltico: Se calienta durante 30 a 40 minutos a la temperatura indicada.

Temperatura de los agregados minerales: Se calientan durante dos horas como mínimo a una temperatura igual a la que se usa para el cemento asfáltico más 15° C.

Temperatura del molde y zapata del pisón de compactación: Se calientan por lo menos durante 30 minutos a una temperatura comprendida entre 100 y 150° C.

Temperatura de mezclado y compactación: Para mezclado: la temperatura para la cual la viscosidad del asfalto es de 170 ± 20 centistokes. Para compactación: la temperatura para la cual la viscosidad del asfalto es de 280 ± 30 centistokes. Un calentamiento excesivo y prolongado produce un endurecimiento prematuro en el asfalto; cuando se ha mantenido más de dos horas a la temperatura establecida, debe ser reemplazado.

e) Mezclado: Una vez que los materiales se han calentado durante dos horas a la temperatura correspondiente, se vuelcan dentro de un recipiente adecuado para el mezclado, que estará a la temperatura de los agregados; se mezclan rápidamente y se forma un hoyo en el centro adonde se vuelca el cemento asfáltico, directamente sobre ellos, pesando la cantidad adecuada para cada punto de la dosificación. Se mezcla colocando el conjunto sobre un baño de arena caliente a la temperatura de los agregados, con una cuchara de albañil, dándole un fuerte amasado, todo en el menor tiempo posible. Si la temperatura fuera inferior a los límites determinados, cuando se termina de

uniformar la mezcla, debe desecharse ésta y si estuviera en el límite superior de la temperatura del asfalto, se aireará hasta llegar a la temperatura de compactación.

Una vez finalizada la operación de mezclado y si se está trabajando con agregados porosos (alto porcentaje de absorción de agua) se debe colocar la mezcla en una estufa, regulada a la temperatura de compactación, durante un período de tiempo comprendido entre 90 y 120 minutos.

Este período es el necesario para que los agregados absorban rápidamente parte del asfalto total, considerándose este tiempo el que generalmente en promedio se emplea en obra para el transporte, colocación e iniciación de la compactación de la mezcla.

f) Compactación: Antes de proceder al moldeo de la probeta, se retira de la estufa el molde que ha sido previamente calentado, lo mismo que la zapata del pisón a una temperatura comprendida entre los 100 y 150°C durante por lo menos 30 minutos. Se coloca el molde sobre el pedestal de compactación se introduce un disco de papel de filtro no absorbente, en el fondo del molde y se vuelca la mezcla dentro de éste con una cuchara de almacenero, se la acomoda punzando con una espátula caliente quince veces alrededor del perímetro interior del molde y diez veces en el centro de la misma.

Se nivela la superficie de la mezcla y se coloca otro disco de papel, se apoya la zapata del pisón de compactación y se aplica el número de golpes especificados, a caída libre, cuidando que el vástago del pisón se mantenga bien vertical. Concluida la compactación de una cara se invierte la

posición del molde con la probeta, haciendo asentar firmemente la cara superior o golpeada en la base y se aplica el mismo número de golpes sobre la cara inferior. Terminada la compactación, se quita el collar de extensión y la base, dejándose enfriar al aire durante dos horas como mínimo. Se coloca de nuevo el collar de extensión y con un extractor se retira la probeta del molde. Se numera ésta y se la coloca sobre una superficie lisa y ventilada durante 24 horas.

g) Ejecución del ensayo: Se determina la altura de la probeta por medición directa, mediante un calibre de 0,1mm de aproximación, de las alturas correspondientes a los extremos de dos diámetros perpendiculares entre sí. De acuerdo a lo indicado anteriormente, la altura promedio de las probetas estará comprendida entre 6.48 y 6.22cm. Se pesan las probetas y se determina el peso unitario (densidad) de cada una de ellas. El volumen de las probetas se determina por diferencia entre pesada al aire y sumergida en agua (en condición de saturada a superficie seca).

En el caso de mezclas abiertas y que al compactarse presenten en sus superficie oquedades o poros grandes, el volumen de las mismas se determinará por medidas directas del diámetro y la altura.

Una vez determinadas las densidades de las probetas, se sumergen en el baño termostático regulado a la temperatura de 60 °C ($\pm 0,5$ C°), manteniéndolas en el mismo durante un período de tiempo comprendido

entre 30 y 40 minutos (generalmente 35 minutos).

Cumplido el tiempo se coloca la probeta, previamente secadas sus superficies en la mordaza inferior (se recomienda que las mordazas tengan en el momento del ensayo una temperatura comprendida entre 21° y 38° C; de no ser así se usará un baño termostático para este fin) centrándola, se inserta luego en las varillas guías la mordaza superior. Se lleva el conjunto a la prensa de ensayo, se coloca el flexímetro medidor de fluencia sobre el extremo de una de las varillas guías, llevando la lectura a cero; se acciona la manivela del motor de la prensa, que aplicará la carga a la probeta a una velocidad constante de 50mm/minuto, hasta el momento en que el flexímetro indicador de la carga, que está colocado en el aro de la prensa, se detiene e invierte la marcha, en ese preciso instante se debe leer el valor de la fluencia.

Desde el momento en que se retira la probeta del baño termostático, hasta el fin del ensayo en la prensa, no debe transcurrir un período de tiempo mayor de 30 segundos.

Cálculos: Como se indica en 4 (b), se deben haber efectuado los ensayos, sobre los materiales por lo tanto se conocen los pesos específicos de los agregados y los porcentajes en que intervienen en la mezcla. Luego es posible calcular la densidad máxima teórica (D_t), suponiendo que en la probeta compactada no existieran vacíos. Se calcula por la fórmula siguiente:

$$D_t = \frac{100}{\frac{P_1}{Peas_1} + \frac{P_2}{Peas_2} + \frac{P_3}{Peas_3} + \frac{P_4}{Peas_4} + \frac{P_5}{Peas_5}}$$

donde:

P_1, P_2, \dots, P_5 Son los porcentajes en peso de los materiales que intervienen en la mezcla total.

$$P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 = 100$$

$Peas_1, Peas_2, Peas_3,$ = Peso específico del agregado seco (bulk) de cada uno de los agregados indicados.

Pea_4 = Peso específico aparente del relleno mineral.

Pea_5 = Peso específico absoluto del asfalto (para el caso general se utiliza $1,000 \text{ gr/cm}^3$).

Vacíos de la mezcla compactada expresado en porcentaje del volumen total, indica la diferencia relativa entre la densidad máxima teórica (D_t) y la de la probeta.

$$v (\%) = 100 \left(1 - \frac{d}{D_t} \right)$$

d = densidad o peso unitario de la probeta compactada.

D_t = densidad máxima teórica.

Vacíos del agregado mineral: expresado en porcentaje del volumen total, representa el volumen de vacíos existente en el agregado mineral, en el estado de densificación alcanzado.

$$V.A.M. (\%) = V (\%) + (d \times CA)$$

V = vacíos de la mezcla compactada.

d = densidad de la probeta.

CA = porcentaje en peso del cemento asfáltico total: considerando el peso

específico del mismo igual a $1,000 \text{ gr/cm}^3$.

Relación betún - vacíos: Expresa el porcentaje de los vacíos del agregado mineral ocupado por asfalto en la mezcla compactada.

$$RBV = \frac{100 \times d \times CA}{V.A.M}$$

En la planilla que se adjunta a continuación (figura 76) se han calculado los valores de las características de la mezcla del ejemplo, siguiendo la metodología indicada precedentemente.

Calculando las relaciones volumétricas de los agregados en esta forma, parte del volumen de vacíos está ocupado por asfalto. Debe descontarse el volumen de asfalto absorbido, para tener los vacíos reales de la probeta compactada. Casi todos los agregados que se usan para mezclas asfálticas convencionales, así como absorben cierta cantidad de agua, también absorben parte del cemento asfáltico incorporado en la mezcla. Por lo tanto, podemos definir para un agregado, un peso específico aparente, un peso específico aparente seco (bulk) y un peso específico efectivo o virtual, que se calculará en función del peso específico máximo teórico medido (D_m) por el método de Rice. El volumen de cemento asfáltico absorbido, es menor que el volumen de agua que es capaz de absorber el agregado; la parte del material bituminoso no absorbido por las partículas del agregado se denomina asfalto real o efectivo. Se entiende, por lo tanto, que el contenido de asfalto total, será igual la suma del asfalto absorbido más el asfalto efectivo. Para un agregado determinado, el volumen de asfalto

absorbido será igual a la diferencia entre el volumen del agregado saturado a superficie seca y el volumen del agregado determinado para calcular el peso específico efectivo o virtual.

Los cálculos necesarios para determinar, el porcentaje de asfalto absorbido y efectivo;

vacíos reales; V. A. M.; etc., son los siguientes:

- 1) Se determinará la densidad (d) de la probeta compactada.
- 2) Se calculará la densidad máxima teórica (D_t), que alcanzaría la mezcla si no tuviera vacíos, mediante la fórmula ya analizada:

$$D_t = \frac{100}{\frac{P_1}{Peas_1} + \frac{P_2}{Peas_2} + \frac{P_3}{Peas_3} + \frac{P_4}{Peas_4} + \frac{P_5}{Peas_5}}$$

- 3) Se calculará el peso específico del agregado seco o bulk del agregado pétreo total.

$$P.e.a.s. = \frac{100}{\frac{P'_1}{Peas_1} + \frac{P'_2}{Peas_2} + \frac{P'_3}{Peas_3} + \frac{P'_4}{Peas_4}}$$

| DOSIFICACION PARA CAPA DE RODAMIENTO | | | | | | | | | | | Nº de GOLPES: 75 | | | | | | | | | | | Factor del Arvo-ft = 42.9 kg/mm | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-----------------|----------------|------|-------------------|--------------|-------------------|------|--------|---------|--------------|------------------|------------|-------|----------|-----|-----------|-----|--------|----|--------|----|---------------------------------|----|------------|----|--------------|----|-------------------|----|-------------|----|----------|----|----------------------|----|----|----|--|--|--|--|
| Nº | MATERIA | DOSIFICACION | | Peso espec. | | Volumen | | Altura | | Peso Probeta | | Vol. arena | | Densidad | | Vacios V. | | V.A.M. | | R.B.V. | | Lectura dial | | Carga Tot. | | Exstabilidad | | Correccion factor | | Estabilidad | | Financia | | Relacion estabilidad | | | | | | | |
| de | | de los aridos. | % | a.6 | de la mezcla | g/cm ³ | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | | | | | | |
| Muestra | | % | % | g/cm ³ | % | g/cm ³ | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | de | | | | |
| 1 | Agregado grueso | 52.0 | 49.7 | 2.585 | 19.23 | 1.000 | 4 | 6.42 | 12107.6 | 12109.7 | 682.6 | 527.1 | 2.291 | 193 | 828 | 0.99 | 800 | 0.28 | 11 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | Agregado fino | 28.0 | 26.7 | 2.591 | 10.30 | 1.000 | 5 | 6.42 | 12107.6 | 12109.7 | 682.6 | 527.1 | 2.291 | 193 | 828 | 0.99 | 800 | 0.28 | 11 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | Arena silicea | 16.0 | 25.3 | 2.580 | 5.98 | 1.000 | 6 | 6.37 | 12106.2 | 12109.0 | 686.6 | 522.4 | 2.299 | 196 | 841 | 1.00 | 810 | 0.28 | 11 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | Filler calcáreo | 4.0 | 3.8 | 2.720 | 1.40 | 1.000 | 4.50 | 6.37 | 1195.9 | 1199.0 | 676.1 | 522.9 | 2.287 | 189 | 811 | 1.00 | 810 | 0.28 | 11 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | C.A. (70-100) | --- | --- | 1.000 | 4.00 | 1.000 | 4.00 | 6.37 | 1195.9 | 1199.0 | 676.1 | 522.9 | 2.287 | 189 | 811 | 1.00 | 810 | 0.28 | 11 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Densidad teórica D _t = 100/EV = 2.453 | | Ces = 0.97 | | Tot Vd. = 41.10 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | Agregado grueso | 52.0 | 49.4 | 2.585 | 19.11 | 1.000 | 7 | 6.42 | 1224.0 | 1224.9 | 698.9 | 526.0 | 2.327 | 199 | 854 | 0.99 | 845 | 0.30 | 12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | Agregado fino | 28.0 | 26.6 | 2.591 | 10.27 | 1.000 | 8 | 6.37 | 1219.5 | 1220.3 | 696.9 | 524.4 | 2.330 | 201 | 862 | 1.00 | 862 | 0.30 | 12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | Arena silicea | 16.0 | 15.2 | 2.580 | 5.94 | 1.000 | 9 | 6.46 | 1218.2 | 1219.2 | 693.3 | 529.9 | 2.300 | 203 | 871 | 0.98 | 854 | 0.30 | 12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | Filler calcáreo | 4.0 | 3.8 | 2.720 | 1.40 | 1.000 | 5.00 | 6.37 | 1218.2 | 1219.2 | 693.3 | 529.9 | 2.300 | 203 | 871 | 0.98 | 854 | 0.30 | 12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | C.A. (70-100) | --- | --- | 1.000 | 4.00 | 1.000 | 4.00 | 6.37 | 1218.2 | 1219.2 | 693.3 | 529.9 | 2.300 | 203 | 871 | 0.98 | 854 | 0.30 | 12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Densidad teórica D _t = 100/EV = 2.397 | | Ces = 0.89 | | Tot Vd. = 41.41 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | Agregado grueso | 52.0 | 49.2 | 2.585 | 19.03 | 1.000 | 10 | 6.37 | 1218.3 | 1219.0 | 696.1 | 522.9 | 2.330 | 196 | 841 | 1.00 | 841 | 0.33 | 13 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | Agregado fino | 28.0 | 26.4 | 2.591 | 10.19 | 1.000 | 11 | 6.46 | 1224.6 | 1225.1 | 696.1 | 529.0 | 2.315 | 198 | 849 | 0.98 | 832 | 0.36 | 14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | Arena silicea | 16.0 | 15.1 | 2.560 | 5.90 | 1.000 | 12 | 6.42 | 1222.3 | 1222.6 | 695.3 | 527.3 | 2.318 | 198 | 849 | 0.99 | 841 | 0.36 | 14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | Filler calcáreo | 4.0 | 3.8 | 2.720 | 1.40 | 1.000 | 5.50 | 6.37 | 1222.3 | 1222.6 | 695.3 | 527.3 | 2.318 | 198 | 849 | 0.99 | 841 | 0.36 | 14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | C.A. (70-100) | --- | --- | 1.000 | 4.00 | 1.000 | 4.00 | 6.37 | 1222.3 | 1222.6 | 695.3 | 527.3 | 2.318 | 198 | 849 | 0.99 | 841 | 0.36 | 14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Densidad teórica D _t = 100/EV = 2.380 | | Ces = 0.78 | | Tot Vd. = 42.02 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | Agregado grueso | 52.0 | 48.9 | 2.585 | 18.92 | 1.000 | 13 | 6.42 | 1212.6 | 1212.7 | 688.2 | 524.5 | 2.312 | 179 | 768 | 0.99 | 760 | 0.36 | 14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | Agregado fino | 28.0 | 26.3 | 2.591 | 10.15 | 1.000 | 14 | 6.46 | 1213.4 | 1213.8 | 686.0 | 527.8 | 2.299 | 172 | 738 | 0.98 | 723 | 0.38 | 15 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | Arena silicea | 16.0 | 15.0 | 2.560 | 5.86 | 1.000 | 15 | 6.36 | 1210.3 | 1210.5 | 688.6 | 521.9 | 2.319 | 202 | 867 | 1.00 | 867 | 0.43 | 17 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | Filler calcáreo | 4.0 | 3.8 | 2.720 | 1.40 | 1.000 | 6.00 | 6.36 | 1210.3 | 1210.5 | 688.6 | 521.9 | 2.319 | 202 | 867 | 1.00 | 867 | 0.43 | 17 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | C.A. (70-100) | --- | --- | 1.000 | 4.00 | 1.000 | 4.00 | 6.36 | 1210.3 | 1210.5 | 688.6 | 521.9 | 2.319 | 202 | 867 | 1.00 | 867 | 0.43 | 17 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Densidad teórica D _t = 100/EV = 2.362 | | Ces = 0.72 | | Tot Vd. = 42.33 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

FIGURA 76

Siendo P'_1 , P'_2 , P'_3 y P'_4 los porcentajes en peso de los agregados gruesos, finos y relleno mineral, con respecto a la mezcla de áridos.

4) Conociendo la densidad máxima medida (D_m), que se determina por el método de Rice, se puede determinar el peso específico efectivo o virtual del agregado mineral de la mezcla.

$$P.e.ef = \frac{100 - \% CA}{\frac{100}{D_m} - \frac{\% CA}{PeaCA}}$$

Siendo $PeaCA$ el peso específico del cemento asfáltico y $\% CA$ el porcentaje en Peso de cemento asfáltico de la mezcla con que se realizó la determinación de D_m , por el método Rice.

$$VAM(\%) = 100 - V_{ag} = 100 - \left(\frac{P.ag.p. \times d}{Peas} \right)$$

5) Una vez hallado el $P.e.ef$, se puede obtener el porcentaje de cemento asfáltico absorbido (ACA), por peso de agregado seco, por medio de las siguientes fórmulas:

$$ACA(\%) = \left(\frac{Pe.ef - Peas}{Pe.ef \times Peas} \right) PeaCA \times 100$$

$$ACA(\%) = \frac{(D_m - D_t)}{D_m * D_t * P.ag.p.} PeaCA * 10,000$$

Siendo $P.ag.p.$ el porcentaje de agregado pétreo, con respecto a la mezcla total.

6) Se hallará el porcentaje del volumen de agregados con respecto al volumen bruto de

la probeta.

$$V_{agreg}(\%) = \frac{P.ag.p. \times d}{Peas}$$

7) Se determinará el porcentaje de vacíos reales (V_r %) como porcentaje del volumen de aire con respecto al volumen bruto de la probeta compactada.

$$V_r(\%) = 100 \left(1 - \frac{d}{D_m} \right)$$

8) Se calculará el volumen de cemento asfáltico efectivo, con respecto a volumen de la probeta.

$$V_{CAefec}(\%) = 100 - (V_{ag} + V_r)$$

9) Se hallará el volumen de los vacíos de los agregados minerales

10) Se determinará el contenido de CA efectivo con respecto al peso de mezcla.

$$P_{CAefec.} = P_{TCA} - \frac{ACA}{100} P.ag.p.$$

Siendo P_{TCA} el porcentaje en peso de asfalto total con respecto a la mezcla.

En la planilla que se adjunta a continuación (figura 77) se han colocado los datos obtenidos de los diferentes ensayos realizados y se han calculado los valores de las características de la misma mezcla que figura en la planilla anterior siguiendo la nueva metodología indicada.

Se adiciona también una planilla de ensayos de uso corriente para la dosificación por el método Marshall (figura 77.A).

En lo que concierne al dosaje de mezclas asfálticas en caliente, se desarrolló el Método Marshall, adicionándose la Metodología AAMAS y la que corresponde aplicar para agregados de tamaño máximo > 1 pulgada a solicitud de Unidad Ejecutora (SOPTRAVI). En el Método Marshall desarrollado en las planillas que se adjuntan al mismo (tanto utilizando el Método Rice para la determinación del volumen de vacíos en %, como las de uso corriente) se incluyen todos los cálculos requeridos que corresponden a los mismos que utiliza el Asphalt Institute. Considerando que lo que se solicita es la planilla de ensayos informativa de los resultados obtenidos en las distintas pruebas, se adiciona a la metodología indicada.

h) Dispersión de los resultados

Calculados así los valores de las relaciones volumétricas de los componentes de la mezcla, ello se obtienen para cada por ciento en estudio, como el promedio aritmético de los valores individuales obtenidos por cada probeta de la serie. En un ensayo normal, la dispersión de los resultados individuales, de cada probeta con respecto al promedio aritmético estará dentro de los siguientes límites:

C Estabilidad

Valor más bajo

$$\frac{\text{Prom. } E - E_1}{\text{Prom. } E} 100 < 10\%$$

Valor más alto

$$\frac{E_2 - \text{Prom } E}{\text{Prom. } E} 100 < 10\%$$

C Fluencia

Valor más bajo

$$\frac{\text{Prom. } F - F_1}{\text{Prom. } F} 100 \leq 20\%$$

Valor más alto

$$\frac{F_2 - \text{Prom } F}{\text{Prom. } F} 100 < 20\%$$

C Densidad

Valor más bajo

$$\frac{\text{Prom. } d. - d_1}{\text{Prom. } d} 100 \leq 1\%$$

Valor más alto

$$\frac{d_2 - \text{Prom } d}{\text{Prom } d} 100 \leq 1\%$$

Si uno de los tres valores obtenidos para cada tenor de asfalto se alejara marcadamente de los límites arriba indicados, deberá ser descartado, calculando los promedios aritméticos con los dos restantes.

i) Determinación del porcentaje de cemento asfáltico óptimo.

Con los promedios de los valores obtenidos para cada tenor de asfalto (tres probetas como mínimo), se trazan los siguientes gráficos:

- 1) Estabilidad - % CA
- 2) Fluencia - % CA
- 3) Densidad - % CA
- 4) Vacíos - % CA
- 5) V.A.M. - % CA
- 6) R.B.V. - % CA

En las curvas así obtenidas, se observan las siguientes tendencias:

- 1) La estabilidad aumenta con el tenor de cemento asfáltico, hasta un cierto máximo y luego decrece.
- 2) La fluencia aumenta con mayores porcentajes de CA, observándose que una vez alcanzado el óptimo, crece más marcadamente.
- 3) La curva de densidad vs % CA es silimar a la correspondiente a la de estabilidad; observándose en general que la máxima densidad corresponde a un tenor de CA un poco mayor, que el que corresponde al de mayor estabilidad.
- 4) El porcentaje de vacíos decrece con el

aumento del porcentaje de C.A.

- 5) El porcentaje de V.A.M. decrece hasta un mínimo y luego aumenta para mayores tenores de C.A.
- 6) La relación Betún-Vacíos crece con el aumento del porcentaje de C.A.

En la planilla que figura a continuación (figura 78) se observan los gráficos correspondientes a las distintas características de la mezcla, expresadas como se indica en el apartado i).

La estabilidad de las probetas debe referirse a la altura normal de 63.5 mm; por lo tanto se multiplicará la carga total hallada por el factor de corrección obtenido del cuadro que a continuación se detalla, en función de la altura real de la probeta.

| H. DE LA PROBETA (cm) | FACTOR CORRECCIÓN | H. DE LA PROBETA (cm) | FACTOR CORRECCIÓN |
|-----------------------------|----------------------|-----------------------------|----------------------|
| 6.82 | 0.89 | 6.26 | 1.02 |
| 6.79 | 0.90 | 6.22 | 1.03 |
| 6.75 | 0.91 | 6.17 | 1.04 |
| 6.70 | 0.92 | 6.15 | 1.05 |
| 6.66 | 0.93 | 6.12 | 1.06 |
| 6.63 | 0.94 | 6.10 | 1.07 |
| 6.58 | 0.95 | 6.07 | 1.08 |
| 6.53 | 0.96 | 6.05 | 1.09 |
| 6.48 | 0.97 | 6.01 | 1.10 |
| 6.44 | 0.98 | 5.97 | 1.11 |
| 6.39 | 0.99 | 5.95 | 1.12 |
| 6.35 | 1.00 | 5.91 | 1.13 |
| 6.31 | 1.01 | 5.87 | 1.14 |

Con los datos obtenidos en los gráficos anteriores (figura 78), se calculará el contenido óptimo de asfalto, promediando los siguientes valores:

- a) El porcentaje de asfalto, que corresponda a la mayor densidad.

- b) El contenido de asfalto que corresponda a la mayor estabilidad.

- c) El porcentaje de asfalto que corresponda al valor medio de los porcentajes de vacíos, fijados como límites en las especificaciones de la carpeta o base en estudio.

ENSAYO MARSHALL
 DOSIFICACION PARA CAPA DE RODAMIENTO
 75 GOLPES POR CARA.

RUTA No. _____ PROVINCIA _____
 TRAMO _____
 SECCION _____ PROGRESIVA _____
 REMITE _____

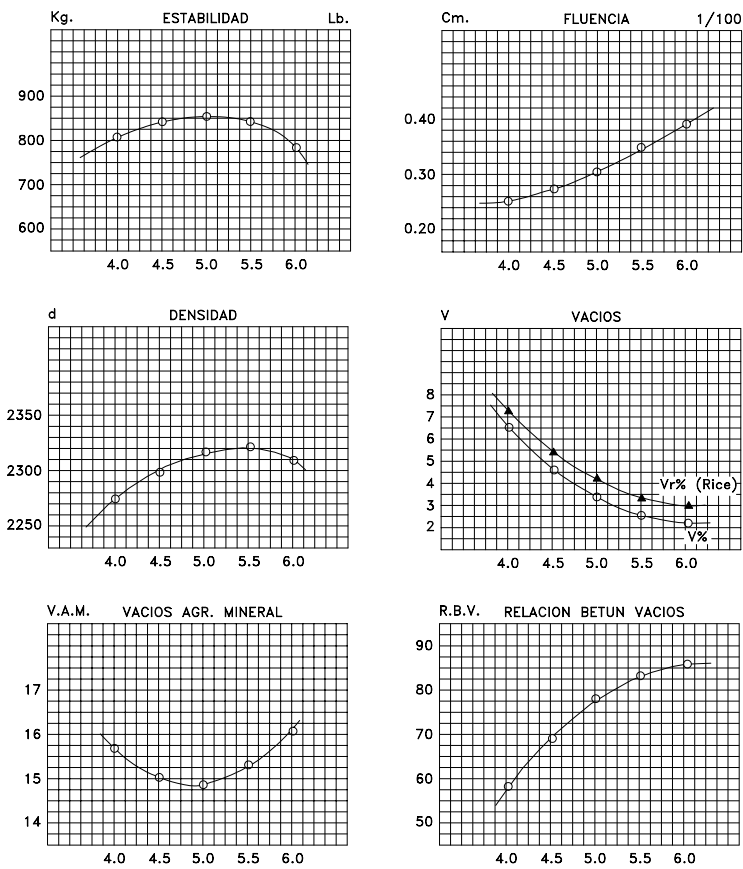


FIGURA 78

Con el porcentaje de cemento asfáltico promedio, se verifica si el valor de fluencia está dentro de los límites establecidos; y si el valor de los V.A.M. correspondiente a ese contenido de asfalto supera los valores de V.A.M., que para cada tamaño máximo nominal se especifican en el cuadro indicado al comienzo.

Si no cumple con estas condiciones se deberá buscar una nueva mezcla que, con un tenor de C. A. calculado como anteriormente se explicó, cumpla con todas las especificaciones requeridas.

A continuación se da un ejemplo de como pasar de una dosificación en peso a una dosificación equivalente en volumen para el caso en que las densidades de los agregados difieran en más de 0,200 gr/cm³. Las fórmulas a usar son las siguientes:

$$Vol = \frac{P}{Peas} \quad P = Vol. \times Peas$$

(por peso)

$$Peas. prom. = \frac{100}{\frac{\%P_1}{Peas_1} + \frac{\%P_2}{Peas_2} + \frac{\%P_3}{Peas_3}}$$

(por vol.)

$$Peas. prom = \frac{\%Vol_1 Peas_1 + \%Vol_2 Peas_2 + \%Vol_3 Peas_3}{100}$$

$$Peas prom (por volumen) = \frac{60 \times 3.00 + 20 \times 2.65 + 20 \times 2.40}{100} = 2.81$$

Se calcula luego el % en peso, correspondiente a cada % en volumen:

$$\% P_1 = \frac{\% Vol_1 Peas_1}{Peas prom}$$

$$\% P_n = \frac{\% Vol_n Peas_n}{Peas prom.}$$

Siendo:

P_n = Peso del material n

$Vol. n$ = Volumen del material n

$\% P_n$ = % en peso del agregado n

$\% Vol. n$ = % en volumen del agregado n

$Peas_1$; $Peas_2$; $Peas_3$; peso específico del agregado seco (bulk) de cada uno de los materiales. Con un ejemplo arbitrario se aclarará el procedimiento a seguir para obtener la composición de la mezcla de agregados en volumen. Si se presentan tres materiales A, B y C, cuyos pesos específicos son 3,00; 2,65 y 2,40 respectivamente y por el método convencional por peso se deben mezclar en la proporción 60 - 20 - 20 %, para pasar a la dosificación equivalente en volumen se procederá de la siguiente manera:

Como el problema es determinar una nueva combinación en peso con los tres agregados, que guarde una relación en volumen de 60 - 20 - 20 %, en un primer paso se hallará el peso específico promedio (por volumen) usando las proporciones deseadas.

$$\% P_1 = \frac{60 \times 3.00}{2.81} = 64.0 \%$$

$$\% P_2 = \frac{20 \times 2.65}{2.81} = 18.9 \%$$

$$\% P_3 = \frac{20 \times 2.40}{2.81} = 17.1 \%$$

Con estos % P se cumple con los % Vol. de 60 - 20 - 20 %; es interesante hacer notar que los agregados de mayor peso específico pasan a % mayores y que los agregado de menor peso específico, pasan a % menores.

Por esta razón se debe verificar si con estos nuevos valores "en peso", la granulometría resultante cae dentro de los límites fijados en la especificación.

A continuación se adjunta el cálculo original y el cálculo con la granulometría ajustada.

Cálculo original

| Planilla para el cálculo de la Granulometría Resultante | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|-----|---------|-----------|--------|-----------|------|-----------|-----|-----------|-------|-----------|----|-----------|-----|-----------|-----|-----------|---------------------|
| Materiales | % | Tamices | | | | | | | | | | | | | | | | Para Cs pasa 200 |
| | | 1" | | 3/4" | | 3/8" | | 4 | | 8 | | 40 | | 100 | | 200 | | |
| | | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | |
| A | 60 | 100 | 60 | 81 | 49 | 46 | 28 | 30 | 18 | 16 | 10 | 7 | 4 | 2 | 1.2 | 1 | 0.6 | 10 |
| B | 20 | 100 | 20 | 100 | 20 | 100 | 20 | 100 | 20 | 80 | 16 | 32 | 6 | 10 | 2 | 6 | 1.2 | 20 |
| C | 20 | 100 | 20 | 100 | 20 | 100 | 20 | 100 | 20 | 100 | 20 | 65 | 13 | 49 | 9.8 | 21 | 4.2 | 70 |
| Resultante | 100 | | 100 | | 89 | | 68 | | 58 | | 46 | | 23 | | 13 | | 6 | 100 |
| Especificaciones | | 100 | | 80-100 | | | | | | 40-55 | | | | | | | 4-10 | |

Granulometría ajustada según % en volumen

| Planilla para el cálculo de la Granulometría Resultante | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|------|---------|-----------|--------|-----------|------|-----------|-----|-----------|-------|-----------|----|-----------|-----|-----------|-----|-----------|---------------------|
| Materiales | % | Tamices | | | | | | | | | | | | | | | | Para Cs pasa 200 |
| | | 1" | | 3/4" | | 3/8" | | 4 | | 8 | | 40 | | 100 | | 200 | | |
| | | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | % | en mez | |
| A | 64 | 100 | 64 | 81 | 52 | 46 | 29 | 30 | 19 | 16 | 10 | 7 | 5 | 2 | 1.3 | 1 | 0.6 | 11.3 |
| B | 18.9 | 100 | 19 | 100 | 19 | 100 | 19 | 100 | 19 | 80 | 15 | 32 | 6 | 10 | 1.9 | 6 | 1.1 | 20.8 |
| C | 17.1 | 100 | 17 | 100 | 17 | 100 | 17 | 100 | 17 | 100 | 17 | 65 | 11 | 49 | 8.4 | 21 | 3.6 | 67.9 |
| resultante | 100 | | 100 | | 88 | | 65 | | 55 | | 42 | | 22 | | 11.6 | | 5.3 | 100 |
| Especificaciones | | 100 | | 80-100 | | | | | | 40-55 | | | | | | | 4-10 | |

En este caso la granulometría corregida por volumen cae dentro de los límites de la especificación, calculada con los porcentajes en peso obtenidos en la forma anteriormente indicada. Si al proceder del mismo modo, la granulometría excede los límites de la especificación, se calculará nuevamente la dosificación de áridos hasta lograr que la curva de la granulometría resultante caiga dentro de la especificación.

La etapa final en la construcción de capas con mezclas asfálticas es el proceso de compactación por el cual se produce el acomodamiento cerrado de las partículas pétreas que dan origen al esqueleto o soporte estructural de la capa.

La densidad lograda por un trabajo de compactación depende fundamentalmente de la compactibilidad inherente de la mezcla y del método seguido. El grado de compactación relativo que corresponde a un determinado trabajo de compactación en obra será menor si la temperatura a que se aplica

j) Determinación del Índice de Compactibilidad

no es la que corresponde.

Cuanto mayor sea la compactibilidad de la mezcla más elevado será el aporte de la compactación inicial de la distribuidora y menor el incremento de densidad por cilindrado hasta alcanzar la densidad prevista en la dosificación de la mezcla.

Para determinar el (Ic) Índice de compactibilidad de una mezcla se moldean dos juegos de cuatro probetas cada uno, en la forma indicada anteriormente, compactando ambos juegos con el % óptimo adoptado de un mismo cemento asfáltico. Uno de los juegos se compacta con el número de golpes por cara usado para la dosificación del ligante y el otro con un número de golpes menor. Como el Ic depende de la temperatura debe controlarse ésta cuidadosamente al efectuar la compactación de ambos juegos de probetas.

El Índice de compactibilidad se calcula por la siguiente fórmula:

$$Ic = \frac{\log n/n'}{Dn - Dn'}$$

donde:

n = número de golpes Marshall usado en la dosificación.

n' = número menor de golpes Marshall.

Dn = Densidad Marshall de la mezcla.

Dn' = Densidad correspondiente a n' golpes Marshall.

Las mezclas con Ic menores de 6 son poco compactables, a medida que crece el valor mejora la compactibilidad de la misma.

El Ic acusa valores mayores a medida que se incrementa el contenido de finos de origen natural.

Las muestras de agregados, que son enviados al laboratorio para el estudio de la dosificación, en muchos casos no son representativas de los materiales de obra; por lo tanto, cuando la planta ha alcanzado su producción normal, deben tomarse muestras para determinar si se cumple con las proporciones correspondientes de cada fracción y si no se satisface dicha exigencia, se procederá a hacer una nueva calibración de la planta para llegar a la fórmula indicada.

5. Corrección de la mezcla:

Daremos a continuación una serie de sugerencias para aplicar cuando una mezcla no cumple algunas de las exigencias especificadas:

a) alta estabilidad - Bajo porcentajes de vacíos.

Se debe calcular nuevamente las proporciones de los áridos tendiendo a desviar la graduación de la mezcla de la curva de máxima densidad (o de Fuller), incorporando mayor porcentaje de finos redondeados naturales (arena silícea).

Estabilidad Requerida - Bajo porcentajes de vacíos.

Se debe abrir la mezcla, es decir desviarla de la curva de máxima densidad aumentando el porcentaje del material fino de trituración.

Baja Estabilidad - Bajo porcentaje de vacíos.

Si se descarta la mala calidad de los

agregados, se debe calcular otra proporción de áridos tendiendo a desviar la graduación de la mezcla de la curva de máxima densidad pero aumentando la proporción de los agregados gruesos y finos de trituración.

b) Estabilidad Requerida - alto porcentaje de vacíos.

Se debe cerrar la mezcla aproximándose a la curva de máxima densidad variando la proporción de los agregados.

Baja Estabilidad - Alto porcentaje de vacíos.

Calcular nuevas proporciones de áridos acercándose a la curva de máxima densidad aumentando la cantidad de áridos de trituración gruesos y finos e incorporando filler a la mezcla.

c) Alta Estabilidad - Baja Fluencia.

Se aumentará la proporción de finos naturales en la mezcla del agregado total para que tienda a decrecer la estabilidad y por consiguiente la relación estabilidad/fluencia.

d) Alta Estabilidad - Alta Fluencia.

No crea problemas cuando la relación Estabilidad/fluencia es correcta, es decir que para el tipo de carga cumpla con las exigencias requeridas.

Baja Estabilidad - Baja Fluencia.

Debe calcularse otra combinación de áridos introduciendo en la misma mayor porcentaje de áridos gruesos y finos de trituración acercándose a la curva de máxima densidad.

e) Bajo Índice de compactibilidad.

Para aumentar este índice es necesario incrementar el contenido de finos de origen natural en una proporción tal que sea compatible con la estabilidad requerida.

La escasa compactibilidad de los concretos asfálticos se debe al uso exclusivo de agregados de trituración.

f) Falta de adherencia

La adherencia entre el cemento asfáltico y el agregado depende fundamentalmente de las características físicas y químicas de ellos y de las condiciones en que ambos se encuentran cuando se produce su unión. La falta de adherencia entre ellos se manifiesta marcadamente cuando la mezcla se encuentra en contacto con el agua por un tiempo prolongado. En general, los asfaltos muestran mayor afinidad frente a los agregados básicos, tipo calcáreo, cuyas características mecánicas son inferiores a las de los materiales ácidos (granitos, cuarcitas, gravas silíceas, gneiss). Esta acción competitiva del agua y del asfalto sobre la superficie de los agregados, puede evitarse con el uso de los mejoradores de adherencia adicionados al material pétreo (hidróxido de calcio, cemento) o al material bituminoso (aditivo amínico). Resultando la segunda solución más ventajosa, por su mayor facilidad de llevar a la práctica.

El ensayo de estabilidad residual Marshall permite determinar la relación de la estabilidad de un conjunto de probetas sometidas a inmersión a 60° C durante 24 hs., con respecto a otro grupo de probetas de igual densidad sometidas a inmersión a 60° C

durante 35m; estableciéndose que dicho porcentaje debe ser superior a 75%. La falta de adherencia puede influir para que dicho valor no se alcance; para comprobar si es la causante de la caída de estabilidad, se recurre a los ensayos de recubrimiento. La Norma A.A.S.H.O. T182 establece para el agregado y el asfalto en estudio el ensayo necesario para asegurar si hay o no un buen recubrimiento. La Norma DIN modifica este ensayo, haciéndolo más riguroso y recomienda que la inmersión de 18 hs. se haga en un baño a una temperatura superior en 5° C a la temperatura del punto de ablandamiento del asfalto en estudio y no a 25°C como establece la Norma americana. Se recomienda seguir la tendencia alemana especialmente en regiones de clima cálido.

Para compensar la influencia de la menor porosidad superficial de las probetas de laboratorio, que evita la entrada del agua, y la tolerancia de las especificaciones con respecto a la compactación de obra es oportuno determinar la estabilidad remanente con probetas moldeadas con menor número de golpes, para que los vacíos sean los de la probeta normal más la tolerancia porcentual para la compactación de obra. Del gráfico de la figura 79 que relaciona las densidades y trabajo de compactación para una mezcla determinada, se puede obtener el número de golpes Marshall necesarios para lograr aproximadamente la densidad de probeta que corresponda a la tolerancia porcentual fijada con respecto al grado de compactabilidad. Determinadas las densidades para 10 y 75 golpes por cara se traza la recta correspondiente ; suponiendo la densidad porcentual aceptada el 98% de la obtenida con 75 golpes se puede hallar el número de golpes necesarios para lograrla.

A continuación se transcribe la Norma de Ensayo utilizada por la D.N.V. (Argentina) para el caso de mezclas asfálticas en las cuales más de un 10% de agregado pétreo excede un tamaño máximo de "1".

NORMA DE ENSAYO VN-E.30-68

C ENSAYO DE ESTABILIDAD Y FLUENCIA POR EL METODO MARSHALL DE MEZCLAS ASFALTICAS EN LAS CUALES MAS DE UN 10% DE AGREGADO PETREO EXCEDE UN TAMAÑO MAXIMO DE 25.4 mm

30-1. OBJETO

Esta norma detalla el procedimiento a seguir para la determinación de la estabilidad y la fluencia de mezclas asfálticas por el Método Marshall cuando el agregado pétreo posee más del 10% de material mayor de 25,4 mm (1 pulgada).

Quando el retenido en la criba de 25,4 mm (1") no sea mayor del 10% se aplicará la Norma Provisoria No 9 (Ensayo Marshall convencional).

Salvo las indicaciones señaladas en esta norma rige lo establecido en la Norma Provisoria No. 9.

30-2 APARATOS:

Los aparatos y demás elementos son los especificados en la Norma Provisoria No. 9.

30-3 PREPARACIÓN DE LA MUESTRA:

Se seguirá el procedimiento indicado

en el apartado 9-3 de la Norma Provisoria No. 9, con la salvedad que el fraccionamiento del agregado indicado en el párrafo 9-3-4 comenzará con las siguientes fracciones:

Pasa 2" - Retiene 1 1/2"
Pasa 1 1/2" - Retiene 1"

Se calcula la cantidad de mezcla a emplear siguiendo las indicaciones señaladas en los apartados 9-3-5 y 9-3-6 pero teniendo en cuenta que si bien en la preparación del pastón se utiliza el material con la gradación total, en la compactación de la probeta solo se emplea la fracción del pastón que pasa el Tamiz IRAM 25,4 mm (1").

30-4 PROCEDIMIENTO:

30-4-1 PREPARACIÓN DEL PASTÓN:

Se seguirá el procedimiento indicado en el apartado 9-4-1 con las acotaciones siguientes:

Mezclar la gradación total de agregados (incluyendo la fracción mayor de 25,4 mm) con el contenido de asfalto seleccionado para el ensayo.

30-4-2 MOLDEO DE LA PROBETA:

Tamizar por el Tamiz IRAM 25,4 mm (1") el pastón mezclado en caliente. Desechar la fracción mayor de 25,4 mm y proceder al moldeo de la probeta con el material menor de 25,4 mm de acuerdo a las indicaciones del apartado 9-4-2 y respetando las

exigencias en cuanto a la temperatura establecida en los párrafos 9-4-1-6 a 9-4-1-9.

30-4-3 EJECUCIÓN DEL ENSAYO:

Rige lo establecido en el apartado 9-4-3.

30-5 CÁLCULOS:

30-5-1 ESTABILIDAD Y FLUENCIA:

Se utilizarán los valores de Estabilidad y Fluencia obtenidos de las probetas compactadas según se ha indicado.

30-5-2 DENSIDAD CORREGIDA:

Se calculará la densidad corregida, utilizando el peso específico del agregado seco mayor de 25,4 mm (1") según la Norma de Ensayo VN-Nº 13, y la densidad de la probeta compactada, determinada según la Norma de Ensayo VN-Nº 12, mediante la fórmula siguiente:

Densidad corregida:

$$d_c = \frac{100}{\frac{A}{C} + \frac{B}{D}} * 0.995$$

donde:

A= Material seco mayor de 25,4 mm (1") (previamente determinado) expresado como % del peso total del pastón. El peso total del pastón incluye asfalto más agregado pétreo.

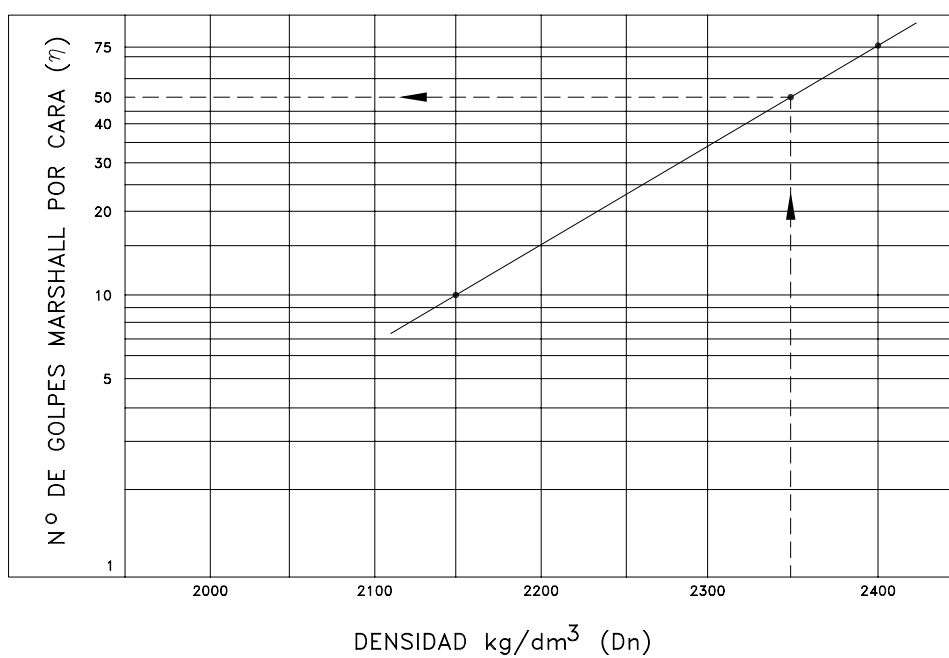


FIGURA 79
RELACION ENTRE DENSIDADES
Y TRABAJO DE COMPACTACION

B= Fracción total del pastón que resta luego de eliminar el material seco mayor de 25,4 mm (1") o sea, 100% - A%.

C= Peso específico del agregado seco mayor de 25,4 mm (1").

D= Densidad de la probeta compactada con material del cual se ha extraído la fracción mayor de 25,4 mm (1") - 0,995 factor empírico.

30-5-3 DENSIDAD MÁXIMA TEÓRICA

Se calcula por la fórmula siguiente:

$$DMT = \frac{100}{\frac{P1}{G1} + \frac{P2}{G2} + \frac{F}{G_F} + \frac{C.A.}{G_{CA}}}$$

donde :

P1= Porcentaje en peso del agregado pétreo total mayor de 4,8 mm (Tamiz N° 4).

P2= Porcentaje en peso del agregado pétreo total menor de 4,8 mm (Tamiz N°4).

F= Porcentaje en peso del relleno mineral.

C.A.= Porcentaje en peso del cemento asfáltico.

G₁ y G₂= Pesos específicos aparente de las fracciones gruesa y fina del agregado pétreo total (Tamiz N° 4).

G_F= Peso específico aparente del relleno mineral.

G_{CA}= Peso específico del cemento asfáltico.

30-5-4 VACIOS DE LA MEZCLA COMPACTADA:

Se calculará por la fórmula siguiente:

$$v = 100 \frac{(1 - d_c)}{DT}$$

d_c= Densidad corregida de la probeta compactada.

D_T= Densidad máxima teórica.

30-5-5 VACIOS DEL AGREGADO MINERAL:

Se calculará por la fórmula siguiente:

$$VAM = V + d_c \times \% C.A.$$

donde:

V = Vacíos de la mezcla compactada.

d_c = Densidad corregida de la probeta compactada.

% C.A. = Porcentaje en peso de C.A. que interviene en la mezcla.

30-5-6 RELACIÓN BETÚN - VACIOS

Se calcula por la fórmula siguiente:

$$RBV = \frac{100 \times d_c \times \% C.A.}{V.A.M.}$$

Todos los términos de esta ecuación son conocidos.

30-6 OBSERVACIONES.

Para la determinación de los pesos específicos aparentes de las fracciones gruesas y finas del agregado pétreo total, se mezclarán los distintos materiales en los porcentajes establecidos y luego la mezcla de áridos sin relleno mineral de tamizará por el Tamiz IRAM 4,8

mm (Nº 4) procediéndose luego de acuerdo a las Normas de Ensayo VN-Nº 13 y 14.

C MÉTODO AAMAS (ASPHALT-AGGREGATE MIXTURE ANALYSIS SYSTEM)

El sistema AAMAS fue desarrollado por la NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP), mediante el mismo se diseñan y evalúan mezclas asfálticas en caliente, densamente graduadas, basándose en el comportamiento en servicio de carreteras de alto volumen de tránsito.

Los dos procedimientos usualmente empleados son el Marshall y el Hveem, ambos empíricos y desarrollados hace ya muchos años. Dichos métodos proveen a las mezclas de un adecuado porcentaje de vacíos, una apropiada estabilidad y tienen en cuenta además la absorción de los agregados. El registro de fallas prematuras en muchos pavimentos flexibles, llevó a pensar que estos procedimientos empíricos no tenían en cuenta propiedades referidas a las mezclas que influían en la evolución del deterioro, especialmente cuando dichas mezclas debían soportar elevadas cargas y altas presiones de inflado, condiciones que no se daban cuando dichos métodos fueron desarrollados. Usualmente el diseño estructural de los pavimentos de concreto asfálticos, se basa en asumir ciertas propiedades de los materiales (coeficiente estructural de capas, módulo resiliente, fatiga y constantes de deformaciones permanentes). Una vez que ha sido completado el diseño estructural y presentados los materiales, se procede a diseñar la mezcla.

El problema radica en conocer si la mezcla diseñada reúne las premisas inicialmente usadas para el diseño estructural, es decir si satisface la mezcla colocada las pautas fijadas para el diseño estructural.

Desafortunadamente las propiedades ingenieriles utilizadas para diseño estructural no son aquéllas usadas o medidas en los procedimientos empíricos aplicados en las metodologías Marshall o Hveem. Ciertamente es necesario que los criterios de dosificación de mezclas estén vinculados con el comportamiento en servicio de las mismas; es decir que el diseño de mezcla y el diseño estructural deben estar vinculados y basados en los mismos criterios y parámetros, para su compatibilidad.

AASHTO ha reconocido esta necesidad, es decir el aplicar un sistema de análisis para el diseño de mezclas que permita tener en cuenta el caso de elevadas cargas, altas presiones de inflado y amplias variaciones climáticas como las que caracterizan a E.E.U.U. En respuesta a esta necesidad se comenzó la investigación bajo un proyecto de la NCHRP, para desarrollar un sistema de análisis de la mezcla, en base a un criterio que tuviera en cuenta su comportamiento en servicio.

C Metodología AAMAS

Todo diseño de mezcla deberá como mínimo proveer de una cantidad aceptable de vacíos en la mezcla y un adecuado nivel de estabilidad. En consecuencia una de las aproximaciones del diseño de mezcla, debe orientar su dosificación a los Métodos en uso actualmente (Marshall o Hveem). Una aproximación más racional sería el usar

propiedades ingenieriles que estén vinculadas a las fallas que potencialmente se podrían producir en el pavimento. El diseño de las mezclas podrá ser siempre completado acorde con las prácticas corrientes de la Repartición o ente proyectista.

Una vez que el proyecto inicial ha sido desarrollado, pueden utilizarse procedimientos de caracterización efectivos y eficientes para determinar las propiedades ingenieriles de los materiales y de las mezclas. Mediante el resultado de los ensayos que miden dichas propiedades ingenieriles, pueden entonces ser juzgadas las mezclas con un criterio apropiado de falla, para cada modo de ensayo simulado.

Para diseñar mezclas basadas en un criterio que las relacione con su comportamiento en servicio, se deben utilizar ensayos que midan esas propiedades ingenieriles y así las características de una mezcla asfáltica se podrán relacionar con un futuro deterioro o con una medida de su comportamiento en servicio. Los tipos de fallas elegidos para su incorporación en el AAMAS son: ahuellamiento, fisuración por fatiga, fisuras por bajas temperaturas y daños producidos por humedad. Secundariamente se considera la desintegración, el desprendimiento y la pérdida de resistencia al resbalamiento.

Para que el sistema AAMAS sea útil a la industria de la construcción de carreteras y aplicable a distintos rangos de mezclas, los ensayos utilizados para medir estas propiedades deben ser confiables, reproducibles, sensitivos a las variables de las mezclas, eficientes y sencillos de realizar. Los procedimientos y equipos de ensayo deben ser adecuados para procesar mezclas

de agregados de más de una pulgada.

En el sistema AAMAS se han seleccionado cinco tipos de ensayos, como herramientas para la evaluación de las mezclas. Mediante los mismos se miden las propiedades requeridas usualmente en los modelos estructurales; estos ensayos son: el ensayo para determinar el módulo resiliente diametral, el ensayo de resistencia a la tensión indirecta, el ensayo de resistencia al corte giratorio y los ensayos de deformación plástica por tensión indirecta y de "creep" con presión confinada uniaxial. La mayor parte de estas propiedades y ensayos se han ya standarizado y se están usando con carácter de rutina en algunos Departamentos de Carreteras. Por otro lado, los modelos matemáticos requeridos para predecir el comportamiento de las mezclas y su funcionamiento, desde el punto de vista de estas propiedades son numerosos y varían entre ellos considerablemente.

El Método AASHTO de diseño estructural (1993) aún utiliza relaciones empíricas. Los espesores de las capas se determinan mediante coeficientes estructurales, que no consideran los diferentes tipos de deterioro separadamente, el AAMAS sin embargo considera los distintos tipos de falla en forma individual.

El proyecto NCHRP recomendó un análisis empírico-mecanicista para los procedimientos de diseño, a fin de establecer relaciones confiables entre las cargas del tránsito, condiciones ambientales y de los materiales y el deterioro del pavimento, para ser utilizado en el procedimiento AASHTO; estas recomendaciones aún están siendo sometidas a estudio.

El Manual explicativo del Sistema AAMAS está dividido en cinco secciones que incluyen guías sugeridas para: 1) selección de los componentes de las mezclas; 2) diseño de mezcla; 3) análisis de la mezcla; 4) evaluación del comportamiento de las mezclas y 5) ejemplo de diseño de mezcla.

La primera sección provee de criterios y valores recomendados para la elección de los componentes de la mezcla; la segunda presenta los procedimientos utilizados para el proyecto de mezclas de concreto asfáltico densamente graduadas; la tercera se refiere al análisis de la mezcla, incluyendo procedimientos para preparar, acondicionar y ensayar especímenes, a fin de poder evaluar las propiedades requeridas para el diseño estructural. La sección cuarta corresponde a la evaluación del comportamiento de las mezclas, en ella se discuten los modelos empírico mecanicistas usados para evaluar los pavimentos de concreto asfáltico y en la quinta sección se presenta un ejemplo de un problema para diseñar una mezcla y su evaluación aplicando el AAMAS. La utilización de esta metodología obliga a conformar un alto número de probetas o especímenes, que son compactadas con un porcentaje de vacíos establecido acorde a las especificaciones, ya que esta característica volumétrica representa la condición más crítica para el tipo de deterioro por fractura y daño por humedad. El proceso de diseño general es un compromiso entre varias características de la mezcla. Tradicionalmente las características de las mezclas utilizadas para diseño, incluían estabilidad, durabilidad, densidad y % de vacíos.

Actualmente otras propiedades

fundamentales han sido consideradas en los procesos de diseño, siendo algunas de ellas la resistencia a la tensión indirecta, el módulo resiliente, el módulo "Creep" (deformación plástica) y la tensión indirecta de falla o rotura.

Todas estas propiedades son dependientes en algún grado del contenido de asfalto; siendo también dependientes de los materiales y de las características tradicionales de las mezclas usadas en diseño. Por ejemplo el módulo resiliente está relacionado con el % de vacíos, la viscosidad del asfalto, el contenido de asfalto y el % de la fracción P # N°200, por nombrar sólo cuatro parámetros. Así para seleccionar el contenido de asfalto adecuado en mezclas densamente graduadas, son factores determinantes la granulometría de los agregados, el % de P # N° 200, el % de Vacíos, el % de Vacíos del Agregado Mineral (VAM) y la Relación Betún Vacíos (RBV), para la determinación de la fórmula de obra y de igual manera para limitar el número de posibles alternativas para la preparación de mezclas tentativas.

C Materiales

En muchos casos los tipos de materiales utilizados presentan una elección restringida por consideraciones económicas, por ejemplo el uso de materiales locales de fácil obtención. El AAMAS no intenta restringir el uso de materiales locales que pueden ser marginales, lo que pretende es evaluarlos en términos de comportamiento del pavimento, basándose en las condiciones especificadas en el proyecto. Sin embargo los procedimientos recomendados y las prácticas señaladas deben ser utilizadas como pautas iniciales para producir mezclas de concreto

asfáltico aptas para solicitaciones de alto grado. Los valores limitantes para algunas de las propiedades físicas de los agregados y del asfalto son dados a continuación:

E. de Arena \$ 45% (sobre P # N° 4)

La cantidad de terrones de arcilla y partículas friables debe ser menor que 1%.

Desgaste Los Angeles # 45%

El material R # N° 4 debe tener dos cara fracturadas en por lo menos el 60% del retenido total. La cantidad de arena natural se debe limitar a un 20% para el caso de alto volumen de tránsito y a un 25% para bajo volumen de tránsito.

La relación entre el P # N° 200 y el cemento asfáltico (en peso) debe estar comprendida entre 0,6 y 1,2.

El ensayo de ductibilidad a bajas temperaturas del asfalto debe estar de acuerdo con la Tabla 2 de AASHTO M226.

C Consideraciones sobre la granulometría

Las pautas para mezclar los agregados deben ser consistentes con la gradación de la FHWA 0,45, usando distintas proporciones de agregados finos y gruesos. Excepto que la fracción fina se debe ajustar para obtener un apropiado % de V.A.M. y un espesor de la película de asfalto de recubrimiento adecuado.

Para mezclas densamente graduadas, la granulometría debe seleccionarse de un modo razonable de modo que se ubique relativamente cerca de la curva FHWA 0,45,

pero no tan cercana a ella que los VAM resulten tan reducidos como para provocar un contenido de asfalto insuficiente, que se reflejaría en un espesor muy fino de la película de recubrimiento y no permitiría un volumen de aire (V%) adecuado. La gradación que responde a la curva FHWA 0,45, dará por resultado una granulometría que corresponde a la máxima densidad de agregados, por lo que se registraría poco o nada de vacíos (todos los espacios llenados por sólidos). La adición de asfalto a una mezcla de áridos de máxima compacidad sólo serviría para separar las partículas de agregados, lo que reduciría la resistencia al corte de la mezcla e incrementaría una potencial fluencia lateral.

Algunas Reparticiones (Agencias estatales en EE.UU) han puesto límites sobre el "Control primario" de tamices, a fin de reducir la posibilidad de una fluencia lateral. Los valores sugeridos por WASHTO de acuerdo a observaciones de campo sobre deterioro de pavimentos, están incluidos en el AAMAS, para seleccionar una mezcla inicial de los agregados, siendo:

| CONTROL PRIMARIO DE TAMICES N° | MÁXIMO % PASANTE |
|--------------------------------|------------------|
| 4 | 55 |
| 10 | 37 |
| 40 | 16 |
| 200 | 3 a 7 |

Para mezclas que soportan alta presión de inflado (>100 psi) o elevadas cargas de tránsito, la cantidad de material pasante por el tamiz N° 200, así como la calidad del

agregado es muy importante. Usualmente la cantidad del P # N° 200 se limita a un valor comprendido entre 3% y 7% en peso, para altas presiones de inflado. Un mayor porcentaje de esta fracción redundará en un menor contenido de bitumen, que llevará a una elevada estabilidad, pero a una reducida durabilidad. Menores porcentajes del material P # N° 200 en la mezcla, requerirán un mayor volumen de asfalto, que se reflejará en una menor estabilidad y en una mayor durabilidad.

Cuando las presiones de inflado exceden las 200psi, se sugiere que se utilice el 100% de material triturado, de acuerdo a las experiencias del comportamiento de las mezclas en aeropuertos.

C Volumen de vacíos (%V)

Cualquier mezcla a utilizarse debe proveer de un adecuado % de vacíos (V) y de un nivel aceptable de estabilidad.

El contenido de asfalto seleccionado se basa en obtener el % de vacíos requerido, posteriormente a un proceso de compactación, que intenta simular la compactación en obra, seguida por una densificación adicional provocada por el tránsito. Esta condición se denomina compactación final y el % de vacíos asociado con ella, contenido final de vacíos. Estos valores son dependientes de la presión de inflado, magnitud de la carga por rueda y número de aplicaciones y condiciones ambientales. Para el AAMAS el volumen total del aire (en %), se calcula usando la

$$V_a = \left(1 - \frac{G_{mb}}{G_{mg}}\right) 100 \quad (1-1)$$

siguiente expresión:

Siendo:

G_{mb} la densidad bulk de la mezcla compactada, determinada por AASHTO T166 o T275 según corresponda.

G_{mg} la densidad máxima medida de la mezcla determinada por AASHTO T209

Un porcentaje de vacíos final o de diseño de 3 a 5% ha sido encontrado aceptable en la mayor parte de los casos.

El programa "ASPHALT" desarrollado por Jimenez, puede ser usado inicialmente para estimar la relación entre el contenido de asfalto, espesor de la película de asfalto y vacíos de aire para diferentes mezclas de agregados, previamente a proceder a la preparación de especímenes para diseño de mezcla. Este programa calcula el espesor de la película de asfalto como una función del contenido de asfalto y la granulometría de los agregados. Los resultados pueden ser utilizados para obtener numerosas combinaciones de materiales a fin de seleccionar fórmulas de mezcla de obra candidatas (JMFs), antes de comenzar con los ensayos de laboratorio. El programa ASPHALT se calibra en base a probetas compactadas en laboratorio, usando la compactación con amasado (Kneading compaction), que utiliza el Método Hveem.

Si el programa ASPHALT no está al alcance del usuario, la experiencia local puede indicar la granulometría a ser seleccionada inicialmente. Sin la aplicación del programa ASPHALT o sin tener experiencia, la optimización se obtiene mediante un procedimiento de error y acierto o mediante

la optimización relativa de unas pocas variables.

C Consideraciones sobre los V.A.M. y la RBV

Tanto los Vacíos del Agregado Mineral, como la Relación Betún Vacíos son considerados en el diseño de una mezcla como parámetros especificados. El Asphalt Institute y muchas agencias departamentales de carreteras han adoptado valores mínimos de VAM para el diseño de mezcla. El Cuerpo

de Ingenieros y la Administración Federal de Aviación, han adoptado para los vacíos finales, límites de 3 a 5% y RBV de 75 a 85% a fin de garantizar la durabilidad de las mezclas. Con el propósito de seleccionar fórmulas de mezclas de obra (JMF) y un contenido de asfalto, se sugieren las siguientes pautas para VAM y RBV (salvo que la experiencia local sugiera un control más ajustado).

| PROPIEDAD | TAMAÑO | MÍNIMO VALOR | M Á X I M O VALOR |
|-----------|----------------------------|--------------|-------------------|
| | MÁXIMO DEL AGREGADO (pulg) | SUGERIDO | SUGERIDO |
| VAM | 1 1/2 | 12* | 20 |
| | 1 | 13* | 20 |
| | 3/4 | 14* | 21 |
| | 1/2 | 15* | 21 |
| RBV | - | 75 | 85 |

* Valores tomados del Manual MS-2 del Asphalt Institute

Ambas propiedades, VAM y RBV se expresan en porcentaje de volumen, y se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$VAM = 100 - \frac{GmbP_s}{Gsb} \quad (1-2)$$

$$RBV = \frac{VAM - Va}{VAM} \quad (1-3)$$

donde Ps es el porcentaje de agregados en peso total de la mezcla, y Gsb el peso específico bulk de la combinación de

agregados.

Los agregados usados en laboratorio durante el diseño de la mezcla deben estar en condición seca y durante la producción se asume que van estar secos, cuando sean mezclados con el cemento asfáltico.

En consecuencia es necesario que el peso específico bulk de la mezcla de los agregados combinados (Gsb) sea determinado y utilizado durante el diseño de la mezcla. Como se define en AASHTO T85 "El peso específico bulk es la relación entre el peso en

el aire de la unidad de volumen de los agregados (incluyendo los vacíos permeables e impermeables de las partículas, pero no incluyendo los vacíos entre partículas) a una temperatura establecida y el peso en el aire de un volumen igual de agua destilada libre de gas, a una temperatura determinada". Usando esta definición, los VAM calculados en (1-2) excluyen los vacíos del agregado tanto permeables como impermeables al asfalto.

C Contenido de asfalto y densidad

La conducta o comportamiento de la mayoría de las mezclas depende del contenido de fluidos y de la densidad de las mezclas. La densidad de las mismas se describe usualmente mediante tres propiedades fundamentales que son: vacíos de aire más fluido, porosidad y grado de saturación, todas ellas características volumétricas que no pueden ser pesadas.

La porosidad se define como el volumen total del aire, expresado en porcentaje, es decir que está representada por los VAM de la mezcla asfáltica. El grado de saturación se define como el porcentaje total de vacíos que están llenos de fluido, por lo que le corresponde la RBV (Relación Betún Vacíos).

Sobre los vacíos de aire, huelga decir que su definición responde a la de V_a (%). Por lo tanto, una mezcla deberá primeramente ser analizada en base a sus características volumétricas, a pesar de que es necesario conocer sus características en peso por razones prácticas, tales como el control en campo y en planta.

En adición a lo manifestado, las características volumétricas también normalizan las diferencias entre mezclas, provocadas por distintos pesos específicos de los agregados. El volumen total de una muestra de concreto asfáltico está considerado como 100% del volumen bulk. El volumen bulk de cada material puede ser convertido en peso para su uso en control de planta y de campo, multiplicando el volumen bulk por el peso específico del material y por 62,4 pcf, que es la unidad de peso del agua. El porcentaje del volumen total bulk del asfalto (V_b), se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_b = P_a \left[\frac{G_{mb}}{G_a} \right] \quad (1-4)$$

Donde P_a es el porcentaje en peso del asfalto respecto al peso total de la mezcla (en %) y G_a es el peso específico del asfalto.

El peso específico bulk de los agregados mezclados, se utiliza porque los agregados están en condición seca antes de ser mezclado. Después de mezclados, sin embargo, parte del bitumen es absorbido por los vacíos permeables de los agregados, los cuales están incluidos en el peso específico bulk de los agregados medidos en G_{sb} .

Esta cantidad de asfalto absorbido debe ser tomada en cuenta para el diseño de mezcla en laboratorio. En otras palabras, la cantidad de asfalto ligante, debe ser ajustada o incrementada acorde a la fracción que es absorbida por los vacíos permeables del agregado.

El contenido de asfalto efectivo (V_{be}) es una

variable importante para tener en cuenta en las propiedades ingenieriles y de compactación de la mezcla. El contenido de asfalto efectivo con respecto al volumen total es simplemente el contenido total de asfalto menos el asfalto absorbido por los agregados, dicho valor se calcula en base a la siguiente expresión:

$$V_b = G_{mb} \left[\frac{100}{G_{mg}} - \frac{P_s}{G_{sb}} \right] \quad (1-5)$$

Desafortunadamente, la absorción es una variable dependiente del tiempo, por lo que el contenido de asfalto efectivo también será dependiente del tiempo. Por lo tanto, el intervalo de tiempo transcurrido entre el mezclado inicial y la compactación inicial (tanto en laboratorio como en obra) se transforma en importante, especialmente para agregados de alta absorción.

El tiempo que transcurre entre el mezclado y la compactación permite que se produzca dicha absorción y por lo tanto es considerado tanto en el diseño de mezcla, como en el procedimiento AAMAS. Esta demora de tiempo se basa en las propiedades físicas del asfalto para minimizar algunas de las diferencias entre las condiciones de laboratorio, de planta y de obra (de campo).

El porcentaje de asfalto absorbido en volumen (V_{ba}), se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$V_{ba} = P_{ba} P_s \left(\frac{G_{mb}}{G_a} \right) \quad (1-6)$$

Donde P_{ba} es el porcentaje de asfalto absorbido por peso de agregado (en %), siendo:

siendo G_{se} el peso específico efectivo del agregado combinado en mezcla:

$$P_{ba} = G_a \left[\frac{G_{se} - G_{sb}}{G_{se} G_{sb}} \right] 100 \quad (1-7)$$

$$G_{se} = \frac{100 - P_a}{\frac{100}{G_{mg}} - \frac{P_a}{G_a}} \quad (1-8)$$

El peso específico efectivo del agregado (G_{se}) se define como la relación del peso en aire de la unidad de volumen de un material permeable (incluyendo solamente aquellos vacíos impermeables al asfalto) a una determinada temperatura y el peso en aire de un volumen igual de agua destilada libre de gas a una determinada temperatura.

El peso unitario del agregado será considerado como una función del contenido efectivo del asfalto en volumen (1-5) para elegir el valor que resultará de la máxima densidad del agregado para una energía de compactación especificada.

C Pautas para el diseño de mezcla

El procedimiento AAMAS para diseño de mezclas incluye la medición de la resistencia a la fractura, la deformación uniaxial y los desplazamientos por corte de especímenes cilíndricos de mezclas bituminosas para pavimentos. Los procedimientos están indicados para uso con mezclas densamente

graduadas conteniendo cemento asfáltico y excluyen a las mezclas de granulometría abiertas (P.F.C) y a las capas drenantes. AAMAS tiene en cuenta las variables de las mezclas, normalmente usadas en la construcción de pavimentos de mezclas asfálticas, tales como ligantes, agregados y fillers y provee de los datos requeridos para diseñar mezclas aptas para resistir determinadas fallas asociadas con las cargas por rueda y el entorno ambiental.

Los resultados del acondicionamiento, preparación y ensayos de los especímenes en laboratorio con distintos contenidos de asfalto se utilizan para seleccionar el contenido de asfalto de diseño y establecer las tolerancias permitidas en las condiciones especificadas para el proyecto.

Se ensayarán 9 probetas con determinado contenido de asfalto; tres especímenes por cada porcentaje de bitumen serán ensayados a 25°C, aplicando cargas diametrales (técnicas de ensayo de tensión indirecta) a fin de definir las características de fractura de las probetas. Una segunda serie de tres probetas para cada contenido de asfalto, serán compactadas y ensayadas utilizando el Equipo de Ensayo Giratorio del Cuerpo de Ingeniero (GTM).

El equipo GTM se utiliza para estimar los cambios en las características de corte bajo repetidas cargas (a 60°C). Utilizando los resultados obtenidos en ambas series de ensayos como guía, se ensaya el tercer juego de 3 probetas con un determinado contenido de asfalto, a 40°C, a compresión uniaxial a fin de definir las características de deformación y "creep" (deformación plástica) de la mezcla.

El contenido de asfalto de diseño, así como el rango de valores aceptables, se determina en base a los resultados de estas tres series de ensayos utilizando criterios relacionados con el comportamiento en servicio. La densidad, % Va, % VAM y % RBV, también son considerados para elegir el contenido de asfalto óptimo del proyecto.

Un diseño a escala completa para optimizar la mezcla incluye nueve especímenes para cada contenido de asfalto (3 por cada serie de los ensayos indicados arriba); si se analizan cinco contenidos de asfalto distintos, serán requeridas 45 probetas. Sin embargo un diseño a escala completa se requiere sólo cuando se tiene poco o nada de experiencia con estos tipos de ensayos. Una aproximación más práctica y realista consiste en utilizar los ensayos de resistencia a la tensión indirecta y módulo resiliente (practicados sobre el mismo espécimen) para elegir un valor de diseño inicial y un rango de valores permisibles del contenido de asfalto basado en el criterio de fractura. Generalmente dicho criterio establece el valor límite superior del contenido de asfalto. Con este valor de diseño inicial, se ensayan tres probetas utilizando el equipo giratorio (GTM); si los resultados obtenidos no exceden los valores mínimos requeridos, se prepararán y ensayarán probetas adicionales con un menor contenido de asfalto, a fin de redefinir el valor de diseño y un rango aceptable del contenido de asfalto que satisfaga los criterios de fractura y resistencia al corte. Con este valor de diseño revisado, se ensayarán tres probetas a la compresión uniaxial, a fin de garantizar que el valor del diseño revisado satisface los criterios de deformación y creep (fluencia plástica). En otras palabras, los resultados de los ensayos

efectuados con el GTM y la compresión uniaxial, son utilizados como "chequeo y balance" del valor de diseño de mezcla basado inicialmente en las características de fractura. Aplicando este criterio de aproximación y asumiendo cinco contenidos de asfalto iniciales, el número de probetas requeridas para diseño podrá variar desde 21 (15 para tensión indirecta, 3 con equipo giratorio y 3 para compresión uniaxial) a 45 especímenes.

Los resultados de los ensayos de resistencia y deformación pueden ser utilizados con propósito de diseñar la mezcla y establecer especificaciones. Estos procedimientos también se vinculan con las propiedades ingenieriles fundamentales de la mezcla que son requeridas para evaluar el pavimento de concreto asfáltico. En otras palabras, estos procedimientos de ensayo proveen de valores que permiten caracterizar la mezcla de concreto asfáltico a fin de usarse en el diseño de espesores y en el análisis estructural del sistema de capas de pavimento, bajo distintos estados de tensiones y condiciones de temperatura.

El método de ensayo de tensión indirecta, también proporciona la información requerida para determinar el coeficiente estructural de las capas de concreto asfáltico, ya sea de carpeta de rodamiento o de base, para utilizar en el método de diseño AASHTO (1986 y 1993).

Las especificaciones y normas (AASHTO y ASTM) a aplicar se indican a continuación, las mismas se refieren a la determinación de las características volumétricas y a las metodologías a aplicar para los distintos tipos de ensayos, vinculados con las propiedades

ingenieriles, de las mezclas asfálticas.

AASHTO

T166 Peso específico bulk de mezcla bituminosa compactada.

T167 Resistencia a la compresión de mezclas bituminosas.

T209 Densidad máxima de mezcla bituminosa

T245 Estabilidad fluencia de mezclas asfáltica, utilizando equipo Marshall

T246 Resistencia a la deformación y cohesión de mezclas bituminosas, utilizando equipo Hveem.

T269 Porcentaje de vacíos de aire en mezcla bituminosas compactadas (densas y abiertas).

T275 Peso específico bulk de mezclas bituminosas compactadas, usando especímenes cubiertos con parafina.

ASTM

D3387 Propiedades de compactación y de corte en mezclas bituminosas utilizando el Equipo Giratorio del Cuerpo de Ingenieros (GTM).

D3497 Módulo dinámico de mezclas asfálticas.

D4013 Preparación de probetas de ensayo de mezclas bituminosas por medio del Compactador Giratorio.

D4123 Ensayo de tensión indirecta para módulo resiliente de mezclas bituminosas.

C Pautas para la evaluación del comportamiento en servicio de la mezcla asfáltica.

El concepto de basar el procedimiento de un diseño de mezcla directamente en la predicción del comportamiento en servicio de

pavimentos asfálticos es lógico y apropiado y constituye un requerimiento para optimizar la mezcla y el diseño estructural. Sin embargo, se necesitan modelos matemáticos para fundamentar esta metodología y todos los modelos disponibles están limitados en su uso en algún grado. De este modo, los tipos de modelos sugeridos para su uso en el proyecto NCHRP fueron simplemente aceptados y aplicados para la evaluación de mezclas.

Los modelos mecánicos disponibles permiten calcular tensiones, deformaciones y deflexiones de la estructura del pavimento. Los "links" débiles de las metodologías están en los modelos empíricos o de regresión relacionados con los parámetros responsivos al deterioro del pavimento. Estos modelos de regresión, necesarios para fundamentar la metodología, o no existen o están limitados (especialmente para refuerzos de concreto asfáltico). Algunos de estos modelos de comportamiento están aún en desarrollo y por lo tanto no disponibles en estos momentos para el AAMAS. Por lo tanto, son sólo prácticas recomendables para la evaluación de mezclas asfálticas, las que se podrán establecer.

Una cantidad de métodos eficaces de evaluación y de diseño de pavimentos han evolucionado a través de los años, cada uno con sus méritos. Todos requieren la estimación de las características físicas y mecánicas de los suelos de subrasante y de las capas que conforman el paquete estructural, la determinación de la frecuencia de las cargas y el espesor requerido de materiales mejorados para la distribución de cargas a la subrasante. Se trata en general de modelos empíricos-mecanísticos, que utilizan

propiedades ingenieriles similares, tales como la relación de Poisson, módulos elásticos, tensiones y constantes de fatiga.

La llave requerida por el AAMAS, es que el control de los materiales y de las propiedades ingenieriles sean considerados como parámetros de entrada importantes para el diseño de pavimentos y su comportamiento en servicio.

Los dos métodos más comúnmente usados para diseño estructural y evaluación de concretos asfálticos son el AASHTO y el del Asphalt Institute (programa DAMA). El AASHTO utiliza el Índice del Serviciabilidad para definir la falla total del pavimento; el decrecimiento de la serviciabilidad se relaciona con el incremento de la rugosidad (y de la fisuración, desintegración y ahuellamiento en menor grado). El programa DAMA (Asphalt Institute) es un procedimiento empírico-mecanístico, que define la falla total en función de la fisuración por fatiga y el ahuellamiento (deformación permanente). El criterio de fatiga se basa en minimizar las tensiones de tracción en la parte inferior de la capa asfáltica, mientras que el criterio de ahuellamiento se basa en la limitación del esfuerzo de compresión vertical en la superficie de la subrasante. Ambos esfuerzos (y deformaciones) se computan mediante la teoría elástica.

En casi todos los modelos, excepto en el Método Shell, el ahuellamiento se considera que se produce a nivel de subrasante, por lo que se lo vincula con el esfuerzo de compresión vertical ejercido sobre la misma. Esta presunción implica que las capas estructurales sobrepuestas a la subrasante

serán construidas de modo que solamente una deformación permanente despreciable podrá ocurrir en ellas.

Naturalmente ésta una presunción insegura para aquellos casos en que las mezclas asfálticas tengan una inadecuada estabilidad y sean además susceptibles a una densificación unidimensional o a fluir lateralmente.

Para el AAMAS, la asunción de un ahuellamiento despreciable de las capas estructurales es inapropiada y no puede hacerse.

Los cuatro tipos de deterioro tenidos en cuenta en el proyecto del NCHRP, son los provocados por las cargas del tránsito y las condiciones ambientales, considerándose como los factores más importantes con respecto a la reducción de la serviciabilidad y al comportamiento en servicio del pavimento, siendo los siguientes parámetros de deterioro los considerados: fisuración por fatiga, fisuración térmica, deformaciones permanentes y daños por humedad.

El endurecimiento o envejecimiento del asfalto es también importante en el comportamiento en servicio a largo plazo. Si bien no constituye un parámetro de deterioro es un factor que tiene un importante impacto en las fallas previamente indicadas, por los que dicho fenómeno debe ser evaluado.

Consideraciones secundarias se hacen sobre el deterioro superficial, en forma de peladuras, o desintegración y pérdida de resistencia al resbalamiento.

Para la metodología AASHTO, el producto

final de la evaluación de una mezcla es simplemente el módulo resiliente a 20°C. Por lo tanto el AAMAS y AASHTO serían compatibles en lo que concierne al módulo a dicha temperatura, pero dicho valor no da más garantías que los valores obtenidos por métodos de diseño empíricos (estabilidad). Es necesario evaluar otras propiedades de los materiales y un rango de condiciones de ensayo para poder valorizar los tipos de deterioro indicados.

Los modelos utilizados para el proyecto del NCHRP consideran un amplio rango de variables que son razonablemente detalladas, por lo que el deterioro o predicción del daño puede sólo ser tan confiables como el estado del arte lo permita y solamente cuando las predicciones del tránsito, cargas y presión de inflado sean razonablemente certeras. En otras palabras, la predicción del daño o deterioro ofrece una valiosa información para propósito de comparación, pero los valores estimados son aproximados, como lo son la mayoría de los análisis ingenieriles relativos a suelos y mezclas bituminosas.

El procedimiento AAMAS consta de una serie de pasos, en los que se aplica el programa de ensayos así como la interacción entre varios modelos de predicción de los cuatro tipos de deterioro indicados. El producto final del AAMAS provee de la combinación material y estructural necesaria para encontrar los requerimientos de diseño o presunciones usadas por el ingeniero proyectista.

Uno de los parámetros más importantes a evaluar en las mezclas de concreto asfáltico en laboratorio, es el real estado de tensiones a fin de valorizar las respectivas propiedades

ingenieriles. Usualmente, la mayoría de las propiedades son medidas en un estado estable o en un rango de tensiones bajas. En muchos casos esto resulta adecuado si sólo se está comparando, en forma relativa, diferentes materiales del concreto asfáltico. Para la evaluación de mezclas, esta comparación relativa resulta inadecuada. Una de las preguntas que debe ser respondida es: El estado de tensiones usado en laboratorio es cercano o se aproxima al que realmente se genera en la calzada bajo tránsito y en la condiciones ambientales reinantes? El estado de tensiones depende de la presión de inflado, tipo de llanta, carga por eje, temperatura, espesor de capas, tipo de pavimento, etc.

Como un ejemplo puede citarse que el Método AASHTO requiere que el módulo resiliente de concreto asfáltico sea medido a 68°F (20°C) de acuerdo con la norma ASTM D4123, para determinar el coeficiente estructural de la capa en la estimación de espesores; es decir que el mismo módulo resiliente o coeficiente estructural, podría ser seleccionado para un material dado, independientemente de las condiciones climáticas. Sin embargo si bien las mezclas registrarán un mismo módulo (a 68°F), su comportamiento será distinto acorde a los registros termométricos del lugar en que se utilice.

Se deduce, por lo tanto, que la temperatura y otros factores ambientales deben ser considerados a fin de establecer condiciones reales en los ensayos y poder evaluar las mezclas en forma certera.

Así para los ensayos de laboratorio se establecen tres temperaturas: 41, 77 y 104°F

(5, 25 y 40°C respectivamente), que son consistentes con los procedimientos AASHTO y ASTM. Para temperaturas extremas, deben considerarse otros registros termométricos, adicionando otros ensayos al programa a fin de cubrir los rangos esperados en el lugar del proyecto.

El estudio de un refuerzo o una rehabilitación constituye uno de los análisis más comunes que se deben hacer en los diseños de mezclas asfálticas. Esta situación significa el pavimentar en forma adyacente al tránsito y habilitar la mezcla al tránsito una vez compactada, es decir tan pronto como sea posible. Ante estas condiciones, el deterioro que primeramente surgirá es el ahuellamiento. No es de esperar sin embargo que un procedimiento de diseño de mezcla, contemple todos los casos particulares de cada construcción, pero a fin de prevenir un ahuellamiento prematuro, se deben considerar algunas restricciones relacionadas con el logro de mezclas más estables.

Se definen dos tipos de ahuellamiento, uno producido por densificación (unidimensional) y otro generado por un movimiento lateral o fluencia plástica del asfalto. El ahuellamiento prematuro más severo y la distorsión de los materiales del concreto asfáltico, están relacionados con la fluencia lateral y la pérdida de resistencia de la mezcla. Sin embargo, no hay modelos empíricos-mecanicistas adecuados a esta situación. En laboratorio hay equipos que han sido usados para evaluar la fluencia lateral, pero con variado nivel de seguridad.

El ahuellamiento causado por la densificación del tránsito, en mezclas con alto contenido de vacíos, no se considera en

el diseño de mezcla inicial, ya que se asume una eficiente práctica constructiva y por ende una apropiada compactación. En los procedimientos corrientes de diseño de mezclas el ahuellamiento y la inestabilidad son provocados por un sobre llenado del total de vacíos con asfalto. El ahuellamiento proveniente de una densificación unidimensional dimensional puede ser estimada mediante el Equipo Giratorio del Cuerpo de Ingenieros (GTM).

En lo que concierne a las fallas por fractura, las mismas evolucionan más rápidamente en presencia de un alto porcentaje de vacíos, que además de generar una mezcla menos resistente, también incrementan la velocidad de oxidación de la película de asfalto. El desarrollo de las fisuras por fatiga se relaciona con la tensión de tracción en la parte inferior de la capa asfáltica. Casi todos los modelos utilizan dos o tres parámetros para conformar la curva de fatiga, que relaciona el número de aplicaciones de carga a alguna condición definida de falla y a una deformación inicial.

Una típica relación utilizada para evaluar la resistencia a la fatiga de las mezclas asfálticas es:

$$N = K_1 (\dot{\epsilon}_t)^{-n}$$

Siendo N el número de aplicaciones de carga por rueda admisible, $\dot{\epsilon}_t$ la deformación por tracción en la parte inferior de la capa asfáltica, y K_1 , n, constantes de regresión por fatiga, determinadas por correlación entre ensayos de laboratorio y de campo. Si bien ambas se vinculan con las propiedades de los materiales, comúnmente se las relaciona con el módulo resiliente (ASTM - D4123).

La fisuración térmica presenta un serio problema en el diseño de mezclas ya que resulta difícil su evaluación y predicción, la razón de esta dificultad está relacionada con las características de envejecimiento y propiedades visco-elásticas del asfalto. Las fisuras por bajas temperaturas se producen cuando las tensiones, causadas por la caída de la temperatura, superan a la resistencia a la fractura de la mezcla. La velocidad de deterioro de este tipo de falla, es dependiente de las propiedades reológicas del asfalto, de las propiedades de la mezcla y de los factores ambientales.

A fin de evaluar la fisuración térmica, deben evaluarse ciertas propiedades críticas de la mezcla y las condiciones ambientales específicas del proyecto. Las propiedades de la mezcla incluyen los ensayos de tensión indirecta, módulo "creep" a bajas temperaturas, tensión de rotura y coeficiente térmico de contracción.

El daño generado por la humedad es debido a la pérdida de adherencia entre el asfalto y el agregado en presencia de humedad. Corrientemente la evaluación del deterioro generado por la humedad, en el AAMAS, es simplemente utilizado como un medio para aceptar o rechazar una mezcla.

La desintegración está relacionada con los materiales y el entorno ambiental, pero la severidad del deterioro depende de la magnitud y frecuencia de las cargas del tránsito. Los desprendimientos (o peladuras) y la reducción del coeficiente de fricción son considerados en el AAMAS. Un aumento en el contenido de asfalto de mezcla, incrementa el espesor de la película de bitumen y reduce el envejecimiento del mismo, minorizando

así la severidad del desprendimiento (o peladuras). Comúnmente, un aumento en el volumen de asfalto, reducirá los vacíos de aire y aumentará la posibilidad de exudación, reduciendo así la resistencia a la fricción.

Las peladuras están directamente relacionadas con la adherencia entre el agregado y el asfalto; los factores que influyen sobre la misma son una combinación de la consistencia del asfalto, el espesor de la película, la limpieza del agregado, su forma y textura, el contenido de vacíos de aire y la absorción. La reducción de la resistencia a la fricción está vinculada con estos mismo factores.

Los deterioros referidos a desintegración si bien son importantes, se consideran en una forma secundaria, ya que no responden a un modelo empírico-mecánico, aunque están relacionados con el comportamiento de la mezcla en servicio.

A continuación se describirán un ejemplo ilustrativo de la aplicación del AAMAS.

Parámetros asumidos:

$N_{8,2} = 5 \times 10^6$ ejes de 8,2 toneladas

$n = 20$ años

presión de inflado: entre 120 y 140 psi.

La estructura de pavimento diseñada es la siguiente:

Carpeta de rodamiento de concreto asfáltico (densamente graduada): espesor 1 ½ pulgada, coeficiente de capa asumido: 0,44/pulg.

Base de concreto asfáltico (densamente graduado): espesor 6 pulgadas, coeficiente de capa asumido 0,40/pulg.

Base de piedra triturada: espesor 12 pulgadas, coeficiente de capa asumido 0,14/pulg.

Subrasante estabilizada con cal en un espesor

de 8 pulgadas.

El número estructural para el pavimento propuesto resulta $SN = 4,74$

El diseño de mezcla para la base de concreto asfáltico se efectuó acorde al método Marshall. El resultado de este diseño dio un contenido de bitumen de 5,4% en peso total de mezcla.

C Evaluación del comportamiento de la mezcla

Mediante el programa ASPHALT se determinó teóricamente el contenido de asfalto requerido para obtener 3% de vacíos de aire, obteniéndose un 4,5% de bitumen valor significativamente menor que el determinado en laboratorio. La granulometría del agregado se acerca a la curva FHWA 0,45 (máxima compacidad).

Se seleccionaron cinco porcentajes de asfalto para preparar las probetas, dos mayores y dos menores, que el obtenido por el programa ASPHALT (3,5; 4,0; 5,0 y 5,5%).

Los resultados de los ensayos de resistencia a la tensión indirecta, módulo resiliente, tensión de rotura y equipo giratorio, para distintos contenidos de asfalto, expresado en % del volumen total, se muestran en la figura 80 (A), así como las características volumétricas (V_a , V_{AM} , RBV y densidad) en la figura 80 (B).

C Coeficiente estructural de capa (AASHTO)

En base al gráfico (figura 81) en que se representan los distintos coeficientes estructurales vs módulos elásticos (a_1 vs E_{CA}), se obtiene para el valor asumido de 0,40/pulg (a_1) y para 77°F (25°C) un módulo elástico mínimo de 300.000 psi (E_{CA}).

Aquellos contenidos de asfalto expresados en volumen, que exceden dicho valor mínimo, están comprendidos en el rango que va desde 6,9 a 9,7%.

C Fractura

La tensión de rotura y el módulo resiliente total medidos sobre especímenes diametrales con diferentes contenidos de asfalto, se grafican (figura 82) a fin de definir el contenido de asfalto, que será aquél que exceda los valores de la mezcla standard. De acuerdo a los puntos graficados, el rango del contenido de asfalto expresado en volumen, abarca desde 6,9 a 9,6%.

C Tensiones de corte

Mediante el equipo de ensayo de corte (giratorio) se definen aquellas contenidos de

asfalto con los cuales la mezcla se torna plástica (significante pérdida en las tensiones de corte) y también aquellos que exceden un valor mínimo absoluto de 50.

La mezcla se torna plástica con un porcentaje mayor al 9% en volumen. Para contenidos menores de bitumen incluidos en el programa de ensayos, la mezcla registra tensiones de corte suficientes.

C Desplazamiento o deformaciones

Para este ejemplo se adoptó un módulo crítico de creep (fluencia o deformación plástica) de 8 ksi, de acuerdo a los valores mínimos que el AAMAS indica para distintos tipos de paquetes estructurales.

| TIPO DE PAVIMENTO | MÓDULO CREEP MÍNIMO (ksi) |
|--|---------------------------|
| 1- Concreto asfáltico sobre base rígida | 10 |
| 2- Capa de rodamiento sobre un full-depth | 8 |
| 3- Capa de rodamiento de un delgado pavimento flexible o capas subyacentes tipo full-depth | 4 |

El contenido de asfalto en volumen requerido para obtener un módulo mayor de 8 ksi, está comprendido entre 7,6% y 9,1%.

A continuación se analizarán las características volumétricas y las propiedades ingenieriles y de compactación, a fin de definir un porcentaje en volumen de asfalto que satisfaga los requerimientos especificados.

En la figura 83 se resumen, de acuerdo a los resultados de los ensayos, los rangos de asfalto aceptables obtenidos. El rango admisible de contenido de asfalto que satisfará todas las propiedades ingenieriles y

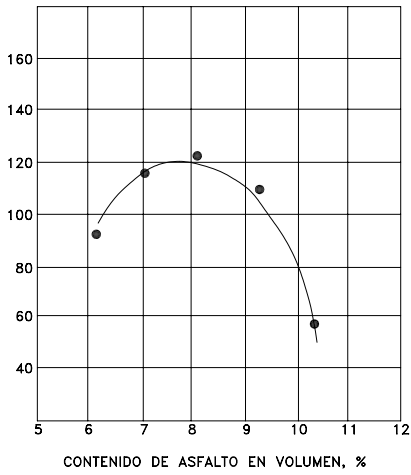
también las relativas a compactación (con excepción de los VAM) está comprendido entre 7,5 y 8,8% en volumen, habiéndose seleccionado un óptimo de 8,1% (aproximadamente 4,6% en peso).

Fabricación, Distribución y Compactación de las Mezclas Asfálticas en Caliente

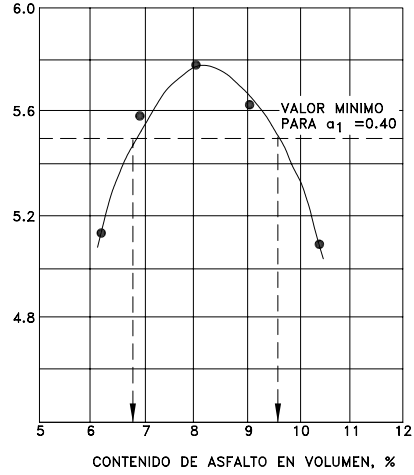
A continuación se harán algunas consideraciones relativas a las plantas asfálticas de tambor secador-mezclador, teniendo en cuenta que las plantas convencionales (por pesadas o bacheadas) son ampliamente conocidas por los técnicos locales.

IDENTIFICACION DEL DISEÑO DE MEZCLA: _____ FECHA: _____
 DESIGNACION DE MEZCLA: _____ PROYECTO: _____
 METODO Y EQUIPO DE COMPACTACION: _____

RESISTENCIA
TENSION
INDIRECTA, psi

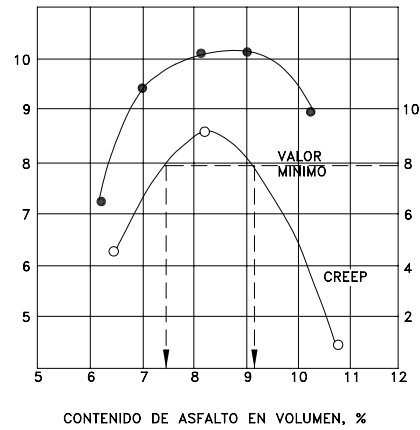


LOG. MODULO
RESILIENTE, ksi
TENSION INDIRECTA



TENSION DE
ROTURA
MILs, pulg.

MODULO
CREEP
ksi



TENSION DE CORTE GIRATORIA, psi
(REVOLUCIONES=_____)

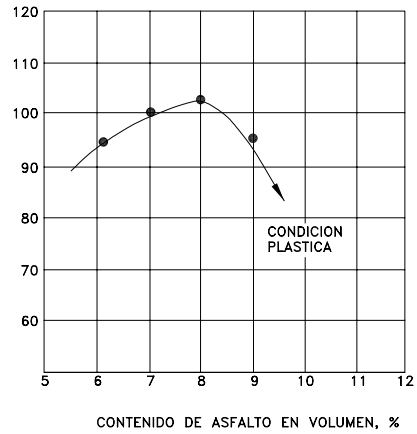


FIGURA 80A

IDENTIFICACION DEL DISENO DE MEZCLA: _____ FECHA: _____
 DESIGNACION DE MEZCLA: _____ PROYECTO: _____
 METODO Y EQUIPO DE COMPACTACION: _____

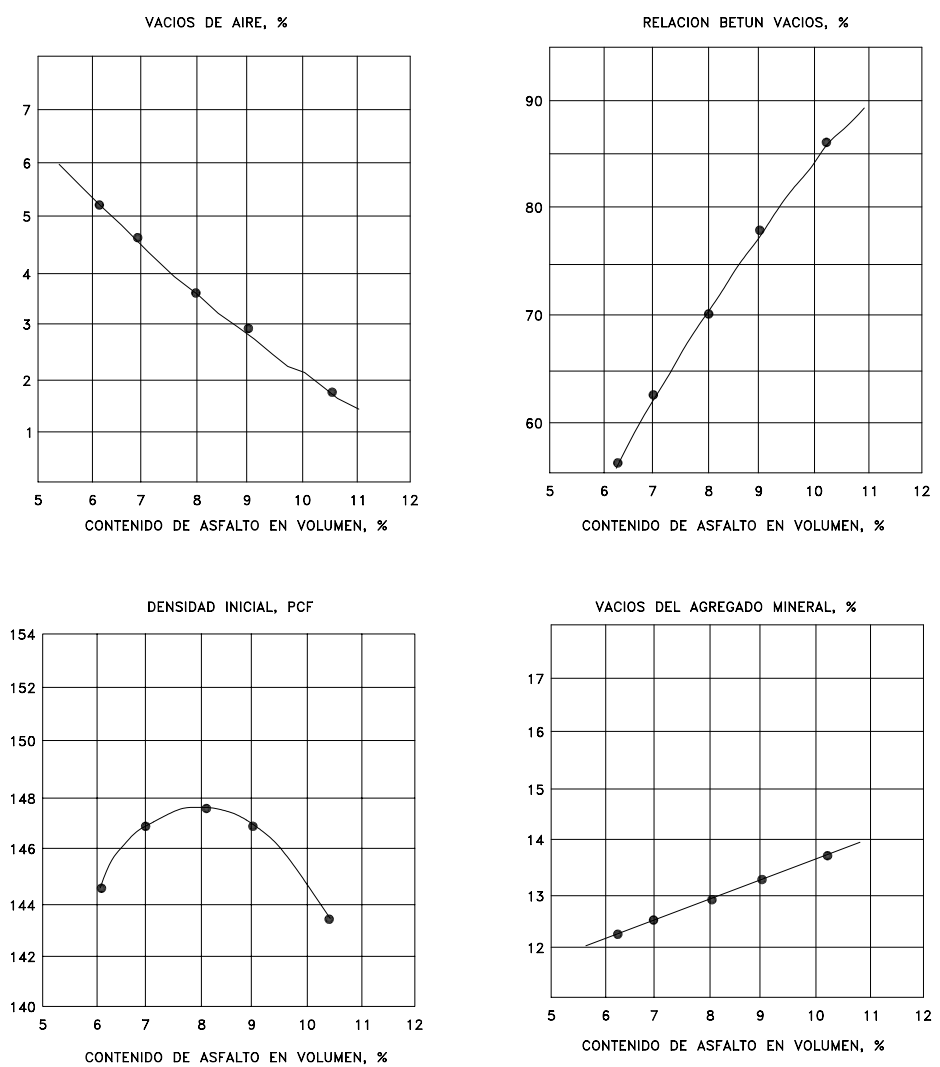
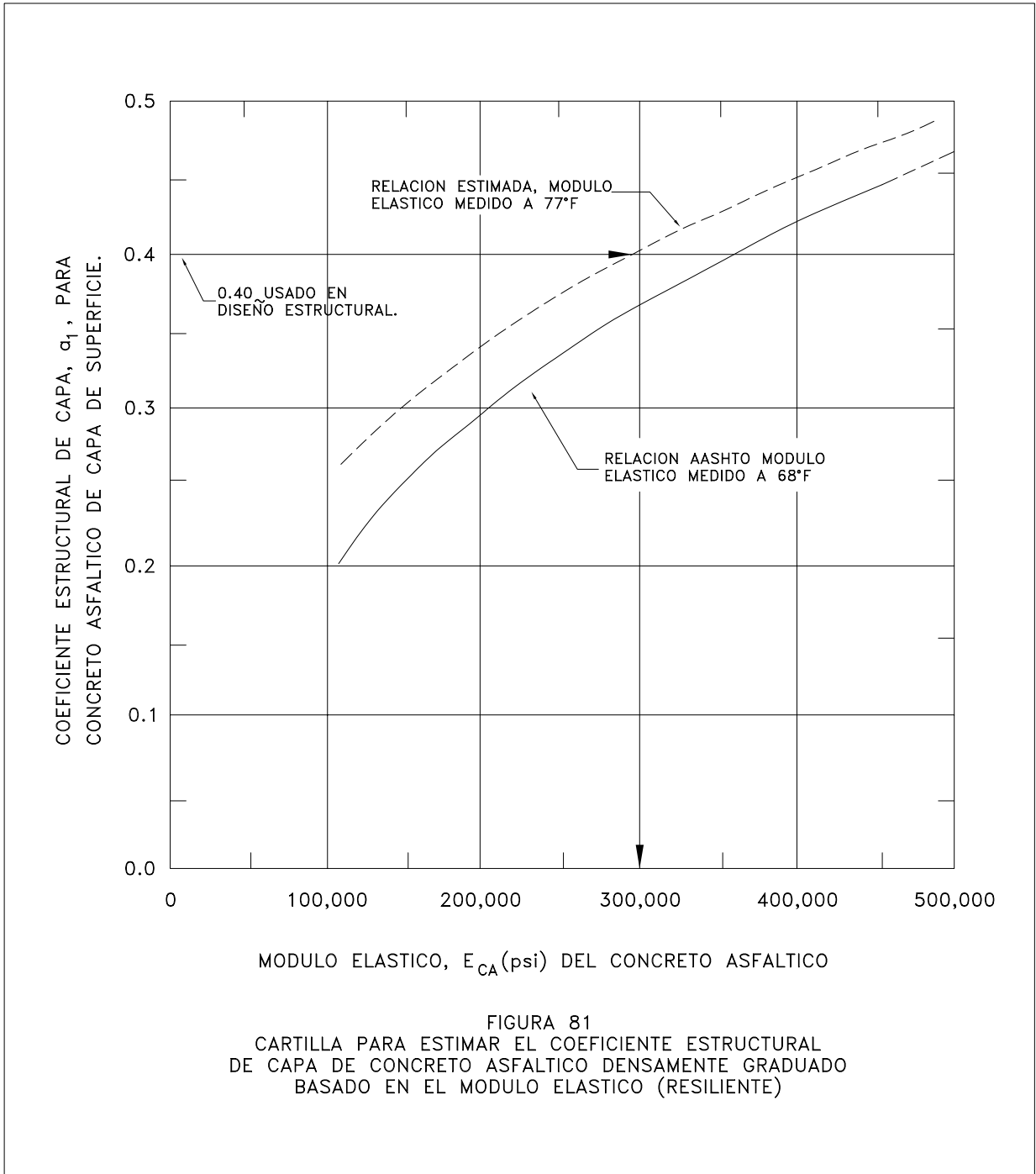


FIGURA 80B



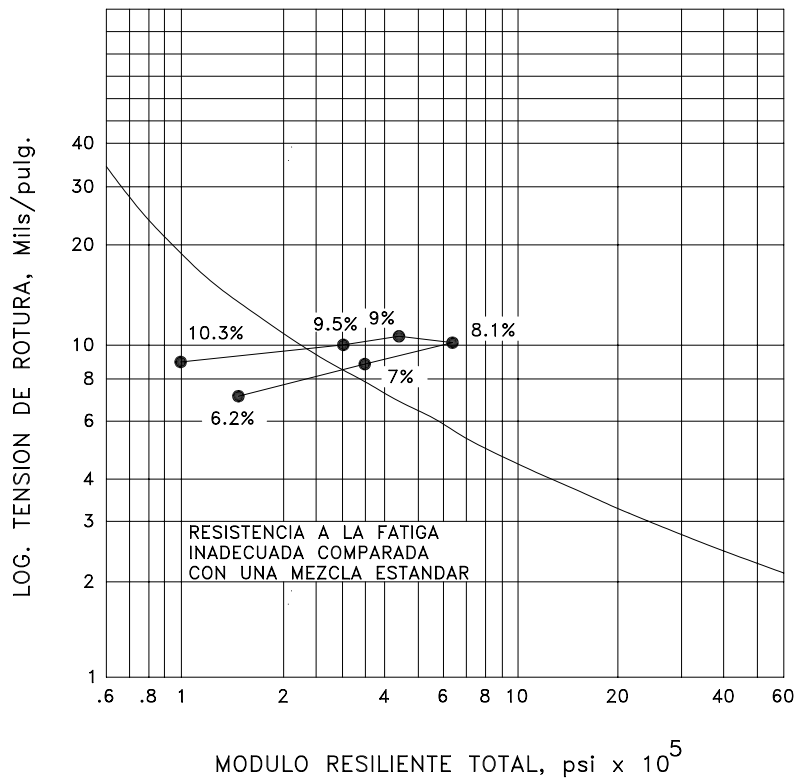


FIGURA 82
 MINIMA TENSION DE ROTURA PARA UNA MEZCLA EN
 FUNCION DEL MODULO RESILIENTE TOTAL, MEDIDO
 CON LA TECNICA DEL ENSAYO DE TENSION INDIRECTA.

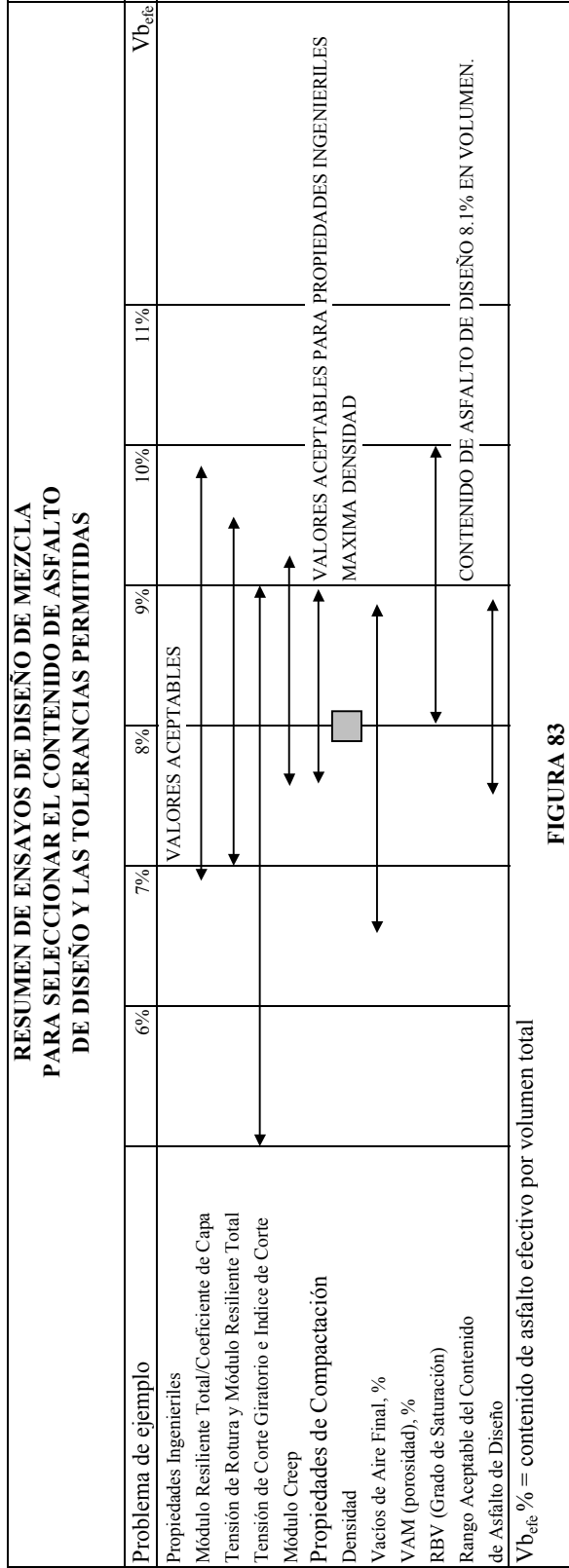


FIGURA 83

La característica principal de las plantas de tambor secador-mezclador radica en que el secado y calentamiento de los agregados, la inyección de asfalto y el proceso de mezclado se realiza en el interior del tambor secador. Con respecto a las plantas convencionales se suprime el elevador en caliente, zarandas, silos de agregados en caliente y mezclador. Además las plantas con tambor secador-mezclador permiten la utilización de mezclas existentes removidas para reciclar o recuperadas, las que se pueden introducir al tambor por una entrada independiente a la de los agregados vírgenes, de modo que pueden procesarse mezclas con el 100% de materiales nuevos o en combinación de éstos con material recuperado (reciclado). Los principales elementos que las constituyen se indican a continuación para posteriormente proceder a describirlos.

- Tolva de alimentación en frío.
- Cinta colectora.
- Zaranda de rechazo.
- Cinta transportadora pesadora.
- Sensor de velocidad de cinta.
- Dispositivo de pesaje.
- Tambor secador mezclador.
- Boca de entrada para áridos de reciclaje.
- Eliminador de polvo.
- Elevador de mezcla.
- Tolva antisegregación.
- Silo de almacenaje de mezcla asfáltica.
- Cabina de control.
- Silo de almacenaje de filler.
- Tolva de alimentación en frío

Se requiere una correcta dosificación de las tolvas de alimentación en frío, dado que no se cuenta con el proceso de clasificación en caliente (zarandas). Por lo tanto, a fin de garantizar una composición granulométrica

correcta de la mezcla, resulta marcadamente importante una alimentación precisa por parte de los silos en frío.

En general poseen cuatro tolvas, donde cada una dispone de un alimentador de cinta de velocidad regulable desde la cabina de control y calibrado en porcentaje de velocidad (referida a una máxima). La salida de material de cada tolva se produce a través de una compuerta cuya abertura se ajusta manualmente. Cada uno de los alimentadores dispone de un palpador de nivel, que en caso de falta de material acciona una alarma en la cabina de control. El material clasificado por las tolvas cae sobre una cinta colectora, que a su vez descarga sobre la cinta transportadora pesadora. En este tipo de planta el filler se incorpora directamente al tambor.

- Cinta transportadora con dispositivo de pesaje
- Consiste en una cinta standard de 14 a 15m y un ancho de 60 a 65cm que cuenta con un dispositivo de pesaje accionado por un motor.

En el tambor de cola de la cinta, tiene instalado un sensor de velocidad que provee una información constante de la velocidad real de la cinta en todo momento.

La medida del peso se efectúa en uno de los rodillos de la cinta que se halla instalado en un puente articulado, de manera que transmite el peso a una célula de carga. El registro del peso asociado a la señal de velocidad proveniente del sensor, permite conocer la producción instantánea de los áridos sobre la banda, la que es permanentemente informada en una pantalla instalada en la cabina de mando.

- Tambor secador-mezclador

Si bien es parecido a un tambor secador clásico, se destacan algunas particularidades:

1) Los materiales son introducidos del lado del quemador y se desplazan en el sentido del desarrollo de la llama.

2) El asfalto es introducido en el interior del tambor a través de un caño.

3) La forma y disposición de las paletas del tambor están diseñadas de tal modo que concurren al desarrollo de películas o pantallas de materiales que pueden jugar un papel distinto según su posición en el secador (protección del asfalto del fuego, limpieza de polvo). En algunas plantas sobre un sólo chasis viene montado el quemador, el tambor y el sistema de depuración de gases. El quemador posee un soplante accionado por un motor (alimentado por fuel-oil o gas natural), disponiéndose en la casilla de un mando remoto manual o automático. A la entrada del tambor generalmente se dispone de una tolva con by-pass para desviar el material proveniente de la cinta de alimentación. Este dispositivo se emplea para la calibración de básculas y tolvas o para cargar camiones.

El tambor propiamente dicho generalmente mide de 1,80 a 1,90 m de diámetro y de 7,90 a 8 m de longitud y es movido por un motor de 50 HP. Aproximadamente a 4,50 m de la salida del tambor está instalado el anillo de entrada para el material reciclado, disponiendo el propio tambor de unas compuertas que permiten la entrada de dicho material. Entre la base de entrada del reciclado y la salida del tambor se produce la inyección de asfalto por gravedad a través de

un tubo flexible. En el mismo lugar y a través de un tubo paralelo al del asfalto se inyecta el filler. La distribución de asfalto se hace por contacto de los materiales entre sí.

- Eliminador de polvo

A partir de la inyección de asfalto, los materiales mezclados con él juegan un papel similar al de un filtro, por la fijación de las partículas finas que son arrastradas por el flujo gaseoso que recorre el tambor. Por esta razón, en este tipo de plantas las concentraciones de polvo a la salida del secador son menores que las que se producen en las plantas convencionales. Algunas plantas disponen de un sistema depurador de gases por vía húmeda (lavador de tipo horizontal), cuya eficiencia se regula variando la sección de entrada por lo que varía la velocidad de los gases en la zona de pulverizado de agua. El ventilador aspirante está accionado por un motor de 75 HP y la variación del tiro de gases se efectúa desde la cabina de control.

- Sistema de inyección de asfalto

Consta de los siguientes elementos:

1) bomba de asfalto de caudal constante

2) válvula dosificadora de asfalto con accionamiento remoto desde la cabina

3) llave de tres vías con accionamiento neumático que permite abrir o cerrar la inyección de asfalto al tambor mezclador.

4) medidor de flujo de asfalto, que envía al sistema de control la información ya corregida por temperatura

5) llave de tres vías para dar paso hacia el

tambor o retornar al tanque; se utiliza para el calentamiento del medidor de flujo antes del arranque de cada jornada de trabajo.

6) llave de tres vías para toma de muestras

7) palpador de paso de asfalto, cuya función es avisar si falla la inyección de asfalto, deteniendo automáticamente la planta.

Desde este conjunto de elementos parte un tubo rígido calefaccionado que termina en un tubo flexible acoplado al mismo que se introduce al tambor secador-mezclador y efectúa la inyección de asfalto. Siendo la posición de este tubo ajustable (se desliza por dentro del tubo rígido) es posible adelantar o atrasar el punto de inyección.

- Sistema de inyección del filler

La inyección de filler se efectúa con aire comprimido con un dosificador cuya velocidad se regula desde la cabina. Desde el dosificador parte una manguera flexible que se conecta a un tubo paralelo al del asfalto, evitándose así el arrastre de dicho material por la corriente de aire del tambor.

- Sistema de elevación y almacenaje de las mezclas asfálticas elaboradas

La mezcla asfáltica ya procesada descarga al exterior del tambor secador mezclador, sobre un elevador inclinado del tipo de cadena con cangilones, que transporta la mezcla al silo de almacenaje. El elevador está dotado de un sistema de calefacción (circuito con calefacción de aceite) y tiene en la parte superior una tolva anti-segregación con compuerta accionada por temporizadores, y un dispositivo que abre la compuerta en el caso de que la tolva se llene. La tolva anti-segregación descarga en un silo de

almacenamiento que permite alojar de 55 a 60 toneladas de material usualmente.

- Cabina de control

En ella se ubica todo el control eléctrico y de mando de la planta asfáltica. A continuación se indican sólo aquellos dispositivos que intervienen en la dosificación y control de producción de mezclas asfálticas.

* Indicador del porcentaje de velocidad de cada una de las cintas ubicadas debajo de las tolvas de áridos, con su correspondiente mando de arranque y parada y de variación de velocidad. Existen cuatro indicadores (uno para cada tolva de árido virgen) y uno adicional (para la tolva de material reciclado).

* Computadora de control, pantalla y teclado de entrada de datos.

La función de la computadora es calcular la cantidad de asfalto, filler y otros aditivos, para una proporción de áridos que se está midiendo constantemente. Los datos para el funcionamiento automático que se introducen mediante el teclado de entrada son los siguientes: porcentaje de asfalto, peso específico del asfalto, porcentaje de filler, porcentaje de aditivo, porcentaje de humedad del total de áridos virgen, porcentaje de humedad del material reciclado; demora de arranque y demora de parada.

Estos dos últimos datos sirven para el arranque y la parada introduciendo el tiempo que debe transcurrir, en el arranque, desde que la báscula de la cinta comienza a pesar áridos hasta que se abre la válvula de asfalto, y en la parada, desde que deja de pesar áridos, hasta que corta la válvula de asfalto.

La computadora recibe como información del dispositivo de pesaje el peso instantáneo de los áridos (medidos en ton/hora); como lo que se pesa son los áridos húmedos, ella misma se encarga de reducirlo a peso seco, acorde a la humedad que se le dio como dato de entrada. Con el peso seco de áridos como información la computadora se encarga de dosificar la correspondiente cantidad de asfalto, filler y aditivos en base a los porcentajes que fueron entregados como datos de entrada. Una pantalla se encarga de proporcionar la información del proceso productivo informando sobre la producción instantánea en ton/horas y sobre la producción total acumulada en toneladas.

* El pupitre de mando del quemador incluye y registra: el termómetro de mezcla con selector de temperatura de funcionamiento, el termómetro de gases con selector de temperatura y sistema de seguridad, un registrador gráfico de temperaturas de mezcla y el mando de las válvulas de fuel-oil con accionador manual automático. Para el funcionamiento se elige la temperatura de mezcla que se fija a través del selector.

* El pupitre de mando del asfalto: se comanda a partir de un selector la inyección del asfalto al tambor o el retorno del asfalto al tanque (by-pass) y con otra llave se comanda el aumento o disminución de la apertura de la válvula dosificadora del asfalto.

* El pupitre de mando de filler y aditivos también se ubica en la cabina de control.

Calibración

1) La primera operación consiste en la verificación de la fidelidad del dispositivo de pesaje. Para ello basta con hacer circular la cinta transportadora en vacío y hacer actuar un sistema de pesas que se tiene para tal efecto, que crea una carga sobre la célula de por ejemplo 69,4 ton/hora. Dado que conviene hacer actuar las pesas en forma continua durante un período de tiempo, se pueden adoptar por ejemplo 6 minutos, con lo que la producción acumulada debería ser de 6.940 Kg. De no obtenerse dicho registro, se calibra la misma mediante tornillos que posee para tales fines, llevándola al valor indicado. 2) Se procede a la determinación de las curvas de calibración: ton/hora-porcentaje de velocidad para cada tolva individual. La abertura de la compuerta de salida se fija a priori, cuidando que por lo menos sea el triple del tamaño máximo en cada caso. Esta tarea es simple ya que la pantalla indica la producción horaria en forma instantánea y continua. Para una mayor confiabilidad, pueden verificarse los pesos con la báscula de obra, lo cual es facilitado por el by-pass que se dispone antes de ingresar los áridos al tambor. 3) Prefijada la producción total horaria, se calcula el aporte de cada árido en función de la fórmula de mezcla. Entrando con el mismo a la curva de calibración se obtiene el porcentaje de velocidad correspondiente. 4) Calibración del cemento asfáltico: como el sistema de inyección del asfalto es comandado por la computadora en función del peso seco de áridos, lo que se hace es verificar que para una determinada cantidad de agregados, la entrega de asfalto es la correcta, procediéndose del siguiente modo: a) se baja la pesa patrón, situación que simulará un pasaje de áridos sobre la cinta, b) se le da al control de datos el porcentaje deseado de cemento asfáltico, c) mediante la

llave selectora de tres vías (ubicada detrás del caudalímetro) se deriva el asfalto a un recipiente adecuado, d) se pesa el asfalto obtenido en la cantidad de tiempo de prueba y se la relaciona al valor indicado en la pantalla y al valor teórico de los agregados. 5) Calibración del filler: el proceso es similar al anterior, una vez pesado el filler derivado se calcula el porcentaje de filler referido a 100% de agregados.

Recomendaciones:

- Un aspecto importante a considerar es la búsqueda de la adecuada combinación combustible-aire en el quemador, de modo que la llama sea efectiva y no degrade al asfalto. Generalmente las plantas con tambor secador-mezclador tienen para lograr tales efectos, unas aletas en las toberas de aire, las cuales variando su posición permiten lograr el efecto mencionado.

- Debe prestarse especial atención a la ubicación del punto de inyección del asfalto; el mismo debe estar ubicado a una distancia tal de la boca de salida que permita un adecuado mezclado, pero no tanto que permita que al asfalto lo afecte la llama del secador.

- Por la carencia de silos en caliente y por el sistema de dosificación de estas plantas, es fundamental un correcto aporte de las tolvas de alimentación en frío; incidiendo en ello: a) la dispersión granulométrica de los materiales, b) la uniformidad de la humedad de los mismos, c) una correcta calibración. Los puntos a) y b) conllevan a la necesidad de un correcto tratamiento en la formación de los acopios y en la extracción de material de los mismos, además de contar con materiales que no presenten excesiva dispersión granulométrica. Dado que la humedad de los áridos se ingresa como dato a la

computadora, resulta importante que la misma sea representativa del material que se está procesando.

- Por último debe tenerse en cuenta que dada la evolución tecnológica, la calidad del producto procesado está íntimamente ligado a la fiabilidad de los circuitos electrónicos, por lo que se deberá prestar una especial atención a la verificación periódica de la veracidad de las distintas informaciones.

Distribución y compactación de la mezcla asfáltica

Es fundamental que la terminadora o distribuidora funcione correctamente. Todas las terminadoras modernas autopropulsadas consisten en dos unidades principales, la unidad tractora y la unidad alisadora flotante.

La mayoría de los puntos que deben controlarse involucran las partes que trabajan o partes móviles de la terminadora, tales como: las orugas, la barra compactadora, los vibradores, la plancha, los sinfines distribuidores, el motor regulador, el embrague y el transportador a tablitas (alimentador) en la tolva.

Al finalizar cada jornada de trabajo, se debe proceder a una limpieza general de la distribuidora; deben pulverizarse con un destilado de petróleo la tolva autovaciante, los alimentadores, los tornillos distribuidores, la barra compactadora y la plancha, a fin de lograr un arranque suave el próximo día.

La unidad tractora debe ejercer una tracción continua y suave sobre los brazos de tracción de la plancha; debe controlarse el regulador del motor para que opere adecuadamente. En las máquinas con neumáticos se debe

controlar la presión de aire de las cubiertas y en las montadas sobre orugas, las mismas deben estar ajustadas pero no tirantes.

Los sinfines distribuidores están montados sobre la unidad tractora; las compuertas de control de flujo (en la parte trasera de la tolva) pueden ser manipuladas para graduar el paso del material hacia los sinfines distribuidores. Los controles del alimentador deben ajustarse junto con las compuertas de la tolva, para que el alimentador mantenga un espesor constante de material en frente del sinfín. Una variación en el nivel del material en los sinfines distribuidores, cambiaría el balance de fuerzas que actúan sobre la plancha, provocando que la misma cambie de elevación y se produzca una onda en la superficie del pavimento.

La unidad alisadora va compensando automáticamente las irregularidades de la superficie dentro de la distancia que abarca la terminadora. A medida que la unidad tractora tira a la plancha sobre el material, ésta buscará el nivel flotando hacia arriba o abajo, hasta el espesor requerido conforme al ajuste del ángulo de ataque de la plancha, por medio de los controles de espesor. Debido a que la plancha está continuamente tratando de mantener a todas las fuerzas en equilibrio, es fundamental ajustar correctamente las compuertas de control de flujo, tener el alimentador de tablitas operando uniformemente, mantener una altura uniforme del material en el frente de la plancha y no descontrolarla. La plancha puede estar equipada con barras de apisonar ubicadas a lo largo del borde de guía; con unidades vibratorias montadas en el marco o en la plancha; o con una combinación de barras y vibradores.

En la década del '50 se utilizaba un aparato de control de plancha operado manualmente, a fin de asegurar una superficie lisa del pavimento. El sistema de control automático ha ido evolucionando, llegándose al uso de sensores electrónicos que controlan la pendiente longitudinal y transversal.

En pequeñas obras de pavimentación resulta a veces más conveniente y económico usar una terminadora remolcada. Las terminadoras remolcadas se unen a la parte trasera de un camión volcador que transporta la mezcla asfáltica desde la planta. El material se deposita en la tolva de la terminadora y cae directamente a la base. A medida que el camión se mueve hacia adelante, el material es golpeado hacia abajo por medio de una hoja, una cuchilla, o por la plancha y es alisado por ésta o por rodillos. Muchas terminadoras remolcadas tienen plancha flotante; la terminadora debe cargarse a una velocidad uniforme para un ajuste determinado de la plancha, si la velocidad de remolque varía, la distribución variará su espesor.

En lo que concierne a la compactación de la mezcla, los equipos recomendados universalmente son: los rodillos tandem de acero, neumáticos y vibratorios.

Las aplanadoras tandem con rodillo de acero, usadas en pavimentos asfálticos varían desde 2,7 ton hasta más de 13,0 ton, variando los diámetros de los rodillos desde 100 a 150 cm; se recomienda generalmente un peso mínimo de 9,0 ton y cuanto mayor sea el diámetro del cilindro, menor será la tendencia a hundirse en la mezcla. Es recomendable el uso de esta aplanadora tandem con ruedas de acero para el rodillado inicial y de terminación.

Las principales ventajas del uso de rodillos neumáticos son: el amasado durante el proceso de compactación y la presión de inflado variables que permite modificar la presión de contacto.

Los factores que intervienen para su mayor o menor eficiencia son: tamaño de las cubiertas, número de telas, carga sobre la rueda, presión de inflado de la cubierta. El rango de la presión y área de contacto deben ser el criterio principal para clasificar los rodillos neumáticos a usar.

Estos rangos varían con el tamaño y el tipo de cubierta, carga de rueda y presión de inflado.

Los rodillos vibratorios, adecuadamente usados, tienen la capacidad para compactar las mezclas asfálticas en capas de mayor espesor y a más altas densidades, con el mismo número de pasadas, o en menor cantidad de pasadas que el total combinado de rodillo liso metálico y rodillo neumático; para usarlo adecuadamente se deben tener bien claros los factores básicos que influyen la compactación vibratoria. Para pavimentación de calles, caminos y aeropuertos se recomiendan rodillos vibratorios de 6,0 a 15,5 ton.

Las vibraciones se generan por pesos excéntricos sobre ejes rotativos independientes, cuya velocidad de rotación determina la frecuencia. El peso del excéntrico, su distancia desde el eje y el peso del cilindro determinan la amplitud nominal del cilindro de la aplanadora. Algunos equipos tienen frecuencia fija y amplitudes variables, otros tienen la frecuencia y la amplitud variables. En capas finas y mezclas

trabajables se consiguen los mejores resultados con alta frecuencia y baja amplitud; se requiere una alta frecuencia cuando se desea reducir la separación del impacto y así evitar las ondulaciones sobre la superficie.

El grado y espesor de compactación dependen de un número de factores, siendo los principales el peso total que acciona sobre el cilindro, la frecuencia y amplitud de las vibraciones del compactador y las propiedades físicas de la mezcla asfáltica.

Otros factores influyentes son el área y dimensiones de la superficie de contacto de los cilindros de la aplanadora y la velocidad de trabajo de la misma.

Debido a la complejidad de estas relaciones no puede predecirse cuál es la combinación correcta; el criterio a aplicar será fruto de la experiencia y resultados de pruebas reales en obra. Dentro de los rangos recomendados por el fabricante, se deben ajustar las combinaciones que mejor resultados permitan obtener "in situ".

En lo que concierne al transporte de la mezcla asfáltica desde la planta hasta la obra, los camiones utilizados deben estar en perfectas condiciones mecánicas y las superficies que están en contacto con la mezcla deben estar limpias y lisas, sin abolladuras, agujeros o grietas. Para pintar la caja de los camiones puede usarse una solución ligera de agua y cal o una solución de jabón o detergente; posteriormente al pintado o pulverizado, la caja de los camiones debe ser drenada; no deben utilizarse derivados del petróleo para pintarlas.

Los camiones de transporte deben controlarse para asegurar que no se produzca un contacto directo entre la estructura del camión y la terminadora, y que la caja del camión no hunda la terminadora durante la operación de vuelco; si se registraran estas condiciones el resultado sería un pavimento rugoso.

Antes de que comience el proceso de compactación deben estar disponibles las herramientas manuales adecuadas, con su correspondiente equipo de limpieza y calentamiento (rastrillos, palas, raspadores, pisones manuales, pequeños compactadores vibrantes mecánicos, herramientas para el corte y pintado de juntas, reglas, plancha alisadora, tirantes y tacos para soportar la plancha de la terminadora al comenzar las operaciones, etc).

Es fundamental un balance adecuado entre la capacidad de la planta, transporte disponible (número y capacidad de los camiones), equipo de distribución y equipo de compactación.

Una obra satisfactoria requiere una cooperación estrecha entre los inspectores de planta y de pavimentación. Familiarizándose con las operaciones de planta, el supervisor de la pavimentación, puede determinar más fácilmente sin son necesarios cambios en la planta para mejorar la mezcla. Y familiarizándose con las operaciones de la pavimentación, el supervisor de planta puede determinar más fácilmente qué cambios son requeridos para mejorar la producción.

Debe tomarse regularmente la temperatura de la mezcla, si la misma cae fuera de los límites o tolerancias especificadas, debe notificarse al técnico de planta para que pueda hacerse la

corrección.

Algunas indicaciones en las mezclas asfálticas en caliente detectables fácilmente y que pueden requerir una acción correctiva, son:

- a) humo azul, indica pastón sobrecalentado
- b) apariencia rígida indica mezcla fría
- c) mezcla aplastada en el camión, indica demasiado asfalto
- d) apariencia muy brillante, indica exceso de asfalto
- e) apariencia opaca, seca, indica deficiencia de asfalto
- f) vapor que se eleva, indica exceso de humedad
- g) segregación, indica un manipuleo inadecuado
- h) contaminación, indica presencia de kerosene, fuel-oil, aceite, o plástico, papel, basura en o sobre la mezcla

La mayoría de las mezclas se compactan fácilmente si se distribuyen y rodillan a una temperatura que asegure una adecuada viscosidad (consistencia) del asfalto. El rodillado debe comenzar inmediatamente después de que el material ha sido distribuido por la terminadora, teniendo cuidado de que el rodillo no produzca movimientos laterales y tratando de evitar ondas en la superficie. Si durante la construcción no se obtiene una densidad satisfactoria, el tránsito posteriormente provocaría el ahuellamiento de la calzada. Los principales factores que influyen en una correcta compactación son : las propiedades de la mezcla, la susceptibilidad térmica del asfalto, la temperatura de la mezcla, el estado de la base sobre la que se apoya la mezcla, el espesor de la capa, la contención lateral, el equipo de compactación, el modelo y procedimiento de

rodillado (usualmente nominado "patrón de compactación" y determinado in situ) y las condiciones climáticas reinantes.

En la mezcla asfáltica, las partículas del agregado se orientan en posición por la acción de los vibradores o el pisón de la terminadora, alcanzando durante este proceso aproximadamente el 80% de su probable densidad final.

Inmediatamente después de la distribución de la mezcla, los rodillos completan la compactación hasta la densidad requerida. Para obtener los mejores resultados se recomienda la combinación de rodillos de

acero estáticos y rodillos neumáticos; rodillos vibrantes y estáticos de acero o rodillos vibrantes usados como estático y vibrante.

Las ruedas de las aplanadoras deben mantenerse húmedas durante la compactación, con la cantidad de agua necesaria y suficiente para impedir que las ruedas levanten el material.

Las aplanadoras deben moverse a una velocidad uniforme y reducida. La velocidad de máxima eficiencia varía con el tipo de aplanadora y con el tipo de rodillado inicial, intermedio o final; las máximas velocidades para las diferentes operaciones son:

| TIPO | PASADA | | |
|------------------------------------|----------|------------|----------|
| | INICIAL | INTERMEDIA | FINAL |
| APLANADORA LISA DE ACERO, ESTÁTICA | 3 km/h | 5 km/h | 5 km/h * |
| RODILLADO NEUMÁTICO | 5 km/h | 5 km/h | 8 km/h |
| RODILLO VIBRATORIO | 4-5 km/h | 4-5 km/h | — |

* También puede utilizarse un rodillo vibrante en condición de estático.

Debe establecerse para cada caso un modelo de rodillado o patrón de compactación que producirá la cobertura más uniforme de la trocha a pavimentar.

En lo que concierne a las requisitos de aceptación, el Asphalt Institute recomienda que la producción de mezcla asfáltica se divida en partes, cada una igual a la producción de un día o jornada de trabajo. La densidad promedio a exigir de cada parte, será determinada midiendo la densidad promedio de seis probetas compactadas en laboratorio con mezcla procesada en planta y representan a muestras tomadas al azar de los camiones que transportan mezcla a la obra.

El promedio de cinco determinaciones de densidades de testigos de obra ejecutada, debe ser igual o mayor que el 96% del promedio de densidades de las seis probetas compactadas en laboratorio con mezcla elaborada en planta, con ninguna determinación individual menor que el 94%. Si se usa como valor comparativo el máximo peso específico teórico, el promedio de las densidades de obra debe ser igual o mayor al 92% del máximo peso específico teórico y ninguna determinación individual debe ser menor que el 90% de dicho valor. (Ver Diseño de Pavimentos Flexibles, Acápite Método del Asphalt Institute).

Teniendo en cuenta las altas temperaturas que regularmente imperan en el país, se recomienda exigir que el promedio de las densidades de obra sea mayor o igual al 97% del promedio de las seis probetas compactadas en laboratorio con mezcla procesada en planta y que ninguna determinación individual sea inferior al 95%; para el caso de utilizarse como valor comparativo el máximo peso específico teórico, correspondería un 93% y un 91% para promedio y determinaciones individuales respectivamente.

La experiencia y la técnica indican que no es conveniente incrementar o reducir estos límites, ni aceptar los valores obtenidos dentro de ciertos rangos que escapan a los especificados, ni aplicar multas cuando no se alcanzan dichos umbrales. A lo sumo se puede admitir que una producción diaria que no alcance los valores exigidos por escasa diferencia, quede en condición de "observada" hasta la Recepción Final. No se procederá a su pago hasta ese momento y se hará un seguimiento continuo de su comportamiento a fin de denotar cualquier anomalía provocada por su falta de densificación, se exigirá la remoción del material que conforma la capa en la sección "observada" y la reconstrucción de la misma cumpliendo las condiciones exigidas, dicha operación correrá a cuenta y riesgo de la empresa constructora.

A continuación se adjuntan los Cuadros I y II del Asphalt Institute, donde están reunidos en el primero los tipos de deficiencia, con sus posibles causas, de las mezclas en planta elaboradas en caliente y en el segundo se indican las posibles causas de imperfecciones en los pavimentos terminados. Cabe aclarar

que toda deficiencia en el comportamiento de un concreto asfáltico debe ser analizada en forma integral, mediante toma de muestras de carpeta, base, subbase y subrasante, a fin de determinar su causa u origen y la forma de solucionar el problema. Se debe también constatar el diseño, a fin de verificar que las fallas no son provocadas por una insuficiencia estructural.

CONSIDERACIONES RELATIVAS A ESTABILIZADOS GRANULARES

C O N S I D E R A C I O N E S G E N E R A L E S

Se entiende por estabilización de suelos, al conjunto de procesos físicos, químicos y físicos-químicos tendientes a modificar las propiedades de los suelos, haciendo que el material "suelo" sea adecuado para la utilización prevista, evitando así el uso de otros materiales no disponibles o más costosos. Las propiedades que generalmente interesan mejorar son: cambios de volumen por variación de humedad, comportamiento bajo cargas, la impermeabilidad y la compresibilidad.

De acuerdo a Winterkorn, los diferentes tipos de estabilizaciones son:

1- Estabilización mecánica que involucra el manipuleo y compactación de los suelos para obtener su densificación.

2- Estabilización física, que pretende la obtención de una granulometría adecuada ya sea mediante el agregado de materiales granulares o cohesivos o ambos a la vez, al suelo original.

| POSIBLES CAUSAS DE DEFICIENCIAS | |
|--|---|
| A | Asfaltos de mala calidad |
| A | Áridos demasiado húmedos |
| A | Separación deficiente entre acopios |
| A | Mala regulación de compuertas aliment. áridos |
| A | Capacidad secador insuficiente |
| A | Exceso pendiente del tambor secador |
| A | Operación deficiente del secador |
| A | Indicador temperatura mal calibrado |
| A | Temperatura excesiva de áridos |
| A | Tamices desgastados |
| A | Mal funcionamiento del cribado |
| A | Mal funcionamiento de los rebosaderos |
| A | Tolvas comunicantes |
| A | Segregación de áridos en las tolvas |
| A | Arrastre áridos por cribas sobrecargadas |
| B | Balanzas áridos mal calibrados |
| B | Deficiencia de pesadas |
| A | Alimentación de filler no uniforme |
| A | Áridos insuficientes en tolvas en caliente |
| B | Secuencia de pesada incorrecta |
| A | Asfalto insuficiente |
| A | Asfalto en exceso |
| A | Mala distribución del asfalto sobre áridos |
| B | Balanza asfalto mal calibrada |
| C | Medidor del asfalto mal calibrado |
| B | Pastones demasiado grandes o pequeños |
| B | Tiempo mezclado incorrecto |
| A | Paletas mal ajustadas o desgastadas |
| A | Compuerta de descarga defectuosa |
| C | Alimentación de asfalto y áridos no sincroniz |
| A | Caidas ocasionales de polvo en las tolvas |
| A | Operación irregular de la planta |
| A | Toma de muestras defectuosas |
| <p>Posibles Causas de Deficiencias de las Mezclas en Planta Efectuadas en Caliente</p> <p>A. SE APLICA A INSTALACIONES TIPO CONTINUO O DISCONTINUO. B. SE APLICA SOLAMENTE A INSTALACIONES DISCONTINUAS. C. SE APLICA SOLAMENTE A INSTALACIONES CONTINUAS</p> <p>TIPOS DE DEFICIENCIAS</p> | |
| A | Contenido asfalto distinto de la fórmula de la obra |
| A | Granulometría áridos distinta de la fórmula obra |
| A | Exceso de finos en la mezcla |
| A | Dificultad mantener temperatura uniforme |
| A | Pesadas de los camiones difieren de las de planta |
| A | Asfalto libre sobre la mezcla en el camión |
| A | Polvos gruesos no recubiertos con asfalto |
| A | Polvo libre sobre la mezcla en el camión |
| A | Áridos gruesos no recubiertos con asfalto |
| A | La mezcla en el camión no es uniforme |
| A | La mezcla en el camión es muy rica de un lado |
| A | La mezcla fluye en el camión |
| A | Mezcla quemada |
| A | Mezcla demasiado marrón o gris |
| A | Mezcla demasiado rica |
| A | La mezcla desprende humos en el camión |
| A | La mezcla desprende vapor en el camión |
| A | La mezcla tiene aspecto mate en el camión |

Cuadro I

3- Estabilización físico-química, que se refiere al cambio de las propiedades de los suelos por efectos físico-químicos de superficie mediante la adición de cal, cementos o materiales impermeabilizantes.

En la terminología vial, suelen utilizarse las siguientes denominaciones, para designar los distintos tipos de estabilizaciones.

- Compactación especial
- Estabilización granulométrica
- Suelo - cal
- Suelo - cemento
- Suelo - betún
- Estabilización con agentes químicos.

La compactación es indispensable en todos los demás tipos de estabilizaciones de suelo. En la figura 84 se transcribe un diagrama del Bureau of Public Roads, para ubicar en función de dos características (IP y P # N° 200) del suelo disponible, el probable tipo de agente estabilizante que mejora sus condiciones.

En dicho diagrama se distinguen la siguientes zonas:

Un reducido porcentaje de pasa tamiz N° 200 y plasticidad casi nula, es el ámbito natural para el tratamiento del material con un agente

bituminoso o con materiales cohesivos de IP entre 8 y 15%. A medida que el suelo a tratar se torna más fino (mayor pasa tamiz N° 200), pero continua con nula o reducida plasticidad requiere un determinado tipo de asfalto diluido o emulsión, en función de los tiempos de eliminación del solvente y de las facilidades de curado.

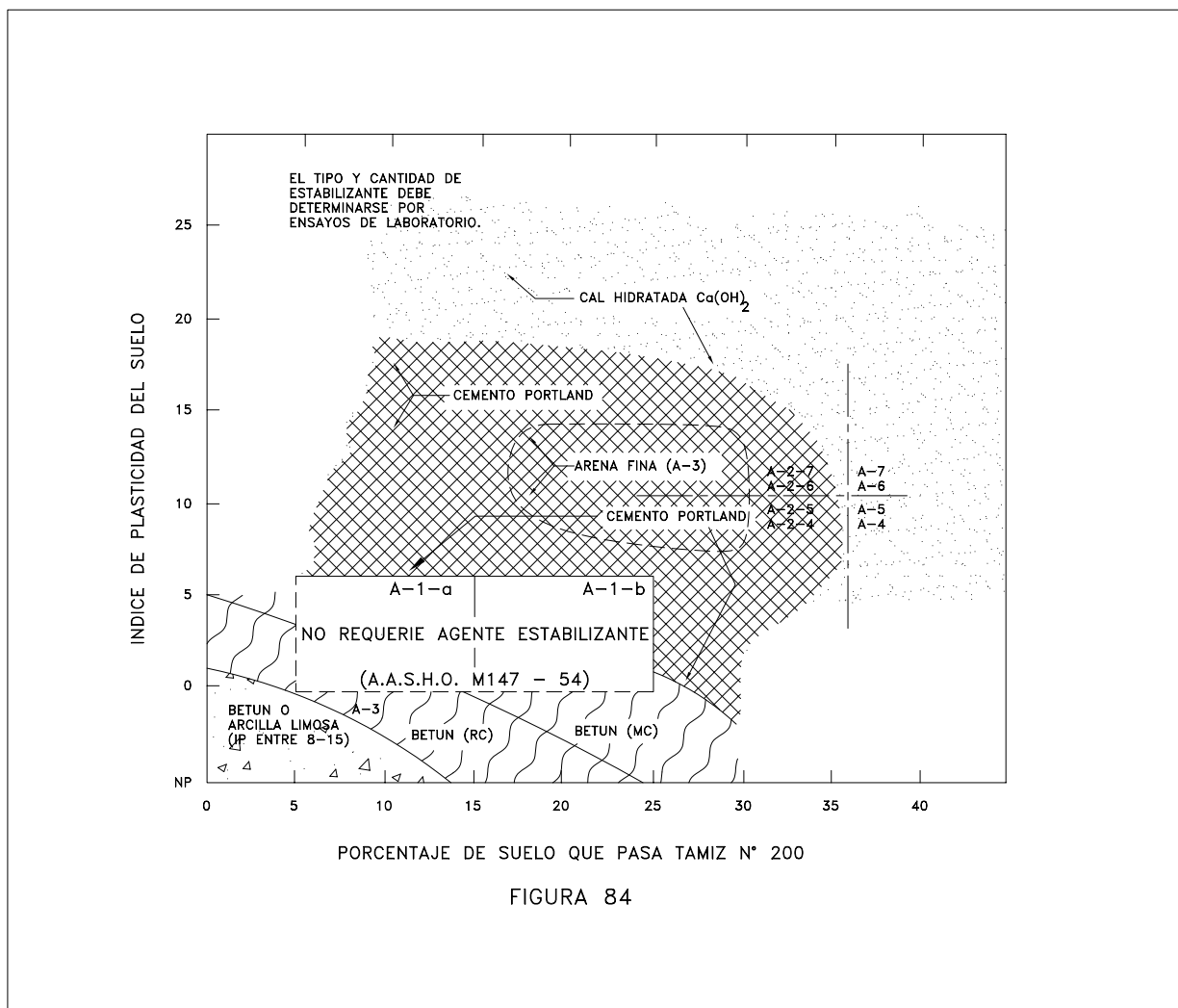
Se observa una zona perfectamente definida, donde una adecuada combinación de las propiedades del suelo, hace que no requieran ningún tipo de tratamiento (loams, sand-clays).

La zona central es el ámbito adecuado para la estabilización con cemento portland donde su limitación en lo que concierne a plasticidad (aproximadamente de 16 a 18%) corresponde a una limitación práctica o constructiva, por la dificultad que se presenta en el mezclado por medios mecánicos.

El resto del diagrama corresponde al ámbito natural de la cal, donde los suelos finos y plásticos, es decir de mala calidad, ven mejoradas sus propiedades merced a la adición de dicho agente estabilizante.

A continuación se indica en forma sinóptica para cada tipo de estabilización el efecto producido:

| TIPO | ESTABILIZACIÓN | PRODUCE |
|----------------|-------------------------|-------------------------------|
| Mecánica | Proceso de compactación | Densificación |
| Física | Granulométrica | Fricción y/o cohesión |
| | Suelo-betún | Cohesión e impermeabilización |
| Físico-química | Suelo-cal | Intercambio iónico y |
| Química | Suelo-cemento | cementación |



A continuación, se hará referencia a la estabilización granulométrica, que tanta difusión tiene en el país. Un suelo estabilizado puede utilizarse como un revestimiento que soporta directamente los efectos del tránsito (camino enripiado), como bases de tratamientos bituminosos superficiales o como bases de pavimentos.

En todos los casos se tratará de una mezcla bien graduada de pedregullo o grava, arena, limo y arcilla. En la mezcla, las partículas más gruesas (Retiene tamiz N^o 10; de 25 a 2mm) suministran fricción y resistencia al impacto; las intermedias el acuñamiento de la estructura y las más finas el sostén de delgadas películas de agua, que desarrollarán una fuerte cohesión.

Las condiciones que debe cumplir un estabilizado granulométrico, se refieren a:

- C Granulometría
- C Plasticidad
- C Calidad de los materiales constitutivos de la mezcla

- Condiciones de granulometría

Por razones constructivas y de lisura superficial, el tamaño máximo del material estará comprendido entre 1/3 y 1/4 del espesor de la capa.

El porcentaje de la fracción pasante por el tamiz N^o 200, no debe exceder de las 2/3 partes de la fracción pasante por el tamiz N^o 40.

$$\frac{P \# \text{No } 200}{P \# \text{No } 40} \# \frac{2}{3}$$

Las curvas granulométricas generalmente especificadas, responden a las clásicas de Fuller, es decir corresponden a las de máxima compacidad. Como regla general, es preferible que la granulometría de la mezcla responda a una curva regular aún cuando esté cercana a una de las límites a cualquier otra que juegue entre ambos límites o presente irregularidades.

Las funciones que debe desempeñar un revestimiento estabilizado (camino enripiado), son diferentes a las que corresponden a una base, ya sea de tratamientos bituminosos o cubierta de cierto espesor. En el primer caso debe actuar como superficie de rodamiento expuesta directamente a la acción combinada del clima y del tránsito. consecuentemente las condiciones granulométricas y de plasticidad adecuadas a uno y otro caso serán diferentes.

En el caso que el estabilizado granular actúe como revestimiento, necesitará las siguientes características:

- C Estabilidad
- C Resistencia al efecto abrasivo del tránsito
- C Propiedades que impidan la penetración en gran parte de las aguas de lluvia y la pérdida de humedad sin excesivo desecamiento.

En el caso en que el estabilizado granular actúe como base, recubierto por un tratamiento bituminoso o cubierta de cierto espesor, necesita únicamente estabilidad, ya que la cubierta impermeable impide la penetración del agua de las lluvias y evita la

evaporación, además de absorber el desgaste del tránsito.

La especificación AASHTO M-147 establece las condiciones granulométricas para capa de revestimiento, bases y subbases, tendiendo a dar un carácter menos arcilloso a las dos últimas.

Dicha especificación se refiere a mezclas de diferentes materiales: piedra partida, grava, escoria, arena, arcilla, etc., que deben estar

excentos de materia orgánica u otras impurezas. El material retenido en el tamiz N° 10 deberá ser durable (no desintegrarse en ciclos alternados de humedecimiento y secado; de congelamiento y deshielo) y tener una resistencia al desgaste (ensayo "Los Angeles") menor o igual a 50%. Con carácter general se exige:

LL # 25%; IP # 6%; P # No 200 # 2/3
P # N° 40

Se especifican las siguientes granulometrías:

| TAMIZ | % que Pasa | | | | | |
|--------|------------|-------|-------|--------|--------|--------|
| | A | B | C | D | E | F |
| 2" | 100 | 100 | - | - | - | - |
| 1" | - | 75-95 | 100 | 100 | 100 | 100 |
| 3/8" | 30-65 | 40-75 | 50-85 | 60-100 | - | - |
| N° 4 | 25-55 | 30-60 | 35-65 | 50-85 | 55-100 | 70-100 |
| N° 10 | 15-40 | 20-45 | 25-50 | 40-70 | 40-70 | 55-100 |
| N° 40 | 8-20 | 15-30 | 15-30 | 25-45 | 20-50 | 30-70 |
| N° 200 | 2-8 | 5-20 | 5-15 | 5-20 | 6-20 | 8-25 |

Estas curvas granulométricas son las indicadas para bases y subbases; siendo únicamente las tipo C, D, E, y F las indicadas para superficie de rodamiento. Cuando estas superficies de rodamiento deben permanecer por varios años sin recubrimiento bituminoso o cualquier otro tipo de impermeabilizante, se especifica un mínimo de 8% pasante por el tamiz N° 200, un LL # 35% y un IP entre 4 y 9%.

- Condiciones de plasticidad

Así como el escalonamiento granulométrico

indica si la distribución de las partículas es la adecuada para obtener una satisfactoria estabilidad mecánica, el Índice de Plasticidad de la mezcla de materiales que conforman un revestimiento o una base indica si esa estabilidad será temporal o permanente ante la acción de la humedad. El I.P. está influenciado por la mayor o menor presencia de arcilla, por lo que la cantidad de lluvia anual en la región y la diferencia de altura entre la rasante y el máximo nivel de la napa freática deben considerarse; ante estas circunstancias se recomiendan los siguientes valores a adoptar:

| ZONA | LLUVIA (mm/año) | INDICE DE PLASTICIDAD | |
|---------------------|--------------------|-----------------------|--------------|
| | | BASE | S. DE RODAM. |
| Muy húmeda | > 1000 | < 2 | 3 - 5 |
| Medianamente húmeda | 700-1000 | 2 - 4 | 5 - 8 |
| Seca | < 700 | 4 - 6 | 8 - 12 |

El criterio aplicado es el de adoptar I.P más bajos, cuanto mayores sean las posibilidades de acceso de la humedad.

- Calidad de los materiales constitutivos de la mezcla.

Los materiales pétreos constitutivos de la mezcla deben tener granos duros y resistentes a la acción de los agentes climáticos. Se les exige un desgaste "Los Angeles" # 50%. Se debe evitar el empleo de materiales elásticos o esponjosos, ya que impedirían la obtención de densidades altas y permanentes, así como también la utilización de materiales con propiedades capilares perjudiciales, ya que traerían aparejada la expansión de la arcilla de la mezcla.

Estos efectos desfavorables son generalmente provocados por la presencia de micas, diatomeas y sustancias orgánicas, cuya presencia se denota por altos valores del LL, por lo que es conveniente acotarlo a valores inferiores de los que resultan de la siguiente relación.

$$LL \# 1.6 IP + 14$$

C ESTUDIO DE LAS MEZCLAS DE MATERIALES PARA UN ESTABILIZADO GRANULAR

La cantidad de materiales a que debe recurrirse para obtener una mezcla estabilizada dentro de las condiciones

establecidas, difícilmente pasa de cuatro materiales y excepcionalmente de tres.

El caso típico y más general es que se cuente con tres materiales diferentes, a saber:

- 1- El suelo que se va a estabilizar, que puede tener cantidades variables de agregado grueso, fino, limo y arcilla.
- 2- Un agregado grueso, que también puede contener agregado fino, limo y arcilla.
- 3- Un suelo fino, cohesivo, mezcla de limo y arcilla y que igualmente puede contener agregados grueso y fino.

El problema que se presenta es el de determinar las proporciones en que deben ser mezclados dichos materiales, cuyas granulometrías y demás condiciones se conocen de antemano, para obtener el estabilizado que se ha especificado.

Analíticamente se podrá hallar un número de ecuaciones igual al número de incógnitas representadas por las proporciones de cada uno de los materiales intervinientes, de acuerdo con los datos correspondientes a la mezcla, para cumplir con las condiciones granulométricas exigidas. Este procedimiento obliga a calcular varios sistemas de ecuaciones, hasta dar con el que cumpla las exigencias especificadas. Si bien en la era de la computación su resolución mediante un programa adecuado, insumiría un tiempo ínfimo, se considera de interés describir algunos métodos gráficos.

-Método del triángulo equilátero. Este método tiene el inconveniente de considerar el cumplimiento de las condiciones granulométricas en tres tamices (por ejemplo: Agregado grueso P # 1" - R # N° 4; Agregado fino P # N° 4 - R # N° 200 y suelo P # N° 200), por lo que puede suceder que no se satisfagan las que corresponden a otros tamices. Sobre los lados del triángulo se construyen escalas para medir ya sea

proporciones de agregados y suelo o proporciones de materiales, siguiendo un sentido de rotación determinado, para el caso las escalas aumentan en sentido antihorario (figura 85).

A continuación se indican las granulometrías de los materiales: Grava (A), arena (B) y suelo (C), como así también los límites especificados a complementar:

| TAMIZ | 1" | 3/4" | 3/8" | N° 4 | N° 10 | N° 40 | N° 200 |
|-----------|-----|------|-------|-------|-------|-------|--------|
| Límites | 100 | - | 85/50 | 65/35 | 50/25 | 30/10 | 15/2 |
| Grava (A) | 100 | 86 | 34 | 15 | 6 | 4 | 0 |
| Arena (B) | 100 | 100 | 93 | 81 | 58 | 8 | 2 |
| Suelo © | 100 | 100 | 100 | 100 | 98 | 90 | 27 |

Cada material (A, B o C) tiene un cierto porcentaje de agregado grueso de agregado fino y de pasante por el tamiz N° 200. Para determinar estas cantidades se necesita calcular la cantidad comprendida entre tamices (se eligen los seleccionados para las escalas) y se obtiene por diferencia entre los porcentajes que pasan. Así por ejemplo el material B tiene

81% pasante por el tamiz N° 4 y 2% pasante por el tamiz N° 200, por lo que la cantidad comprendida entre estos tamices será:

$$81\% - 2\% = 79\%$$

Siguiendo este criterio se construyó la tabla que a continuación se indica:

| Material | Comprendido entre 1" y No 4 | Comprendido entre No 4 y No 200 | Pasa No 200 |
|----------|-----------------------------|---------------------------------|-------------|
| A | 100-15 = 85 | 15-0 = 15 | 0 |
| B | 100-81 = 19 | 81-2 = 79 | 2 |
| C | 100-100 = 0 | 100-27 = 73 | 27 |

Con los valores de la tabla se pueden representar los materiales en el triángulo (A, B,

C), así como también los límites especificados:

| | | |
|-----------|---------------|-------------------------|
| A. Grueso | 100-35=65 | (P # 1" - R # N° 4) |
| | 100 - 65 = 35 | |
| A. Fino | 35 - 2 = 33 | (P # N° 4 - R # N° 200) |
| | 65 - 15 = 50 | |
| Suelo | 2 | (P # N° 200) |
| | 15 | |

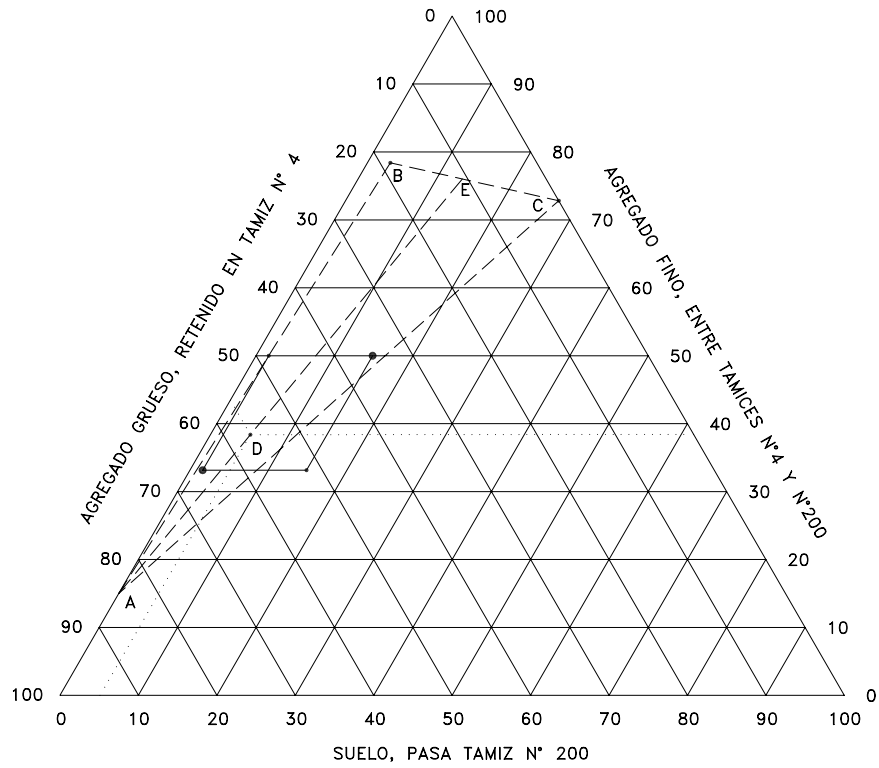


FIGURA 85

NOTA:
DEBIDO A LA REDUCCION DEL DIBUJO PARA OBTENER
LAS MEDIDAS DADAS EN EL TEXTO, SE DEBE
MULTIPLICAR POR 2.0 LA LONGITUD DE LOS
SEGMENTOS DE ESTE CROQUIS.

Se unen los puntos A, B y C por medio de rectas, así como también se determina el contorno (cuadrilátero) de los límites especificados.

$$\% \text{ de material A} = \frac{DE}{AE} \times 100$$

Evidentemente las mezclas de estos tres materiales que cumplan con las exigencias granulométricas especificadas estarán representadas por los puntos comunes existentes en el contorno de condiciones de granulometría (cuadrilátero) y el triángulo ABC de materiales (figura 86).

$$\% \text{ de material C} = \frac{AD}{AE} \times \frac{EB}{BC} \times 100$$

Del gráfico se obtiene:

$$\begin{aligned} DE &= 8.5 \text{ cm;} \\ AE &= 13.6 \text{ cm;} \\ AD &= 5.15 \text{ cm} \\ EC &= 2.55 \text{ cm;} \\ BC &= 4.5 \text{ cm;} \\ EB &= 1.9 \text{ cm} \end{aligned}$$

De acuerdo a lo expresado los porcentajes de materiales A, B y C de la mezcla representada por un punto D, pueden ser obtenidos de la siguiente forma.

$$\% \text{ de material A} = \frac{8.5}{13.6} * 100 = 62.5\%$$

Uniendo un vértice cualquiera del triángulo de materiales (ABC) con el punto D se prolonga dicha recta hasta cortar al lado opuesto.

$$\% \text{ de material B} = \frac{5.15 * 2.55}{13.6 * 4.5} * 100 = 21.5\%$$

Por ejemplo se une el punto A con D y se prolonga la recta AD hasta cortar al segmento BC en el punto E.

$$\% \text{ de material C} = \frac{5.15 * 1.9}{13.6 * 4.5} * 100 = 16\%$$

Los porcentajes de los materiales se calculan con los siguientes fórmulas:

$$\% \text{ de material B} = \frac{AD}{AE} \times \frac{EC}{BC} \times 100$$

Con los valores obtenidos se construye el siguiente cuadro.

| TAMIZ | 1" | 3/4" | 3/8" | No. 4 | No. 10 | No. 40 | No. 200 |
|------------------|-----|------|---------|---------|---------|---------|---------|
| A (62.5%) | 625 | 537 | 212 | 94 | 37 | 25 | 0 |
| B (21.5%) | 215 | 215 | 200 | 174 | 125 | 17 | 4 |
| C (16.0) | 160 | 160 | 160 | 160 | 157 | 144 | 43 |
| Total | 100 | 912 | 572 | 428 | 319 | 186 | 47 |
| Especificaciones | 100 | -- | 85 - 50 | 65 - 35 | 50 - 25 | 30 - 10 | 15 - 2 |

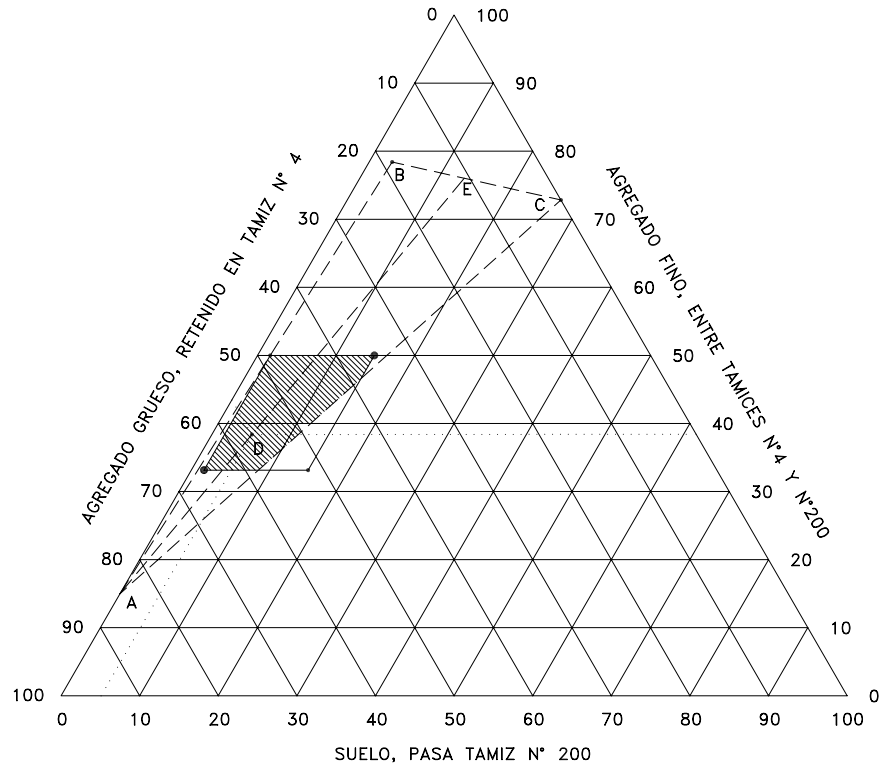


FIGURA 86

NOTA:
DEBIDO A LA REDUCCION DEL DIBUJO PARA OBTENER
LAS MEDIDAS DADAS EN EL TEXTO, SE DEBE
MULTIPLICAR POR 2.0 LA LONGITUD DE LOS
SEGMENTOS DE ESTE CROQUIS.

Como se observa los resultados obtenidos cumplen con los requisitos granulométricos especificados. A continuación se harán algunas consideraciones para facilitar la comprensión del método.

Se considera a los materiales como fuerzas actuando en sentido perpendicular al plano del dibujo. La equilibrante de las tres fuerzas tienen su punto de aplicación en D y un valor igual a 100.

$$E = 100 - A = 100 - \frac{\overline{DE}}{\overline{AE}} 100 = \left(\frac{\overline{AE} - \overline{DE}}{\overline{AE}} \right) 100 = \frac{\overline{AD}}{\overline{AE}} * 100$$

En el plano perpendicular al dibujo y que pasa por BEC, tomando momentos con respecto a C, resulta:

$$B * \overline{BC} = E * \overline{EC}$$

$$B * \overline{BC} = \frac{\overline{AD}}{\overline{AE}} * 100 * \overline{EC}$$

$$B = \frac{\overline{AD} * \overline{EC}}{\overline{AE} * \overline{BC}} * 100$$

En el mismo plano, tomando momentos

En el plano perpendicular al dibujo y que pasa por ADE, se toman los momentos de las fuerzas con respecto al punto E, resultando:

$$A = \frac{\overline{DE}}{\overline{AE}} * 100$$

$$A * \overline{AE} = 100 * \overline{DE}$$

La sumatoria de las fuerzas actuantes en el plano ADE debe ser igual a cero, resultando:

respecto al punto B, se obtiene:

$$C * \overline{CB} = \frac{\overline{AD}}{\overline{AE}} * 100 * \overline{EB}$$

$$C = \frac{\overline{AD} * \overline{EB}}{\overline{CB} * \overline{AE}} * 100$$

$$C * \overline{CB} = E * \overline{EB}$$

Para verificar que las fórmulas son las correctas su suma debe ser igual a 100.

$$A + B + C = 100$$

$$\begin{aligned}
& \frac{\overline{DE}}{\overline{AE}} 100 + \left(\frac{\overline{AD} * \overline{EC}}{\overline{AE} * \overline{BC}} \right) 100 + \left(\frac{\overline{AD} * \overline{EB}}{\overline{CB} * \overline{AE}} \right) 100 = \\
& = \frac{100}{\overline{AE}} \left(\overline{DE} + \frac{\overline{AD} * \overline{EC} + \overline{AD} * \overline{EB}}{\overline{BC}} \right) \\
& = \frac{100}{\overline{AE}} * \left(\overline{DE} + \frac{\overline{AD} (\overline{EC} + \overline{EB})}{\overline{BC}} \right) \\
& = \frac{100}{\overline{AE}} \left(\overline{DE} + \frac{(\overline{AD} * \overline{BC})}{\overline{BC}} \right) = \\
& = \frac{100}{\overline{AE}} (\overline{DE} + \overline{AD}) = 100
\end{aligned}$$

C Condiciones de plasticidad

Todas las mezclas posibles de los materiales A, B y C que lleguen a cumplimentar las condiciones de granulometría, pueden dar lugar a la obtención de IP inadecuados.

Mientras no se trate de mezclas muy plásticas se utilizará el siguiente procedimiento, aplicando una fórmula que da resultados admisible para la práctica.

X, Y, Z serán los porcentajes de los materiales A, B y C en la mezcla.

F_A, F_B, F_C Los porcentajes de los materiales A, B y C que pasan por el tamiz No 40.

I_A, I_B, I_C Los IP de los materiales A, B y C.

El I.P. de la mezcla será:

$$I = \frac{I_A F_A X + I_B F_B Y + I_C F_C Z}{X F_A + Y F_B + Z F_C}$$

Siendo $Z = 1 - X - Y$, reemplazando en la fórmula anterior se obtiene una expresión de la forma:

$$Y = m X + n$$

Donde $m = f_1(I)$ y $n = f_2(I)$, es decir que tanto el coeficiente angular de la recta (m), como el término independiente (n), variarán al variar el IP de la mezcla.

Dando valores enteros al IP (I) se obtendrá una familia de rectas, donde cada una de las cuales corresponderá a un valor determinado de ese índice. Estas rectas no serán concurrentes ni paralelas; mediante un sencillo programa de computación se calculan los valores de m y n correspondientes a cada valor seleccionado para I , siendo:

$$m = \frac{F_A (I_A - I) - F_C (I_C - I)}{F_C (I_C - I) - F_B (I_B - I)}$$

$$n = \frac{F_C (I_C - I)}{F_C (I_C - I) - F_B (I_B - I)}$$

En la figura 87 se han representado para valores de IP (I) comprendidos entre 4 y 7.

C Costos de las mezclas

Sean P_A , P_B y P_C los costos de una tonelada

de cada uno de los tres materiales una vez colocados en el camino (extracción, acondicionamiento, carga, transporte, descarga y distribución); X , Y , Z son las proporciones en que entran en mezcla. El costo de una tonelada de mezcla extendida en el camino será:

$$C = X P_A + Y P_B + Z P_C$$

Siendo $Z = 1 - X - Y$, se llega a la expresión:

$$Y = \frac{C - P_C}{P_B - P_C} - X \frac{P_A - P_C}{P_B - P_C}$$

que es la ecuación de una recta de coeficiente angular constante; haciendo variar el costo C de la mezcla, se obtendrá una serie de rectas paralelas, cada una para un costo (C), que se dibujan en el gráfico de materiales (figura 87) con una orientación casi normal a la base del triángulo correspondiente al material suelo (P # N° 200).

- Método de los cuadrados.

Se desarrollará mediante un ejemplo ya que se facilita así su comprensión.

Se dan los límites especificados para una mezcla de piedra y arena fina, y las granulometrías de los correspondientes materiales. Se desea calcular las proporciones de la mezcla que dé una graduación que se aproxime al medio de los límites especificados.

| | % P | | | | | | | |
|-----------|------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| Tamices | 3/4" | 1/2" | 3/8" | N° 4 | N° 8 | N° 30 | N° 100 | N° 200 |
| Límites | 100 | 80/100 | 70/90 | 50/70 | 35/50 | 18/29 | 8/16 | 4/10 |
| A. Grueso | 100 | 87 | 75 | 58 | 35 | 17 | 8 | 2 |
| A. Fina | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 80 | 53 | 40 |

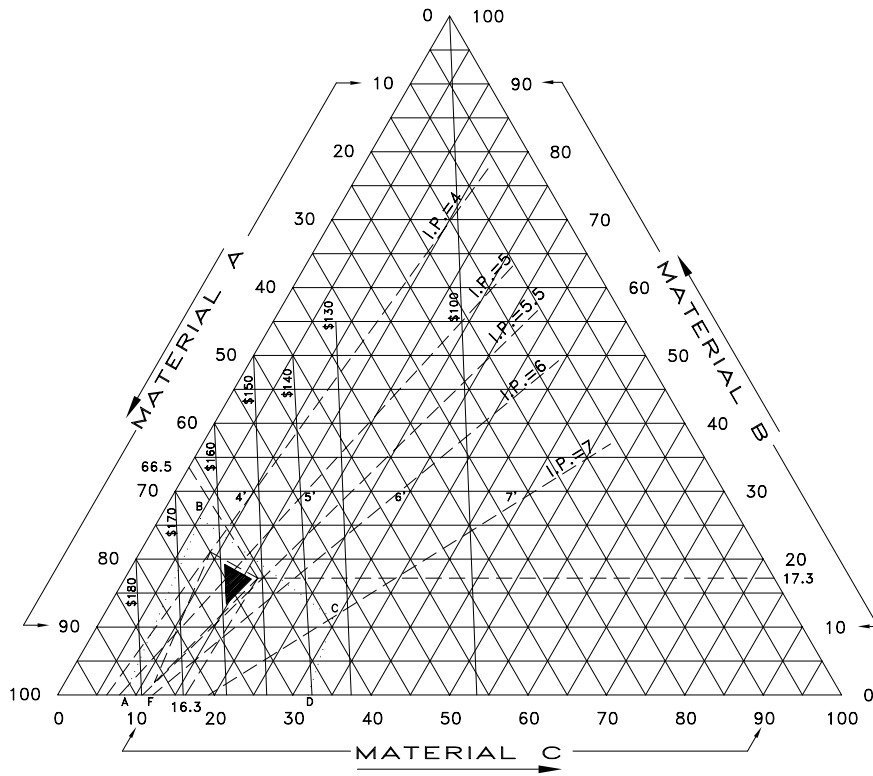


FIGURA 87

Para cada componente se requiere para su representación un cuadrado (en papel milimetrado) de 10cm por 10 cm. En el eje vertical derecho se registran los porcentajes que pasan por cada uno de los tamices (figura 88) para cada material. A continuación se traza una recta que une el origen del eje horizontal (graduado de 0 a 100) con el punto que representa a cada tamiz, previamente marcado en el eje vertical derecho.

Una ordenada de este gráfico, levantada por un punto cualquiera del eje horizontal hasta una línea de tamiz, da el porcentaje que pasa por ese tamiz si se toma el porcentaje de material indicado en el eje horizontal.

El segmento comprendido entre la línea de tamiz hasta la recta a 45°, da el porcentaje de material retenido en el tamiz considerado, para un porcentaje de material que es el indicado en el eje horizontal.

El segmento comprendido entre dos líneas de tamiz, es el porcentaje retenido entre esos dos tamices, para el porcentaje de material indicado en el eje horizontal. Aclarado el significado de cada segmento, el procedimiento para calcular los porcentajes en mezcla, es el siguiente:

Se toma, por ejemplo, el tamiz N° 30, para la granulometría deseada se requiere un 23% que pase ese tamiz. Si se toma un 25% de agregado fino, se tendrá un 20% pasando el tamiz N° 30; como complemento se tendrá un 75% de agregado grueso, que da un 12% de P # N° 30. La suma de ambos porcentajes supera el valor requerido (32% > 23%) por lo que para el próximo tanteo se debe reducir la cantidad de finos.

Adoptando una combinación 20 - 80, se obtiene todavía un valor superior al 23% (no habiendo necesidad de sumar, ya que mediante una regla milimetrada se llevan los segmentos uno a continuación de otro).

Probando con la combinación 13-87, se obtiene un P # N° 30 = 25% para la mezcla, valor próximo al deseado. Con dichos porcentajes (13% de arena y 87% de agregado) se deben verificar todos los tamices.

En este ejemplo (2 materiales), de los tres segmentos definidos (porcentaje que pasa, porcentaje retenido y porcentaje comprendido), solamente se ha utilizado el primero; en casos de mezclas de 4 o 5 materiales se ve la necesidad de usar a los tres. Demás está decir que todas las relaciones planteadas se basan en las propiedades de los triángulos semejantes.

Método de la línea de tamiz

Para facilitar la explicación de este método, se mostrará como se resuelve la determinación de las proporciones en una mezcla mediante su aplicación. Asumiendo que tanto los materiales como los límites especificados, son los utilizados para la aplicación del método de los cuadrados, sería:

| % P | | | | | | | | |
|-----------|------|----------|---------|---------|---------|---------|--------|--------|
| Tamices | 3/4" | 1/2" | 3/8" | N° 4 | N° 8 | N° 30 | N° 100 | N° 200 |
| Límites | 100 | 80 / 100 | 70 / 90 | 50 / 70 | 35 / 50 | 18 / 29 | 8 / 16 | 4 / 10 |
| A. Grueso | 100 | 87 | 75 | 58 | 35 | 17 | 8 | 2 |
| A. Fina | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 80 | 53 | 40 |

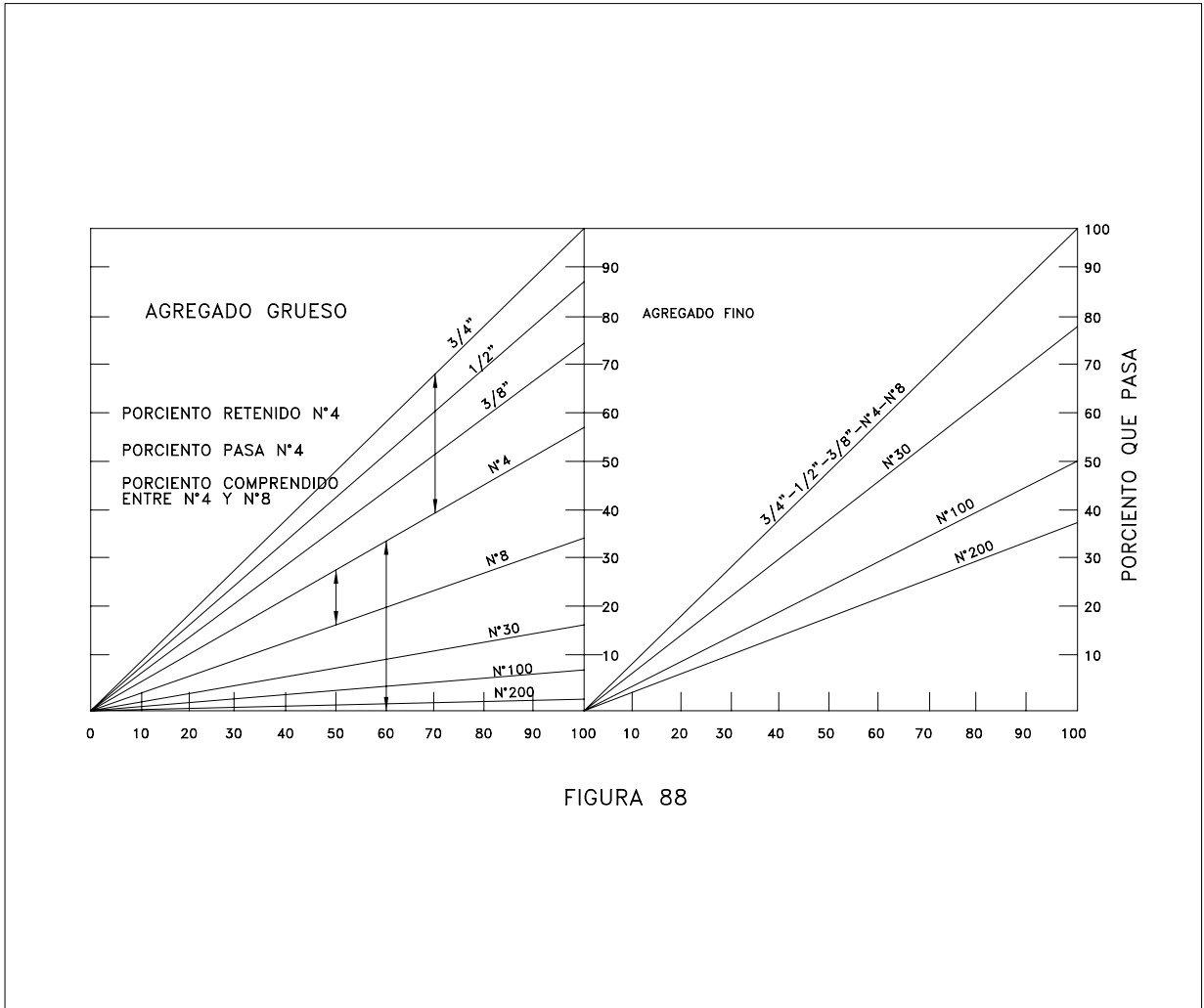


FIGURA 88

En un papel milimetrado (10cm × 10cm) se grafica en el lado vertical derecho, una escala de 0 a 100 (en la parte inferior y en su extremo superior respectivamente). Sobre esta escala se marca la granulometría del agregado fino. En la ordenada del lado izquierdo, se grafica una escala de igual magnitud y sentido que la anterior, marcando sobre ella la granulometría del agregado grueso.

En el eje horizontal inferior, se grafica una escala de 0 a 100, aumentando de izquierda a derecha y se indica sobre ella "Porcentaje de finos".

En el eje horizontal superior, se grafica una escala de 0 a 100, aumentando de derecha a izquierda y se indica sobre ella "Porcentaje de grueso".

Luego se unen con una recta punteada (figura 89) los porcentajes que pasan por cada respectivo tamiz y se marca con una línea llena en cada una de estas líneas rectas, los límites especificados de la granulometría; estas líneas se llaman líneas de tamiz. Para hacer esto, se marca en cualquiera de las dos ordenadas (escalas verticales) los límites que indica la especificación para ese tamiz, se proyectan horizontalmente esos puntos hasta cortar a la línea punteada, los puntos así obtenidos corresponden al extremo del segmento lleno.

La intersección de cualquier línea vertical con cada línea de tamiz define la graduación de la mezcla de agregados gruesos y finos, para las proporciones que se muestran en las escalas horizontales (superior e inferior).

Así por ejemplo la línea vertical 87-13 (% de

gruesos y finos respectivamente), corta a las distintas líneas de tamiz en puntos que proyectados en la escala vertical dan los porcentajes correspondientes a la mezcla.

Habiendo marcado previamente con línea llena los límites de la especificación en cada tamiz, la elección de una determinada recta vertical debe hacerse de modo tal que corte a todos los segmentos llenos.

En el ejemplo se observa que los porcentajes pueden variar desde 95-5 a 82-18, entrando así el resultado final dentro de la especificación.

Dentro de los límites definidos se puede elegir cualquier combinación. Desde el punto de vista económico la elección tenderá a tomar el mayor porcentaje del material menos costoso. Dado que no es conveniente que la curva resultante de mezcla se ubique muy próxima a los límites especificados, se recomienda adoptar un coeficiente de seguridad que dependerá de la mayor o menor homogeneidad del yacimiento que suministra los agregados y del funcionamiento de la planta tamizadora.

Asumiendo un coeficiente de seguridad de 2%, los límites de las proporciones de mezcla variarán desde 93 - 7 hasta 84 - 16.

Este método permite fácilmente visualizar el campo de variación de las proporciones de la mezcla y por lo tanto obtener la granulometría de diferentes mezclas en forma rápida.

La justificación teórica de este método gráfico no merece mayor explicación, ya que se basa pura y exclusivamente en la proporcionalidad entre triángulos semejantes.

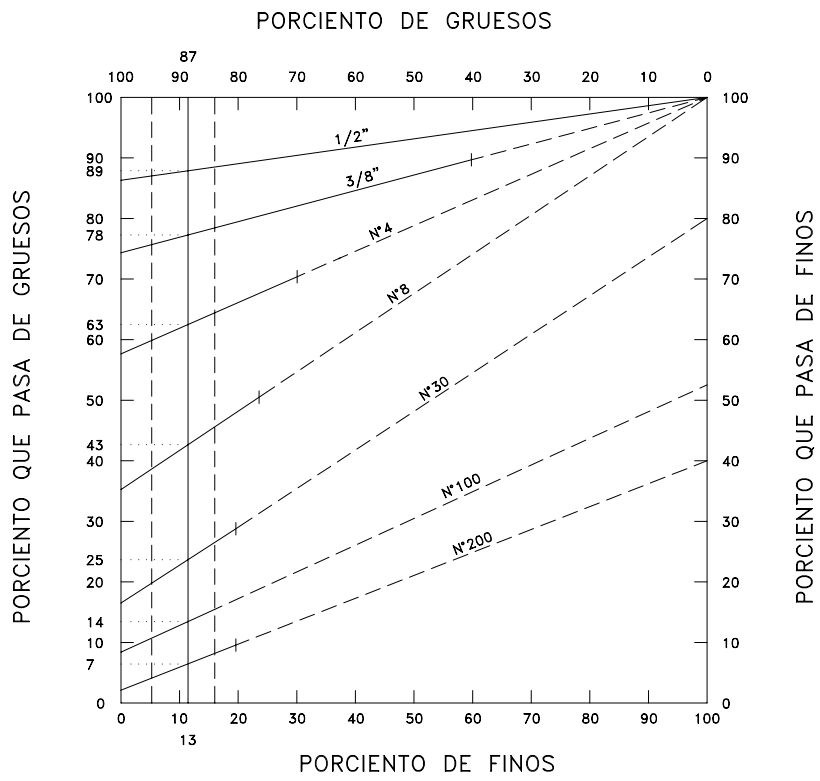


FIGURA 89

A continuación se aplicará el método descrito para determinar los porcentajes de una mezcla asfáltica.

Suponiendo las tolvas de gruesos, intermedios y finos de una planta central y los límites de las especificaciones que se indican.

| % P | | | | | | | | |
|-----------|------|--------|-------|-------|-------|-------|--------|--------|
| Tamices | 3/4" | 1/2" | 3/8" | Nº 4 | Nº 8 | Nº 30 | Nº 100 | Nº 200 |
| Límites | 100 | 80/100 | 70/90 | 50/70 | 35/50 | 18/29 | 8/16 | 4/10 |
| A. Grueso | 100 | 87 | 75 | 58 | 35 | 17 | 8 | 2 |
| A. Fina | 100 | 100 | 100 | 100 | 100 | 80 | 53 | 40 |

Sólo se detallarán los pasos a seguir y su representación gráfica. (figura 90)

- 1- En dos cuadrados (10 cm × 10 cm) de papel milimetrado adosados, se marcarán en las tres ordenadas escalas de 0 a 100 en sentido ascendente.
- 2- En el cuadrado de la derecha se ubican en la forma ya indicada el material fino y el agregado intermedio; trazándose luego las líneas de tamiz (punteadas)
- 3- Se marcan con línea llena (sobre las punteadas) los límites de las especificaciones.
- 4- Se selecciona una línea vertical que corte a todos los segmentos llenos.
- 5- La intersección de la recta vertical con cada línea de tamiz se proyecta sobre la escala de los agregados intermedios, los puntos resultantes representan la granulometría de la mezcla intermedios - finos para una

proporción 60 - 40.

- 6- Se representan los gruesos en la ordenada izquierda y se trazan las líneas de tamiz, correspondientes a los gruesos y a la mezcla intermedios - finos.
- 7- Se marcan con línea llena los límites de las especificaciones.
- 8- Se selecciona una línea vertical que corte a todos los segmentos llenos.
- 9- Se proyectan sobre una escala vertical los puntos resultantes de la intersección de la recta vertical con las líneas de tamiz obteniéndose así la granulometría final de la mezcla de gruesos - intermedios y finos.

Cabe hacer notar que sólo en el cuadrado de la izquierda la recta vertical debe cortar a todos los segmentos llenos pues de allí sale la granulometría final. En el cuadrado de la derecha los segmentos llenos sólo sirven de guía.

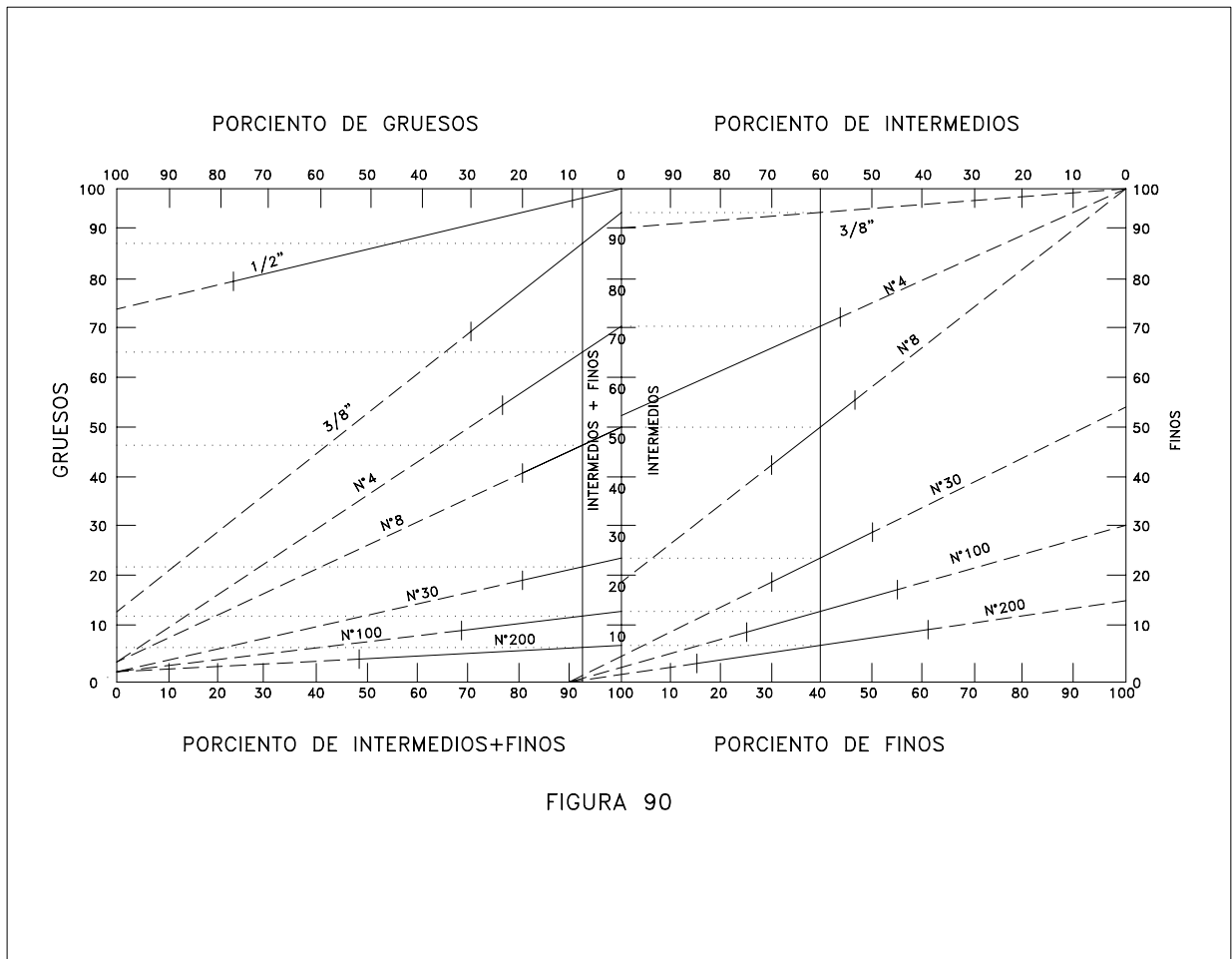


FIGURA 90

De acuerdo a los resultados del gráfico la mezcla estará conformada por:

GRÁFICO IZQUIERDO

8% GRUESO
92% INTERMEDIO + FINO

GRÁFICO DERECHA

60% INTERMEDIO
40% FINO

O sea que las proporciones finales serán:

A. GRUESO %8
A. INTERMEDIO %55
A. FINO %37

En la escala vertical de la izquierda se lee la granulometría de la mezcla o bien se la calcula analíticamente.

ANEXO: DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES

C FACTORES DE DISEÑO

TRÁNSITO

A continuación se hacen algunas consideraciones a fin de ampliar los temas tratados en el acápite relativo a tránsito.

Con respecto al exponente "n" de la expresión utilizada para el cálculo de los factores de equivalencia (F.E), el T.R.R.L. (Transport and Road Research Laboratory) recomienda n = 4,5. De acuerdo a las tablas originales del AASHO Road Test para pavimentos flexibles se indica:

| PSI _f | SN | n |
|------------------|---------|-----|
| 2.5 | 3.0-4.0 | 3.8 |
| 2.0 | 3.0-4.0 | 4.2 |

Siendo SN la capacidad estructural del pavimento y PSI_f el Índice de Serviciabilidad Final adoptado en el diseño.

J. Liddle, estudioso investigados del tema recomienda n = 4,5; aclarando que si bien en sus formulaciones se observa una diferencia notable en el valor de "n" cuando se trata de cargas de elevada magnitud, dicha incongruencia se minimiza al compararla con el probable error que se comete en la

estimación del TMDA y su distribución vehicular donde generalmente se toman reducidas muestras como representativas de todo el conjunto. Se propone la utilización de la siguiente expresión:

$$F.E. = \left(\frac{P}{8.2}\right)^{4.5}$$

P: carga por eje simple en toneladas.

El criterio a aplicar para ejes tandem ha sido también un tema de estudio desarrollado por varios investigadores e instituciones, pudiéndose citar:

T.R.R.L.

1 repetición eje tandem (2P) = 2 repeticiones eje simple (P)

J. Liddle

1 repetición eje tandem (2P) = 1.43 repeticiones eje simple (P)

AASHTO

1 repetición eje tandem (2P) = 1.38 repeticiones eje simple (P)

ASPHALT INSTITUTE

(variable en función de las cargas por eje)

| P (carga por eje) | EJE TANDEM (2P) | EJE SIMPLE (P) |
|-------------------|-----------------|-------------------|
| 12,000 lb | 1 repetición | 1.37 repeticiones |
| 14,500 lb | 1 repetición | 1.42 repeticiones |
| 18,000 lb | 1 repetición | 1.55 repeticiones |
| 20,500 lb | 1 repetición | 1.66 repeticiones |

Se propone la utilización de la siguiente relación:

1 repetición eje tandem (2 P) = 1,43 repeticiones eje simple (P)

El criterio a aplicar para ejes triples puede basarse en los estudios realizados por el I.P.R. (Brasil; Instituto de Pesquisas Rodoviarías) implementados con el objetivo de establecer, reglamentar y fiscalizar los límites máximos de cargas; según dichos estudios el efecto producido por un eje triple es similar al producido por dos aplicaciones de un eje tandem con una carga igual a los dos tercios de la carga del eje triple.

1 repetición de eje triple (W) = 2 repeticiones de eje tandem (2/3 W)

Según los estudios realizados por Tryebig y Von Quintus (Austin Research Engineers), quienes determinaron el factor de equivalencia de un eje triple en función de las tensiones de compresión a nivel de subrasante, corresponde:

$$F.E. = \left(\frac{W}{50,560}\right)^{4.22}$$

Siendo W el peso del eje triple en libras.

De acuerdo al método de diseño AASHTO, para un $PSI_f = 2.5$ corresponden para ejes tandem y triple las siguientes cargas por eje, para un factor de equivalencia igual a uno.

| EJE | F.E. | Carga por eje |
|--------|------|--------------------|
| TANDEM | 1 | 2 PŠ 33.000 libras |
| TRIPLE | 1 | WŠ 48.000 libras |

Dichos valores, así como la serie de Factores de Equivalencia correspondiente a distintos intervalos de carga, se cumplen en forma aproximada para (adoptando n = 4.5):

EJE TANDEM:

1 repetición eje tandem (2 P) = 1.43 repeticiones eje simple (P)

EJE TRIPLE:

1 repetición eje triple (W) = 1.21 repeticiones eje tandem (2W/3)

1 repetición eje triple (W) = 1.73 repeticiones eje simple (W/3)

De aplicarse para diseño la metodología AASHTO (1993), en el Capítulo D se indican los F.E. para los distintos intervalos de carga, para diversos números estructurales, para $PSI_f = 2.0; 2.5$ y 3.0 y para ejes simples, tandem y triples.

A continuación se indican los valores obtenidos de tablas (el intervalo corresponde a los valores mínimos y máximos para distinta capacidad estructural y PSI_f variable entre 2.0 y 3.0) y los calculados de acuerdo a las expresiones sugeridas, para tres cargas por eje

de distinta magnitud, para los tres tipos de ejes (simple, tandem y triple)

| TIPO DE EJES | CARGA POR EJE | | FACTOR DE EQUIVALENCIA | |
|--------------|---------------|------------------|------------------------|-------------------|
| | (Kips) | (ton) | AASHTO | POR CALCULO |
| SIMPLE | 12 | | 0.165 a 0.296 | |
| | 18 | | 1.000 | |
| | 24 | | 2.39 a 3.71 | |
| TANDEM | 26 | | 0.322 a 0.517 | |
| | 34 | 5.5821091182e+24 | 1.06 a 1.15 | 1.66100360033e+28 |
| | 42 | | 2.19 a 2.77 | |
| TRIPLE | 38 | | 0.346 a 0.577 | |
| | 48 | | 0.976 a 1.152 | |
| | 58 | | 2.06 a 2.29 | |

C MÉTODO DE DISEÑO SHELL

STIFFNESS DE ASFALTOS Y MEZCLAS ASFÁLTICAS

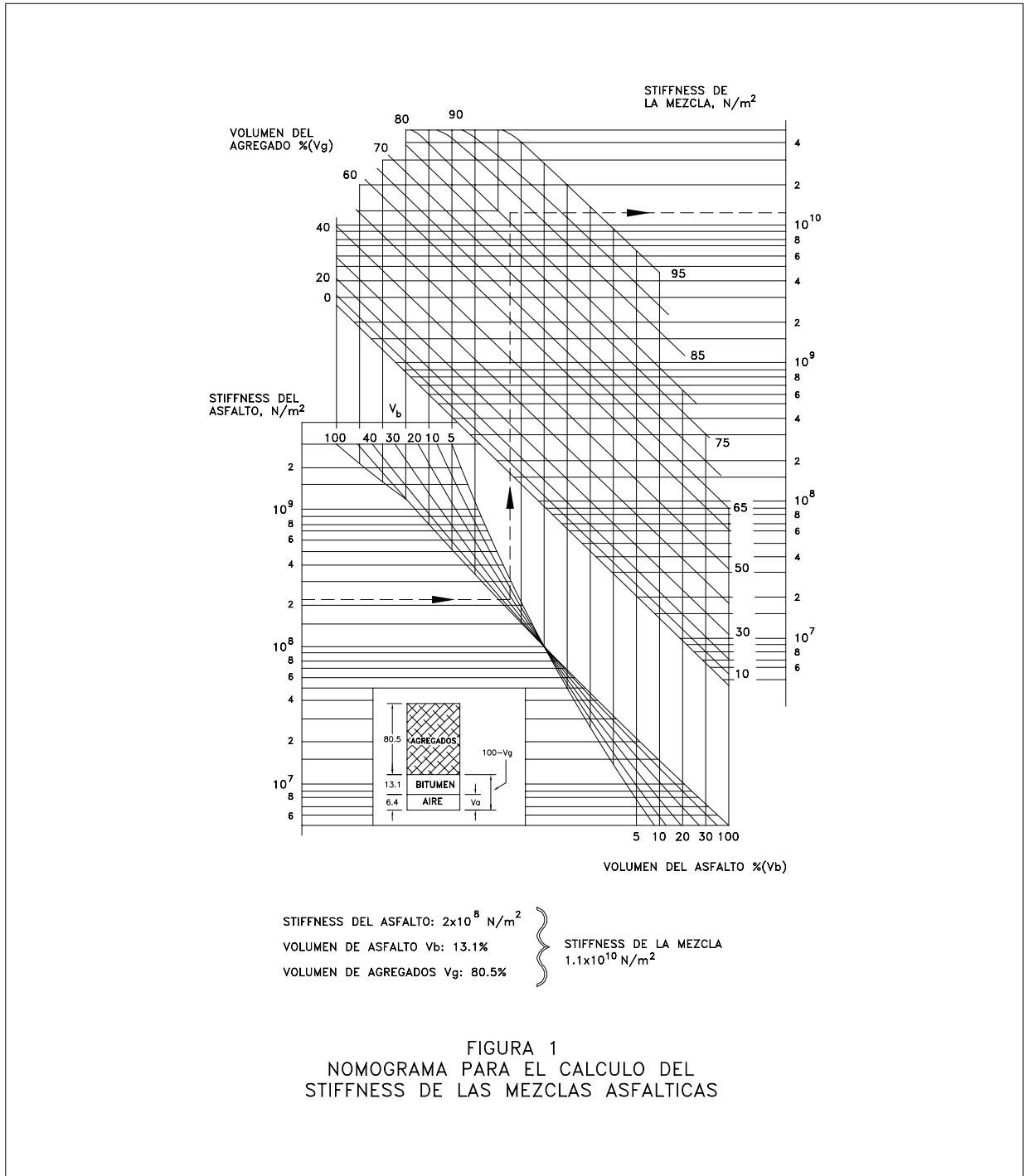
El stiffness de una mezcla asfáltica puede variar desde 10^5 hasta $5 \times 10^{10} \text{N/m}^2$ (1 a $5 \times 10^5 \text{Kg/cm}^2$). Los valores superiores (10^7N/m^2) pueden determinarse para una mezcla asfáltica en particular mediante ensayos dinámicos o semi estáticos bajo diferentes condiciones de carga y temperatura. Las mediciones dentro de este rango realizadas en los Laboratorios Shell han demostrado que el módulo de la mezcla depende fundamentalmente del stiffness del asfalto (con las características que éste presenta al integrar la mezcla), y de las proporciones volumétricas de los agregados y de los vacíos.

De acuerdo a los resultados de los trabajos experimentales efectuados sobre un gran número de mezclas asfálticas de diferente composición, se ha elaborado un nomograma (figura I) que permite estimar el stiffness de

la mezcla, para una dada concentración volumétrica de los agregados y del asfalto y para un determinado stiffness del asfalto. Este último parámetro se obtiene del nomograma de Van der Poel (figura II) a partir de los valores del tiempo de aplicación de la carga (t) y de la temperatura (T), para un determinado tipo de asfalto, definido por su Índice de Penetración (IP) y la temperatura a la cual la penetración es 800 ($T_{800\text{pen}}$).

En el caso de valores bajos del stiffness de la mezcla ($< 10^7 \text{N/m}^2$), de altas temperaturas y/o grandes tiempos de carga, el módulo de la mezcla no sólo depende de los parámetros citados, sino también de la naturaleza (forma y textura) y granulometría de los agregados, siendo su influencia considerable. Así como también los efectos que puede llegar a tener el procedimiento empleado para el mezclado y compactación de la mezcla.

En estas condiciones es recomendable determinar el stiffness de la mezcla mediante la realización de ensayos estáticos con carga uniaxial constante (ensayo "creep").



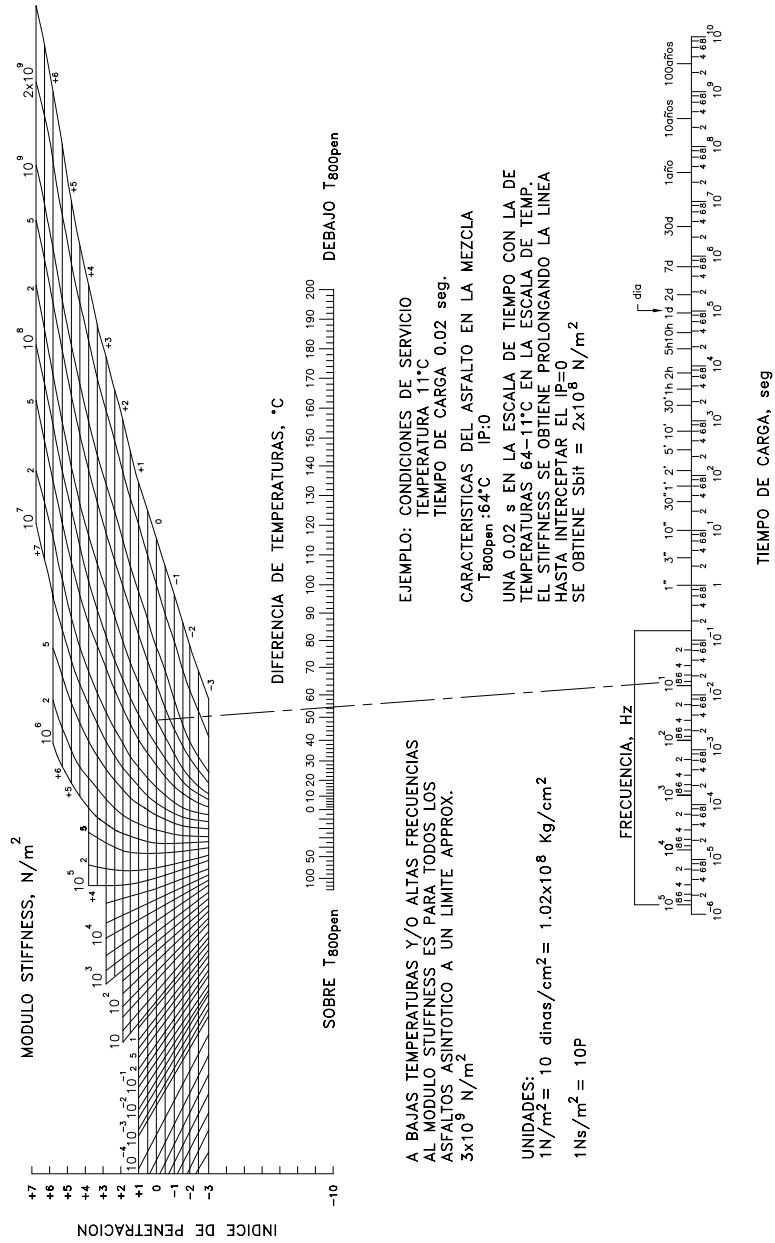


FIGURA II
 NOMOGRAMA DE Van der Poel PARA
 DETERMINAR EL STIFFNESS DEL ASFALTO

Para la determinación del stiffness del asfalto se utiliza como ya se indicara el nomograma de Van der Poel (figura II), requiriéndose cuatro parámetros, dos de ellos dependientes del asfalto de la mezcla y dos dependientes de las condiciones de servicio siendo:

C T_{800pen} , la temperatura para la cual la penetración es 800; para los grados de asfaltos empleados en la actividad vial, su valor es aproximadamente igual al del Punto de Ablandamiento (AASHTO T53-92).

C Índice de Penetración, se determina mediante el gráfico de la figura III, siendo necesario conocer los valores resultantes de dos o más ensayos de penetración realizados a distintas temperaturas. O mediante el nomograma de Heukelom que se adjunta en el acápite Cementos Asfálticos (figura 8), del Capítulo Materiales, al final del Anexo de Diseño Estructural de Pavimentos. Considerando que durante el mezclado y distribución de los materiales e incluso durante su servicio el asfalto se endurece, no es correcto emplear las propiedades que posee el asfalto en el momento que es provisto por los fabricantes. Sino que los ensayos se deben efectuar sobre el asfalto recuperado de la mezcla (AASHTO T 170) o en su defecto se pueden estimar las propiedades del asfalto en esas condiciones.

A temperaturas normales y mediante controles adecuados durante el mezclado y distribución el asfalto aumenta su consistencia llegando a ser un grado más duro (un asfalto 80/100 se convierte en un 60/70; un 60/70 en un 40/50; etc) y además se produce un reducido incremento en su I.P. El crecimiento del endurecimiento a través

del tiempo es difícil de estimar, ya que son varias las variables que entran en juego, pudiendo citarse el contenido de vacíos, la posición de la capa en el pavimento, las condiciones ambientales, etc. En mezclas impermeables el endurecimiento durante su comportamiento en servicio es prácticamente despreciable.

Factores dependientes de las condiciones de servicio:

C Temperatura

C Tiempo de carga, el tiempo de aplicación de las cargas debidas al tránsito se toma usualmente igual a 0,02 seg (Velocidad entre 50-60 Km/hora)

RESISTENCIA A LA FATIGA DE LA MEZCLA

En el caso de estructuras asfálticas, de acuerdo a numerosas experiencias basadas en ensayos de tensión controlada, se ha comprobado que pueden usarse repetidas aplicaciones de tensiones de magnitud constante para predecir la resistencia a la fatiga de las capas asfálticas en la práctica. En la mayor parte de los materiales de construcción sus propiedades mecánicas se definen mediante el módulo de Young (E) y la resistencia o esfuerzo admisible, parámetros que se consideran constantes a los efectos prácticos.

En los casos de capas asfálticas sus propiedades mecánicas dependen de la temperatura (T) y de la duración del tiempo de carga (t), por tratarse de materiales viscoelásticos; con lo que se quiere significar que tanto el módulo como la resistencia dependen de esos factores.

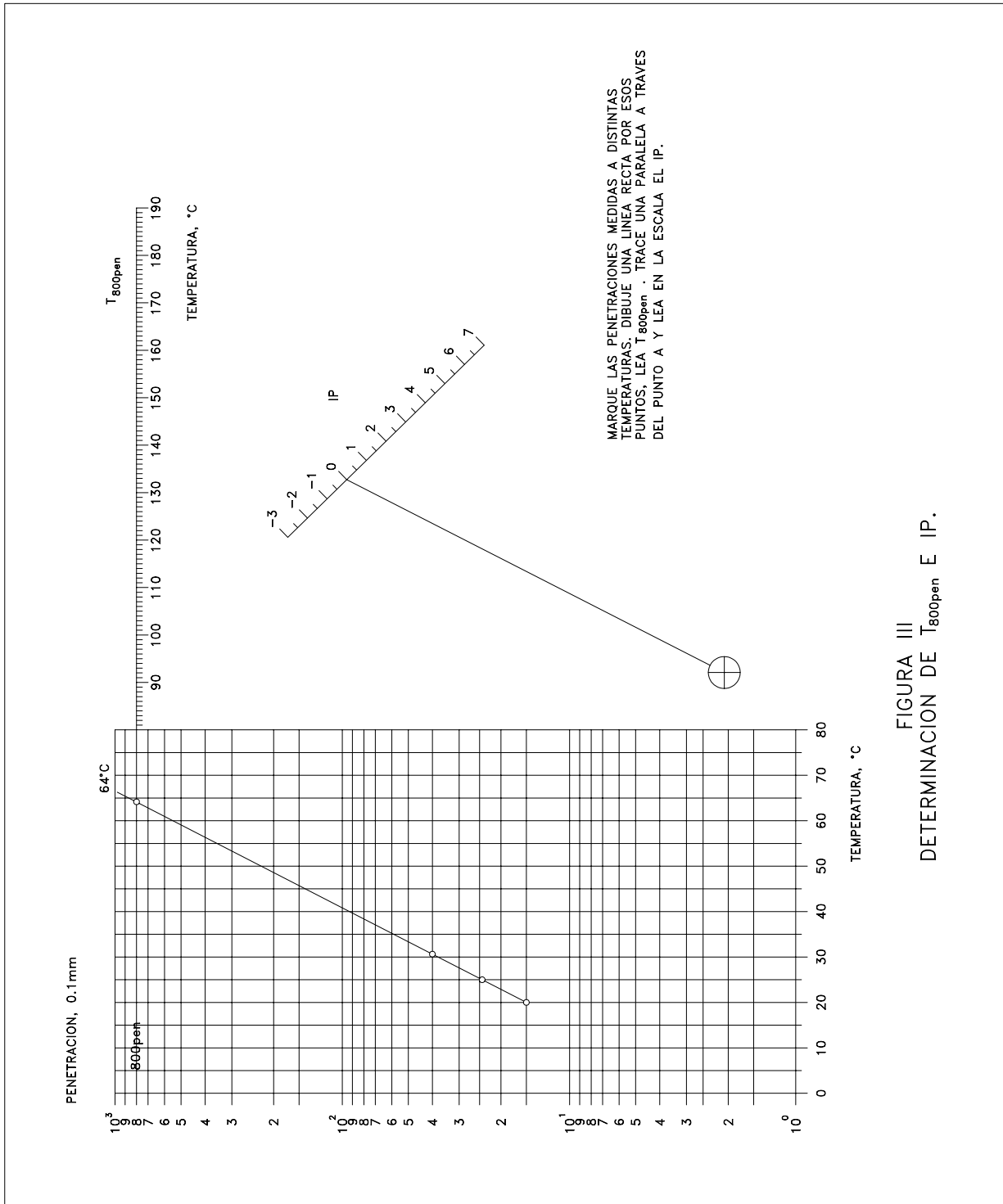


FIGURA III
DETERMINACION DE T_{800pen} E IP.

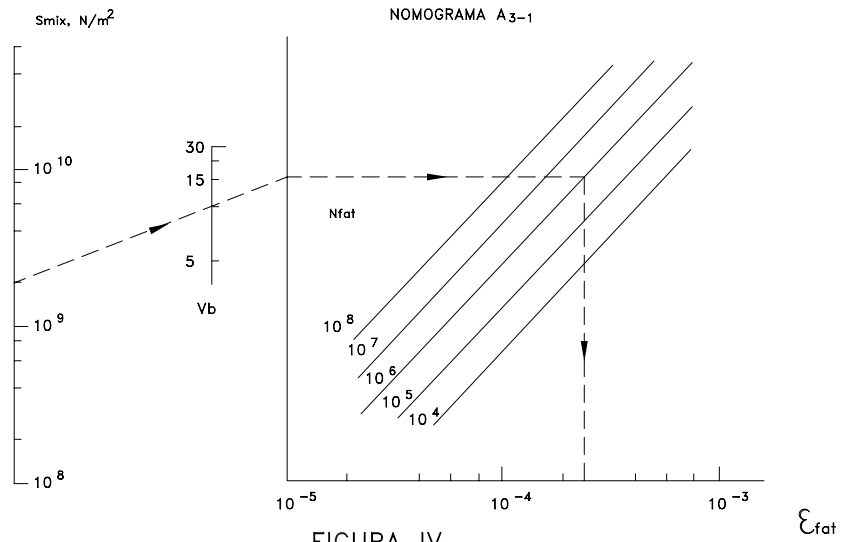


FIGURA IV
NOMOGRAMA SOBRE RESISTENCIA A LA FATIGA
EN BASE AL Smix Y Vb (Bonnaure)

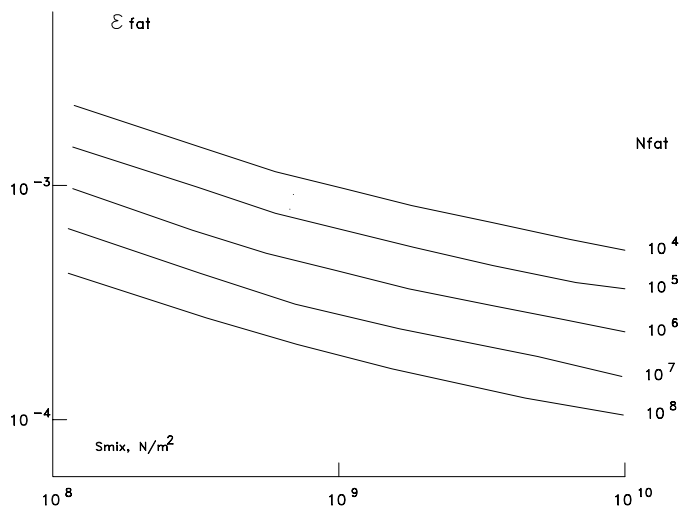


FIGURA V
RELACION FATIGA Smix PARA UNA MEZCLA DETERMINADA

Tabla VII - 5 AGREGADOS PARA MEZCLAS ASFALTICAS EMULSIONADAS DENSAMENTE GRADUADAS

| TAMICES Estándar USA Alternativa | | SEMI PROCESADO FRACTURADO O TAL CUAL PROVIENE DEL BANCO O YACIMIENTO | MEZCLAS ASFALTICAS DENSAMENTE GRADUADAS CON MATERIAL PROCESADO | | | | |
|--|--------------|---|---|---------|---------|---------|---------|
| 50 mm | 2 (pulg) | ----- | 100 | ----- | ----- | ----- | ----- |
| 37.5mm | (1-1/2 pulg) | 100 | 90-100 | 100 | ----- | ----- | ----- |
| 25.0mm | (1 pulg) | 80-100 | ----- | 90-100 | 100 | ----- | ----- |
| 19.0mm | (3/4 pulg) | ----- | 60-80 | ----- | 90-100 | 100 | ----- |
| 12.5mm | (1/2 pulg) | ----- | ----- | 60-80 | ----- | 90-100 | 100 |
| 9.5mm | (3/8 pulg) | ----- | ----- | ----- | 60-80 | ----- | 90-100 |
| 4.75mm | (No.4) | 25-85 | 20-55 | 25-60 | 35-65 | 45-70 | 60-80 |
| 2.36mm | (No.8) | ----- | 10-40 | 15-45 | 20-50 | 25-55 | 35-65 |
| 1.18mm | (No.16) | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- |
| 600µm | (No.30) | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- |
| 300µm | (No.50) | ----- | 2-16 | 3-18 | 3-20 | 5-20 | 6-25 |
| 150µm | (No.100) | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- |
| 75µm | (No.200) | 3-15 | 0-5 | 1-7 | 2-8 | 2-9 | 2-10 |
| Equivalente de arena (%) | | 30 min. | 35 min. | 35 min. | 35 min. | 35 min. | 35 min. |
| Ensayo Los angeles @ 500 revoluciones | | ----- | 40 max. | 40 max. | 40 max. | 40 max. | 40 max. |
| % Caras fracturadas | | ----- | 65 min. | 65 min. | 65 min. | 65 min. | 65 min. |
| Emulsión Asfáltica | | | | | | | |

Ver tablas II-1 y II-2

Figura VI

Tabla VII - 6 MEZCLAS DE ARENA - EMULSION

| TAMICES | % PASA | | |
|--------------------------|---------------------|---------------|--------------|
| | Pobremente Graduada | Bien Graduada | Arena Limosa |
| 12.5mm (1/2 pulg) | 100 | 100 | 100 |
| 4.75mm (No.4) | 75-100 | 75-100 | 75-100 |
| 300µm (No.50) | ----- | 15-30 | ----- |
| 150µm (No.100) | ----- | ----- | 15-65 |
| 75 µm (No.200) | 0-12 | 5-12 | 12-21 |
| Equivalente de arena (%) | 30 min. | 30 min. | 30 min. |
| Indice Plástico | NP | NP | NP |

Figura VII

TABLA II-1 REQUERIMIENTOS Y APLICACIONES TÍPICAS PARA ASFALTOS EMULSIONADOS

| Tipo..... | ROTURA RAPIDA | | | | | | ROTURA MEDIA | | | | | |
|---|---------------|------|------|------|--------|------|--------------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | RS-1 | | RS-2 | | HFRS-2 | | MS-1 | | MS-2 | | MS-2h | |
| | min | max | min | max | min | max | min | max | min | max | min | max |
| Ensayos sobre emulsiones: | | | | | | | | | | | | |
| Viscosidad Saybolt Furol a 77°F (25°C),s | 20 | 100 | --- | --- | --- | --- | --- | 20 | 100 | 100 | --- | --- |
| Viscosidad Saybolt Furol a 122°F (50°C),s | --- | --- | 75 | 400 | 75 | 400 | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Estabilidad en el almacenamiento, 24-H,% | --- | 1 | --- | 1 | --- | 1 | --- | --- | 1 | --- | --- | 1 |
| Demulsibilidad, 35 ml, 0.02 N CaCl ₂ , % | 60 | --- | 60 | --- | 60 | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Capacidad de recubrimiento y resistencia al agua | | | | | | | | | | | | |
| Recubrimiento, agregado seco | | | | | | | | bueno | bueno | bueno | bueno | bueno |
| Recubrimiento, después de rociado | | | | | | | | regular | regular | regular | regular | regular |
| Recubrimiento, agregado húmedo | | | | | | | | regular | regular | regular | regular | regular |
| Recubrimiento, después de rociado | | | | | | | | regular | regular | regular | regular | regular |
| Mezcla con cemento, % | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Tamizado, % | --- | 0.10 | --- | 0.10 | --- | 0.10 | --- | --- | 0.10 | --- | --- | 0.10 |
| Residuo por destilación, % | 55 | --- | 63 | --- | 63 | --- | --- | 55 | --- | --- | --- | --- |
| Aceite destilado por volumen de emulsión | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Ensayos sobre el residuo de la destilación | | | | | | | | | | | | |
| Penetración a 77°F (25°C), 100 g, 5 s | 100 | 200 | 100 | 200 | 100 | 200 | 100 | 100 | 200 | 100 | 200 | 40 |
| Ductilidad, 77°F (25°C), 5 cm/min, cm | 40 | --- | 40 | --- | 40 | --- | 40 | 40 | --- | 40 | --- | 40 |
| Solubilidad en tricloroetileno, % | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 |
| Ensayo de flotación, 140°F (60°C),s | --- | --- | --- | --- | 1200 | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |

Figura VIII

**TABLA II-1 REQUERIMIENTOS Y APLICACIONES TÍPICAS
PARA ASFALTOS EMULSIONADOS**

| Tipo..... | ROTURA MEDIA | | | | ROTURA LENTA | | | | | |
|---|--------------|---------|---------|---------|--------------|---------|---------|------|-------|------|
| | HFMS-1 | | HFMS-2 | | HFMS-2h | | HFMS-2s | | SS-1h | |
| Grado..... | min | max | min | max | min | max | min | max | min | max |
| Ensayos sobre emulsiones: | | | | | | | | | | |
| Viscosidad Saybolt Furol a 77°F (25°C), s | 20 | 100 | 100 | --- | 100 | --- | 50 | --- | 20 | 100 |
| Viscosidad Saybolt Furol a 122°F (50°C), s | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Estabilidad en el almacenamiento, 24-H, % | --- | 1 | --- | 1 | --- | 1 | --- | 1 | --- | 1 |
| Densibilidad, 35 ml, 0.02 N CaCl ₂ , % | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Capacidad de recubrimiento y resistencia al agua | | | | | | | | | | |
| Recubrimiento, agregado seco | bueno | bueno | bueno | bueno | bueno | bueno | bueno | | | |
| Recubrimiento, después de rociado | regular | regular | regular | regular | regular | regular | regular | | | |
| Recubrimiento, agregado húmedo | regular | regular | regular | regular | regular | regular | regular | | | |
| Recubrimiento, después de rociado | regular | regular | regular | regular | regular | regular | regular | | | |
| Mezcla con cemento, % | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | 2.0 | --- |
| Tamizado, % | --- | 0.10 | --- | 0.10 | --- | 0.10 | --- | 0.10 | --- | 0.10 |
| Residuo por destilación, % | 55 | --- | 65 | --- | 65 | --- | 65 | --- | 57 | --- |
| Acetate destilado por volumen de emulsión | --- | --- | --- | --- | --- | --- | 1 | 7 | --- | --- |
| Ensayos sobre el residuo de la destilación | | | | | | | | | | |
| Penetración a 77°F (25°C), 100 g, 5 s | 100 | 200 | 100 | 200 | 40 | 90 | 200 | --- | 100 | 200 |
| Ductilidad, 77°F (25°C), 5 cm/min, cm | 40 | --- | 40 | --- | 40 | --- | 40 | --- | 40 | --- |
| Solubilidad en tricloroetileno, % | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 | --- |
| Ensayo de flotación, 140°F (60°C), s | 1200 | --- | 1200 | --- | 1200 | --- | 1200 | --- | --- | --- |

Figura VIII

TABLA II-2 REQUERIMIENTOS Y APLICACIONES TÍPICAS PARA ASFALTOS EMULSIONADOS (CATIÓNICAS)

| Tipo..... | ROTURA RAPIDA | | | | ROTURA MEDIA | | | | ROTURA LENTA | | | | | |
|---|---------------|----------|----------|----------|--------------|----------|----------|----------|--------------|----------|----------|----------|----------|----------|
| | GRS-1 | | GRS-2 | | GMS-2 | | GMS-2h | | CSS-1 | | CSS-1h | | CSS-1h | |
| Grado..... | min | max | min | max | min | max | min | max | min | max | min | max | min | max |
| Ensayos sobre emulsiones: | | | | | | | | | | | | | | |
| Viscosidad Saybolt Furol a 77°F (25°C), s | | | | | | | | | | | | | | |
| Viscosidad Saybolt Furol a 122°F (50°C), s | 20 | 100 | 100 | 400 | 50 | 450 | 50 | 450 | 20 | 100 | 20 | 100 | | |
| Estabilidad en el almacenamiento, 24-H, % | --- | 1 | --- | 1 | --- | 1 | --- | 1 | --- | 1 | --- | 1 | --- | 1 |
| Ensayo de clasificación | pasa | pasa | pasa | pasa | | | | | | | | | | |
| Capacidad de recubrimiento y resistencia al agua | | | | | | | | | | | | | | |
| Recubrimiento, agregado seco | --- | --- | --- | bueno | bueno | bueno | bueno | bueno | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Recubrimiento, después de rociado | --- | --- | --- | regular | regular | regular | regular | regular | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Recubrimiento, agregado húmedo | --- | --- | --- | regular | regular | regular | regular | regular | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Recubrimiento, después de rociado | --- | --- | --- | regular | regular | regular | regular | regular | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Ensayo de carga de partícula | positivo | positivo | positivo | positivo | positivo | positivo | positivo | positivo | positivo | positivo | positivo | positivo | positivo | positivo |
| Tamizado, % | --- | 0.10 | --- | 0.10 | --- | 0.10 | --- | 0.10 | --- | 0.10 | --- | 0.10 | --- | 0.10 |
| Mezcla con cemento, % | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | 2.0 | --- | 2.0 | --- | 2.0 | --- | 2.0 |
| Destilación | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- | --- |
| Acetate destilado por volumen de emulsión, % | --- | 3 | --- | 3 | --- | 12 | --- | 65 | --- | 57 | --- | 57 | --- | 57 |
| Ensayos sobre el residuo de la destilación | | | | | | | | | | | | | | |
| Penetración a 77°F (25°C), 100 g, 5 s | 100 | 250 | 100 | 250 | 100 | 250 | 40 | 250 | 100 | 250 | 40 | 250 | 40 | 90 |
| Ductilidad, 77°F (25°C), 5 cm/min, cm | 40 | --- | 40 | --- | 40 | --- | 40 | --- | 40 | --- | 40 | --- | 40 | --- |
| Solubilidad en tricloroetileno, % | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 | --- | 97.5 | --- |

Figura IX

TABLA 2.1 - COMPOSICION DE LA MEZCLA ASFALTICA (ASTM D3515)

MEZCLAS DENSAS

DESIGNACION DE MEZCLAY TAMAÑO NOMINAL DE LOS AGREGADOS

| Tamices | 2 pulg. (50 mm) | 1 1/2 pulg. (37.5 mm) | 1 pulg. (25.0 mm) | 3/4 pulg. (19.0 mm) | 1/2 pulg. (12.5 mm) | 3/8 pulg. (9.5 mm) | No.4 (4.75 mm) | No.8 (2.36 mm) | No.16 (1.18 mm) |
|---|--------------------|--------------------------|----------------------|------------------------|------------------------|-----------------------|----------------|-------------------|-----------------|
| Granulometria del agregado total (grueso+fino+filler si es requerido) % en peso | | | | | | | | | |
| 2 1/2 pulg. (63 mm) | 100 | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- |
| 2 pulg. (50 mm) | 90 a 100 | 100 | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- |
| 1 1/2 pulg. (37.5mm) | ----- | 90 a 100 | 100 | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- |
| 1 pulg. (25.0 mm) | 60 a 80 | ----- | 90 a 100 | 100 | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- |
| 3/4 pulg. (19.0 mm) | ----- | 56 a 80 | ----- | 90 a 100 | 100 | ---- | ---- | ---- | ---- |
| 1/2 pulg. (12.55 mm) | 35 a 65 | ----- | 56 a 80 | ----- | 90 a 100 | 100 | ---- | ---- | ---- |
| 3/8 pulg. (9.5 mm) | ----- | ----- | ----- | 56 a 80 | ----- | 90 a 100 | 100 | ---- | ---- |
| No.4 (4.75 mm) | 17 a 47 | 23 a 53 | 29 a 59 | 35 a 65 | 44 a 74 | 55 a 85 | 80 a 100 | ----- | 100 |
| No.8 (2.36 mm) | 10 a 36 | 15 a 41 | 19 a 45 | 23 a 49 | 28 a 58 | 32 a 67 | 65 a 100 | ----- | 95 a 100 |
| No.16 (1.18 mm) | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | 40 a 80 | ----- | 85 a 100 |
| No.30 (600µm) | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | 25 a 65 | ----- | 70 a 95 |
| No.50 (300µm) | 3 a 15 | 4 a 16 | 5 a 17 | 5 a 19 | 5 a 21 | 7 a 23 | 7 a 40 | ----- | 45 a 75 |
| No.100 (150µm) | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | ----- | 3 a 20 | ----- | 20 a 40 |
| No.200 (75µm) | 0 a 5 | 0 a 6 | 1 a 7 | 2 a 8 | 2 a 10 | 2 a 10 | 2 a 10 | ----- | 9 a 20 |
| Asfalto, % en peso sobre el total de la mezcla | | | | | | | | | |
| | 2 a 7 | 3 a 8 | 3 a 9 | 4 a 10 | 4 a 11 | 5 a 12 | 6 a 12 | 7 a 12 | 8 a 12 |
| Tamaño sugerido del agregado (Tabla II-4 del SS-1) | | | | | | | | | |
| | 3 y 57 | 4 y 67 | 5 y 7 | 67 o 68 | 7 y 78 | 8 | | | |
| | | 0 4 y 68 | 0 57 | 0 6 y 8 | | | | | |

Figura X

TABLA II-11 - CRITERIO SUGERIDO PARA VALORES LIMITES

CRITERIO DE DISEÑO MARSHALL

| Tránsito Método Marshall | Liviano Carpeta y base | | Mediano Carpeta y base | | Pesado Carpeta y base | |
|--|---------------------------|------------------|---------------------------|------------------|--------------------------|------------------|
| | Min. | Max. | Min. | Max. | Min. | Max. |
| Compactación, Número de golpes por cara | 35 | 35 | 50 | 50 | 75 | 75 |
| Estabilidad, N (lb.) | 3336 (750) | ----- | 5338 (1200) | ----- | 8006 (1800) | ----- |
| Fluencia, 0.25mm (0.01 pulg) | 8 | 18 | 8 | 16 | 8 | 14 |
| % de vacíos de aire | 3 | 5 | 3 | 5 | 3 | 5 |
| % de vacíos del agregado mineral | VER TABLA II-12 | | | | | |
| % de vacíos llenados con asfalto. | 70 | 80 | 65 | 78 | 65 | 75 |
| Método Hveem | | | | | | |
| Valor estabilómetro | 30 | ----- | 35 | ----- | 37 | ----- |
| Hinchamiento, mm. (pulg) | ----- | 0.762 (0.030) | ----- | 0.762 (0.030) | ----- | 0.762 (0.030) |
| % de vacíos de aire | 4 | ----- | 4 | ----- | 4 | ----- |

FIGURA XI

**TABLA II-12 - VACIOS MINIMOS DEL AGREGADO
(VMA) EN PORCIENTO**

| Tamaño máximo nominal | | VMA mínimo, % Vacíos de aire de diseño, % | | |
|-----------------------|------|--|------|------|
| Pulg. | mm | 3.0 | 4.0 | 5.0 |
| No.16 | 1.18 | 21.5 | 22.5 | 23.5 |
| No.8 | 2.36 | 19.0 | 20.0 | 21.0 |
| No.4 | 4.75 | 16.0 | 17.0 | 18.0 |
| 3/8" | 9.5 | 14.0 | 15.0 | 16.0 |
| 1/2" | 12.5 | 13.0 | 14.0 | 15.0 |
| 3/4" | 19.0 | 12.0 | 13.0 | 14.0 |
| 1.0 | 25.0 | 11.0 | 12.0 | 13.0 |
| 1.5 | 37.5 | 10.0 | 11.0 | 12.0 |
| 2.0 | 50.0 | 9.5 | 10.5 | 11.5 |
| 2.5 | 63.0 | 9.0 | 10.0 | 11.0 |

FIGURA XII

Para distinguir los materiales bituminosos de los materiales elásticos convencionales, se ha definido su módulo de rigidez o stiffness, siendo la resistencia representada por la tensión admisible (Q_{fat}). Como en cualquier tipo de diseño estructural, es necesario habiendo usado el módulo para calcular las tensiones críticas, verificar si exceden las tensiones admisibles a fin de prevenir las fracturas.

En las capas asfálticas se considera que el criterio predominante es la rotura por fatiga (Q_{adm}), es decir la tensión admisible bajo condiciones de repetidas aplicaciones de carga menores que la tensión de rotura para una aplicación.

En la figura IV se muestra un nomograma que permite calcular la tensión admisible (Q_{fat}) en base al stiffness de la mezcla (S_m) y a su composición (V_b), para distintos números de repetidas aplicaciones de tensiones de magnitud constante.

En la figura V se muestra una relación típica entre tensiones admisibles y stiffness de la mezcla obtenidas del nomograma anterior para diversas expectativas de vida útil de una mezcla asfáltica.

C MÉTODO DEL ASPHALT INSTITUTE

FUENTE: A BASIC ASPHALT EMULSIÓN MANUAL (A.A.)

C Granulometría y características de agregados para mezclas emulsionadas densamente graduadas. (Tabla VII - 5), figura VI.

C Mezclas de arena-emulsión (Tabla VII-6), figura VII.

C Exigencias especificadas para distintos tipos de emulsiones (Tabla II-1), figura VIII.

C Exigencias especificadas para distintos tipos de emulsiones catiónicas (Tabla II-2), figura IX.

FUENTE: SOILS MANUAL (MS-10)

C Método de muestreo

FUENTE: MIXS DESIGNS METHODS (MS-2)

C Composición de la mezcla asfáltica (Tabla 2-1), figura X.

FUENTE: SPECIFICATION SERIES N° 1 (SS-1)

C Criterio sugerido para valores límites, método Marshall y método Hveem (Tabla II - 11) figura XI.

C Mínimos vacíos del agregado mineral, en base al TMN y al % de vacíos de aire (Tabla II-12) figura XII.

ANEXO

Método del Asphalt Institute

FUENTE: Soils Manual (MS-10). Muestreo del suelo de subrasante. En dicho Manual se incluyen los tres sistemas de clasificación de suelos comúnmente utilizados a saber:

- 1- Clasificación AASHTO (HRB)
- 2- Clasificación unificada (Casagrande)
- 3- Clasificación pedológica (Departamento de Agricultura y Servicio de Conservación de Suelos, de EE.UU.)

Así como también la descripción de los cuatro principales métodos de ensayos

utilizados para seleccionar el espesor del pavimento requerido:

- 1- CBR (ASTM D 1883)
- 2- Plato de carga (ASTM D 1195)
- 3- Valor de Resistencia R (AASHTO T190; ASTM D 2844)
- 4- Módulo Resiliente (Asphalt Institute)

Se aclara explícitamente que el ingeniero proyectista debe ajustar los métodos básicos descriptos a las condiciones inherentes al clima, tránsito y otros factores relativos al problema específico del diseño.

Destaca la importancia del uso de fotografías aéreas para la localización del trazado, drenaje, estudio de suelos y diseño, dedicándole al tema un extenso capítulo.

La preparación del perfil del suelo se basa fundamentalmente en muestras extraídas al azar (random sampling plans) y garantizando su representatividad. En el Apéndice B del manual se describe en detalle la metodología a seguir, acompañando a las tablas de números "random" un ejemplo aclaratorio.

Como primera etapa se debe dividir al tramo en secciones que registren un determinado tipo de suelo, posteriormente se determinará para cada sección el promedio de la máxima distancia deseada entre las muestras a extraer y analizar y se dividirá la longitud de la sección por esta distancia promedio, obteniéndose así el número de muestras por sección. De acuerdo a la metodología que se describe en el Manual y en base al ancho total del pavimento propuesto y a los valores indicados en las columnas A, B y C de las tablas de números "random", se calcula para cada estación de muestreo su progresiva y su distancia a la línea central del trazado (derecha o izquierda o sobre el eje).

C REFUERZO DE PAVIMENTOS

FLEXIBLES

MÉTODOS DE DISEÑO DE REFUERZO

1- Métodos basados en criterios de reducción de deflexiones.

- Radio de Curvatura.

El radio de curvatura de la elástica de deflexión es de fundamental importancia en el estudio y evaluación de un pavimento existente, ya que está íntimamente ligado a la magnitud de la deformación lineal que sufren las capas asfálticas al flexionar bajo el efecto de las cargas y consecuentemente en el desarrollo de la fisuración en forma de piel de cocodrilo.

Existen distintos métodos para obtener los valores de esas deformadas, como así también de plantear la ecuación que mejor la represente.

Un análisis de los distintos procedimientos, llevó al Dr. Celestino L. Ruiz (Argentina) a proponer la metodología que a continuación se describe.

Para fines prácticos el criterio más simple y suficientemente exacto, es el que se basa en que la línea de deflexiones recuperables Benkelman (en función de la distancia al eje de carga), se aproxima a una parábola hasta una distancia mayor de 25 cm.

Luego la línea de deflexiones sufre una inflexión, tendiendo asintóticamente hacia la horizontal, como se muestra en la figura XIII. La curvatura de la parábola queda definida por su parámetro, que en la zona de máxima curvatura se confunde prácticamente con el radio del arco del círculo osculador en dicho punto, es decir bajo el eje de carga a distancia nula.

Considerando un punto de la línea de deflexión, a la distancia en abscisas de 25cm y ordenada igual a la diferencia de las deflexiones a distancia cero (bajo eje de carga), y 25cm, el parámetro de la parábola (radio de curvatura R_c) estará dado por la fórmula:

$$R_c = \frac{10 \times 25^2}{2 (D_o - D_{25})} = \frac{6250}{2 (D_o - D_{25})}$$

Donde:

R_c = radio de curvatura en metros.

D_o y D_{25} = deflexión recuperable Benkelman en el eje vertical de la carga y a 25 cm del eje de carga (en 1/100 mm).

10 = coeficiente por diferencia de unidades.

Esta metodología solamente obliga a acompañar la determinación de la deformación recuperable Benkelman con la registrada simultáneamente con otra regla cuyo contacto se ubique a 25cm del primero. Se recomienda la medición simultánea de D_o y D_{25} , ya que la medida sucesiva con una sola regla o el desplazamiento del eje de carga exactamente 25cm, estarán sujetas a mayor probabilidad de error.

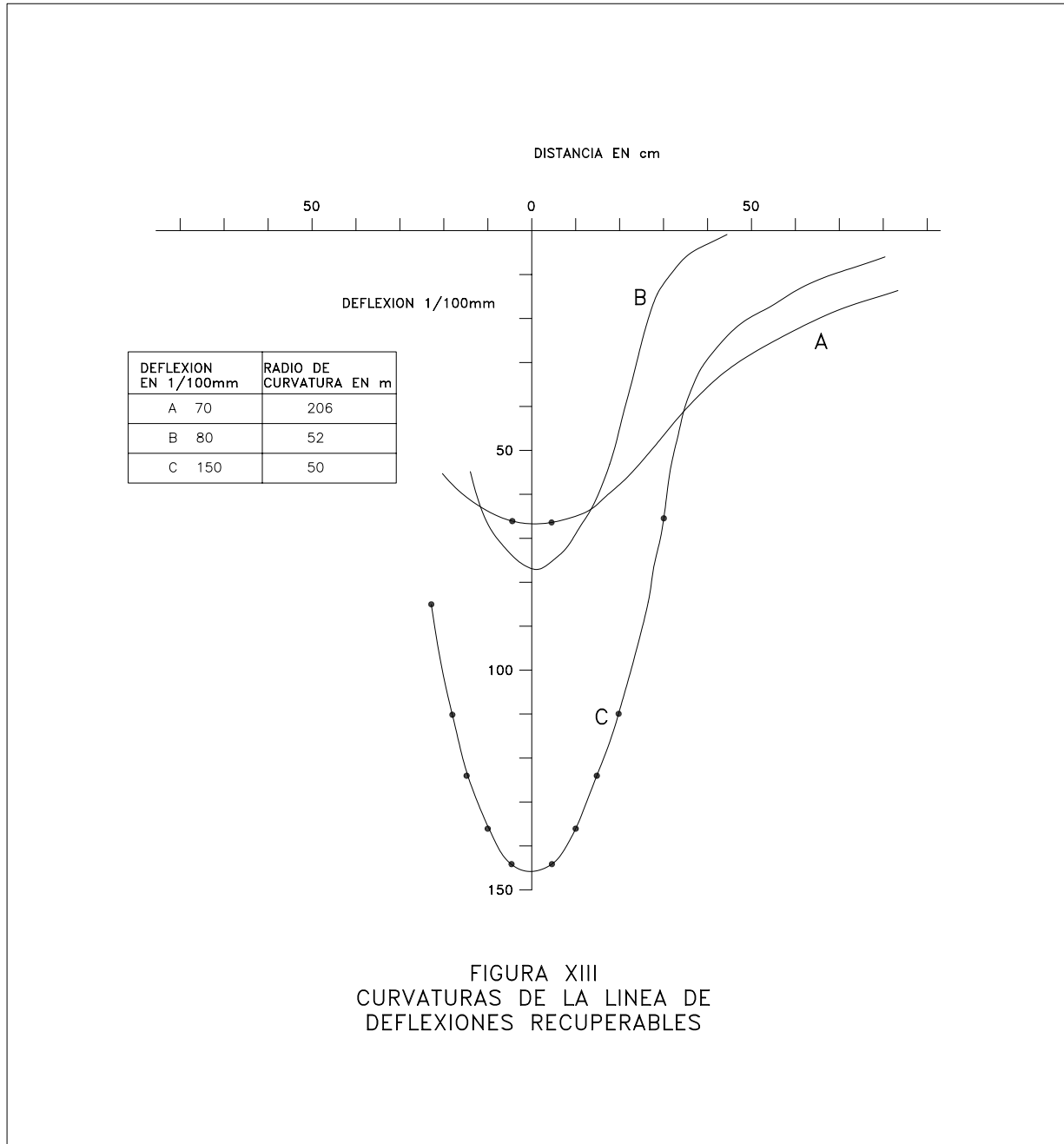
Si bien este criterio puede presentar objeciones, es el que permite con el instrumental común (Regla Benkelman) la medida más simple del R_c . En la práctica su

exactitud es suficiente ya que lo que interesa es el orden del radio de curvatura de la deformada, pudiendo variar entre 40m a valores algo superiores a 400m en los distintas estructuras viales, rango muy superior a las diferencias que podrían registrar sus respectivas deflexiones.

-Casos en que el R_c define el comportamiento estructural de un pavimento.

En la práctica, cuando se debe estimar la capacidad estructural de un pavimento suele observarse el desarrollo de fisuración en forma de piel de cocodrilo aún con deflexiones tolerables. Este fenómeno generalmente se debe a la presencia de una capa débil subyacente a la asfáltica y se refleja en radios de curvatura de la línea de deflexión reducidos. Ello se debe a que la estructura total puede defender adecuadamente a la fundación, pero dado que la base no presta suficiente apoyo a las capas asfálticas, las mismas no pueden resistir los esfuerzos de tracción al flexionar bajo cargas repetidas. Este tipo de situación se presenta generalmente con R_c de 80m a 100m o menores.

Se ha observado experimentalmente que bases no asfálticas que se han comportado satisfactoriamente bajo cierto flujo de tránsito, han dado origen a una zona débil en la parte superficial después de colocarse carpetas de rodamiento impermeables.



Estas últimas cortan el plano de evaporación y de comunicación de la base con la atmósfera, permitiendo la condensación de agua vapor y reteniendo el agua líquida.

Esta condición inicial es reforzada por la entrada de agua a través de la fisuración que comienza a generarse, su desplazamiento debajo de la carpeta y la formación de finos por abrasión húmeda cuando la naturaleza del material lo permite, ocasionan gradualmente fallas de mayor envergadura.

Con todo lo manifestado se quiere destacar que la magnitud de la deflexión recuperable Benkelman no tiene carácter significativo por sí sola.

Los reducidos radios de curvatura se deben al desarrollo de una zona blanda o débil debajo de la capa asfáltica, es decir en un reducido espesor de la base en su parte superior, aunque el resto de ella y las capas subyacentes posean la capacidad estructural requerida para que las deflexiones del conjunto sean relativamente tolerables.

La deficiencia del apoyo de la parte superior de la base es generada por distintas causas, siendo ellas las que determinan el criterio a aplicar para solucionar el problema.

A continuación se indica como proceder ante algunos casos.

- 1- No existe degradación en la base granular pero si un exceso de humedad por excesiva permeabilidad de la carpeta.

Corresponde mejorar el sistema de drenaje de la base y sellar la carpeta para garantizar su impermeabilidad.

- 2- El material de la base en su parte superior se presenta degradado y con elevado porcentaje de finos y/o plasticidad de los mismos.

Si se tratara de bases cementadas finas, se observa un estado pulverulento con o sin excesiva humedad.

La solución es escarificar la carpeta y el espesor degradado de base y reconstruir base y carpeta de espesor adecuado a las características de la obra existente.

O el bacheo previo de las zonas más deterioradas y la construcción de un refuerzo de concreto asfáltico en espesor suficiente para aumentar el radio de curvatura de la línea de deflexión hasta valores tolerables.

C 700-MATERIALES

Sección 702 - ASFALTOS

702.01 Cementos asfálticos. La especificación M-20 de AASHTO define cinco tipos de cementos asfálticos, según su rango de penetración; siendo: CA (40-50); CA(60-70); CA(85-100); CA(120-150) y CA(200-300) (Fig. 6).

Los ensayos requeridos, así como la técnica a aplicar para el muestreo, se definen en las siguientes normas:

| Nº | REFERENCIA |
|-------|---------------------------------------|
| T 40 | MUESTREO |
| T 49 | PENETRACIÓN |
| T 44 | SOLUBILIDAD EN TRICLORO ETILENO |
| T 51 | DUCTILIDAD |
| T 48 | PUNTO DE INFLAMACIÓN |
| T 179 | ENSAYO DE PÉRDIDA EN PELÍCULA DELGADA |
| T 102 | ENSAYO DE LA MANCHA (OLIENSIS) |

La especificación M 226 cubre a todos los cementos asfálticos graduándolos por su viscosidad a 60°C. Se presentan tres tablas; en las número 1 y 2 la clasificación se hace en base a la viscosidad a 60°C, efectuada sobre el asfalto original (AC-2.5 corresponde a viscosidad = 250 poises a 60°C; AC-5.0 a viscosidad = 500 poises, etc.).

La tabla 3 responde a los resultados de los ensayos de viscosidad efectuados sobre el cemento asfáltico sometido a pérdida por calentamiento (residuo del ensayo de película delgada rotativa), siendo el AR-10 un cemento asfáltico que después de haber sido sometido al ensayo de pérdida en película delgada rotativa, arrojó un resultado de viscosidad de 1000 poises (a 60°C).

En la tabla 1 y 2, los valores de viscosidad indicados, pueden variar en $\pm 20\%$; en la tabla 3 dichos valores pueden variar en $\pm 25\%$.

Los valores tabulados en 1 y 2 (cemento asfáltico original) se diferencian en que los correspondientes a la tabla 2 registran una viscosidad superior (a 135°C), como así también una mayor penetración, incluyendo además un nuevo grupo (AC-30) la clasificación de la tabla 2.

Los ensayos que se especifican, son además de los citados para la M-20, los que a continuación se indican:

| NÚMERO | REFERENCIA |
|--------|---------------------------|
| T 202 | VISCOSIDAD A 60°C |
| T 201 | VISCOSIDAD A 135°C |
| T 240 | PELÍCULA DELGADA ROTATIVA |

Ensayos complementarios:

Si bien las especificaciones de los cementos asfálticos exigidas por pliego incluyen una serie de ensayos, que en una primera instancia garantizan la calidad del material, no siempre ponen en evidencia propiedades de los mismos que pesen sobre decisiones a tomar tanto en la etapa del proyecto, como en la etapa constructiva.

Una propiedad fundamental en los asfaltos, tanto durante su comportamiento en servicio como durante la elaboración y compactación de una mezcla en caliente, es el cambio que se produce en sus características por el efecto de la temperatura, es decir su susceptibilidad térmica.

Los métodos generalmente utilizados para definir dicha susceptibilidad se basan en los efectos que producen las variaciones de temperatura sobre la consistencia del asfalto (penetración y viscosidad).

Surgen así como ensayos complementarios la determinación de penetraciones a distintas temperaturas (15 °C; 20 °C; 25 °C y 30 °C), viscosidades (a 60 °C y a 135 °C) y el ensayo de Punto de Ablandamiento (AASHTO T 53-92).

ESPECIFICACIONES PARA CEMENTOS ASFÁLTICOS

| | GRADO DE PENETRACIÓN | | | | | | | | | |
|--|-----------------------------|--------|---------|--------|----------|--------|-----------|--------|-----------|--------|
| | 40 - 50 | | 60 - 70 | | 85 - 100 | | 120 - 150 | | 200 - 300 | |
| | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo | Mínimo | Máximo |
| Penetración a 25 C (77 F) 100g., 5 sec..... | 40 | 50 | 60 | 70 | 85 | 100 | 120 | 150 | 200 | 300 |
| Punto de Inflamación, vaso abierto de Cleveland °F..... | 450 | - | 450 | - | 450 | - | 425 | - | 350 | - |
| Ductibilidad a 25 C (77 F) 5 cm. por min., cm..... | 100 | - | 100 | - | 100 | - | 100 | - | - | - |
| Solubilidad en tricloro etileno, en %..... | 99 | - | 99 | - | 99 | - | 99 | - | 99 | - |
| Ensayo de película delgada en el horno 1/8 in. (3.2 mm), 163 C (325 F) 5 horas..... | - | 0.8 | - | 0.8 | - | 1.0 | - | 1.3 | - | 1.5 |
| Pérdida por calentamiento, %..... | 58 | - | 54 | - | 50 | - | 46 | - | 40 | - |
| Penetración del residuo, % del original..... | - | - | 50 | - | 75 | - | 100 | - | 100 | - |
| Ductilidad del residuo a 25 C (77 F) 5 cm. por min., cm..... | - | - | 50 | - | 75 | - | 100 | - | 100 | - |

Ensayo de la mancha (cuando y como se especifique,

NOTA 1) con:

- Solvente nafta standard
- Solvente nafta standard, % de xileno
- Solvente heptano xileno % xileno

- Negativo para todos los grados
- Negativo para todos los grados
- Negativo para todos los grados

NOTA: El ensayo de la mancha es opcional, cuando se especifique se debe aclarar qué tipo de solvente se usará acorde con los requerimientos, así como también en el caso del solvente xileno el % a utilizar.

FIGURA 6

Mediante el resultado de estos ensayos se pueden calcular índices que para un determinado asfalto describen el cambio de consistencia con el cambio de la temperatura.

Así el Índice de Penetración (Pfeiffer y Van Doormaal) requiere la determinación de por lo menos dos penetraciones a distintas temperaturas o de una penetración y del Punto de Ablandamiento (considerando que la penetración a esa temperatura es de 800 (0.1mm)).

Los asfaltos que se usan generalmente en pavimentos tienen Índices que varían entre (-1.0) y (+1.0), siendo los altos valores negativos indicadores de grandes cambios en la consistencia por variaciones de la temperatura (alta susceptibilidad térmica).

En la Fig. 7 se muestra el nomograma utilizado para calcular el Índice de Penetración, mediante la recta obtenida en base a dos o tres penetraciones a distintas temperaturas y el Punto de ablandamiento. Mediante el trazado de una paralela a dicha recta, desde el punto fijo marcado en el nomograma (A), hasta la escala del Índice de Penetración, se obtiene el valor de dicho Índice.

La susceptibilidad térmica de los asfaltos, también se expresa mediante Número de Penetración-Viscosidad (Mc Leod), que responde a la siguiente relación:

$$PVN = -1.5 (L - \log \text{Visc. } 135^{\circ} \text{C}) / (L - M)$$

siendo:

$$L = 3.4843 - [0.8411 \times (\log \text{Pen } 25^{\circ} \text{C} - 1)]$$

$$M = 2.9031 - [0.6741 \times (\log \text{Pen } 25^{\circ} \text{C} - 1)]$$

Viscosidad en centistokes

Penetración en 0.1 mm

De acuerdo a las recomendaciones dadas por Mc Leod, los valores aconsejables oscilan en un rango de -1.5 a 0.0.

Se recomienda que estos ensayos se efectúen no solo sobre el asfalto original, sino también sobre el bitumen después de haber sido sometido a pérdida por calentamiento en película delgada (o en película fina rotativa), ya que la alteración que sufren los asfaltos durante el mezclado en planta y su colocación y compactación en obra, se considera que es similar a la que provoca la pérdida por calentamiento en laboratorio.

A fin de caracterizar a los asfaltos fue desarrollado el Bitumen Test Date Chart (B.T.D.C.) por Heukelom en los laboratorios de Shell en Holanda, que permite proceder a identificar distintos tipos de asfalto, mediante la representación gráfica de ensayos normales (Penetración, Punto de Ablandamiento, Viscosidades). Al graficar estos datos en un nomograma conformado por una escala horizontal de temperatura y dos escalas verticales de penetración y viscosidad, se obtienen distintas representaciones según sean las características del asfalto.

Se individualizan así tres tipos de asfalto que demuestran un comportamiento distinto:

1-. Asfaltos de distinta procedencia, con bajo contenido de parafinas, denominados "Clase S". Los valores experimentales (penetración, viscosidad, punto de ablandamiento) volcados en el gráfico permiten obtener una línea recta. Trazando una paralela a la misma desde el punto fijo marcado en el nomograma hasta la escala del Índice de penetración (I.P.) se estima dicho Índice.

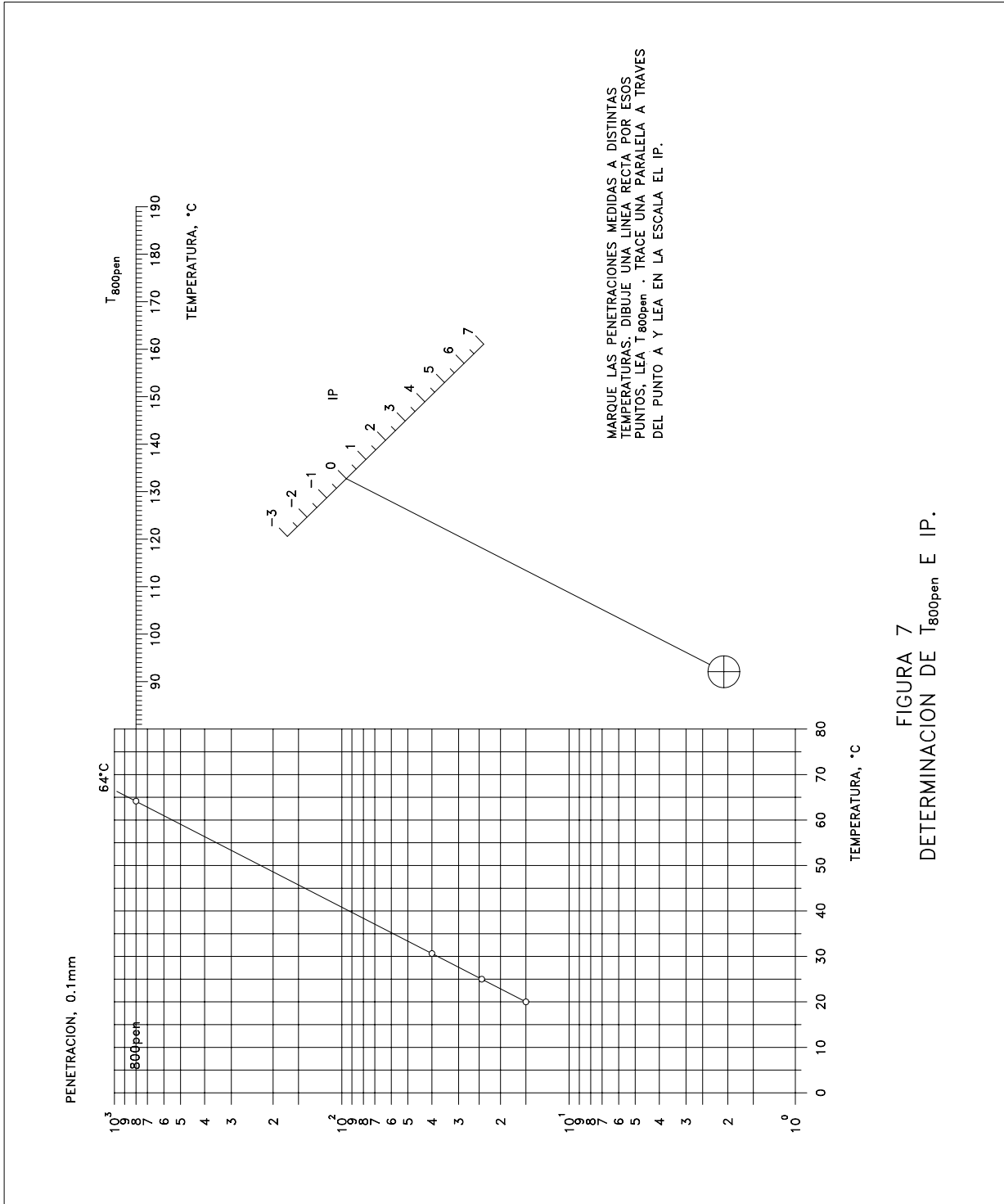


FIGURA 7
 DETERMINACION DE T_{800pen} E IP.

En la figura 8 se presentan tres asfaltos de distinto origen, pero de igual penetración a 25°C ($P = 90(0,1\text{mm})$). Las distintas pendientes de las rectas indican marcadas diferencias en su susceptibilidad térmica y por ende en sus Índices de Penetración, que varían de -1,0 a +1,0.

2-. Asfaltos con alto contenido de parafina, denominados "Clase W". Al ser representados en el nomograma los valores experimentales de los ensayos (Fig. 9) no se obtiene una línea recta, sino dos líneas prácticamente paralelas. Si al asfalto parafínico se le extrae la parafina la representación gráfica en el nomograma pasa a ser una recta. La zona de transición (zona rayada en el nomograma) corresponde a diferentes estados de cristalización y solubilidad de las parafinas. A bajas temperaturas no hay diferencias entre el comportamiento de los asfaltos con y sin parafina, ya que ésta se encuentra cristalizada. A altas temperaturas cuando la parafina está fundida, su presencia se denota en forma marcada.

3-. Asfaltos soplados, denominados "Clase B". Al ser representados en el nomograma (Fig. 10) se obtienen dos líneas rectas con distinta pendiente. A elevadas temperaturas dicha pendiente es similar a la de los asfaltos del mismo origen pero sin soplar; mientras que a menores temperaturas la pendiente de la recta se reduce.

La representación gráfica del comportamiento de los asfaltos en los nomogramas B.T.D.C., permite además de definir su susceptibilidad térmica mediante el Índice de Penetración, seleccionar las temperaturas de mezclado y de compactación adecuadas para llevar a cabo en laboratorio la dosificación Marshall.

De acuerdo a la Norma AASHTO T245-93 y a la ASTM D1559, la aplicación del método Marshall en laboratorio involucra que la viscosidad del asfalto en el momento del mezclado debe estar comprendida entre 170 ± 20 centistokes y para la compactación entre 280 ± 30 centistokes. Procediéndose de esta manera los resultados obtenidos por diferentes laboratorios serán más homogéneos y por ende comparables por haberse uniformado la consistencia del asfalto en los respectivos ensayos (Fig.8), T_m para 1.7 poises, T_c para 2.8 poises.

El Asphalt Institute recomienda que para la ejecución de la mezcla en obra, dada la mayor eficiencia del sistema de mezclado, se adopte una viscosidad comprendida entre 150 y 300 centistokes; en lo que concierne a la viscosidad adecuada para la compactación en obra, no puede ser establecida de antemano, ya que la temperatura será función de varias variables (equipo de compactación, condiciones ambientales; trabajabilidad de la mezcla, etc), por lo que usualmente se la determina mediante tramos experimentales al inicio de la construcción de las capas asfálticas. Siendo los asfaltos materiales visco-elásticos su comportamiento reológico dependerá de la temperatura y del tiempo de aplicación de la carga. A altas temperaturas y tiempos prolongados de aplicación de las cargas se comportan como líquidos viscosos, mientras que a bajas temperaturas y cortos tiempos de aplicación de las cargas, se comportan como sólidos elásticos. Las condiciones que prevalecen durante el período de servicio son intermedias, siendo su comportamiento complejo (visco elástico).

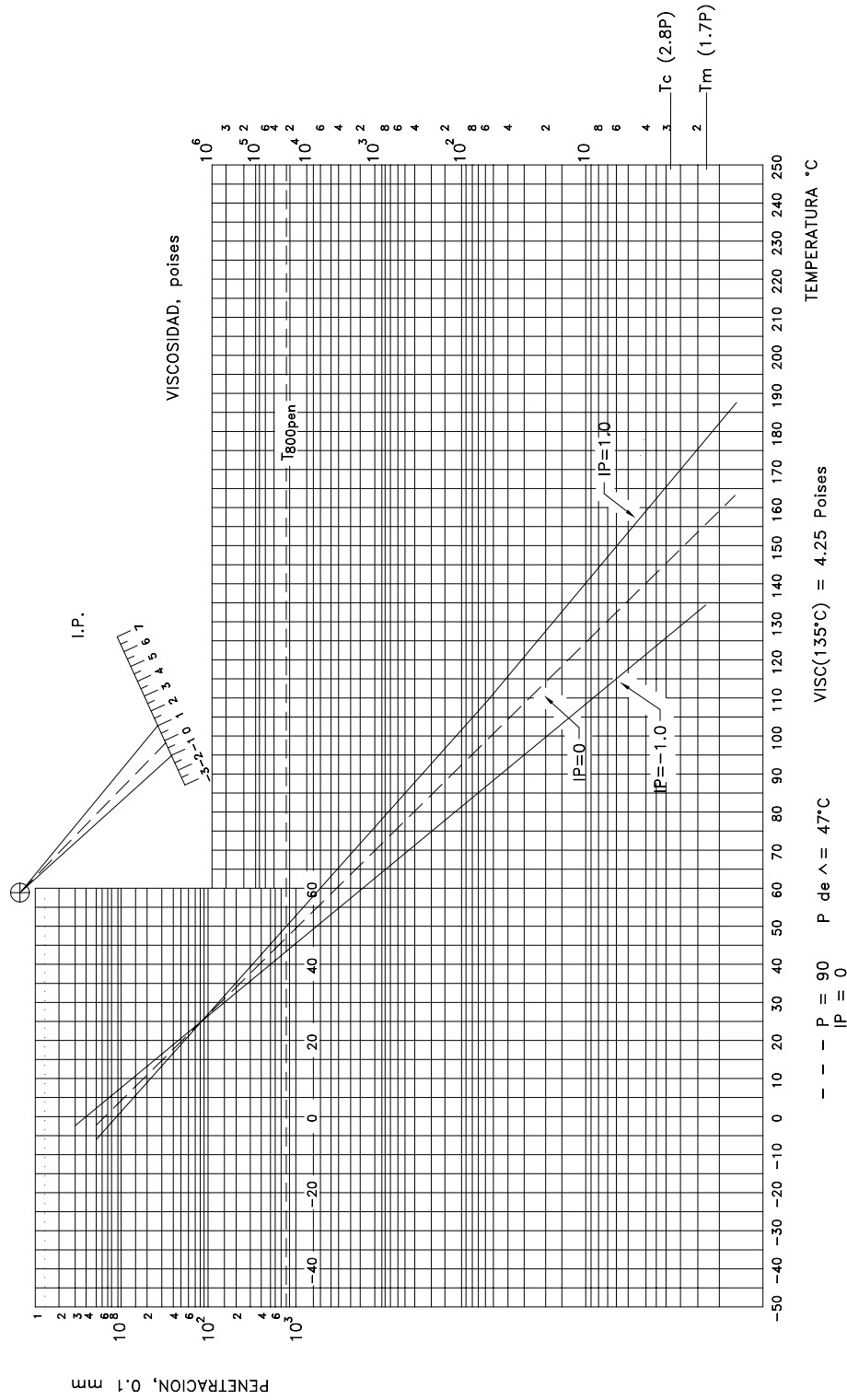


FIGURA 8

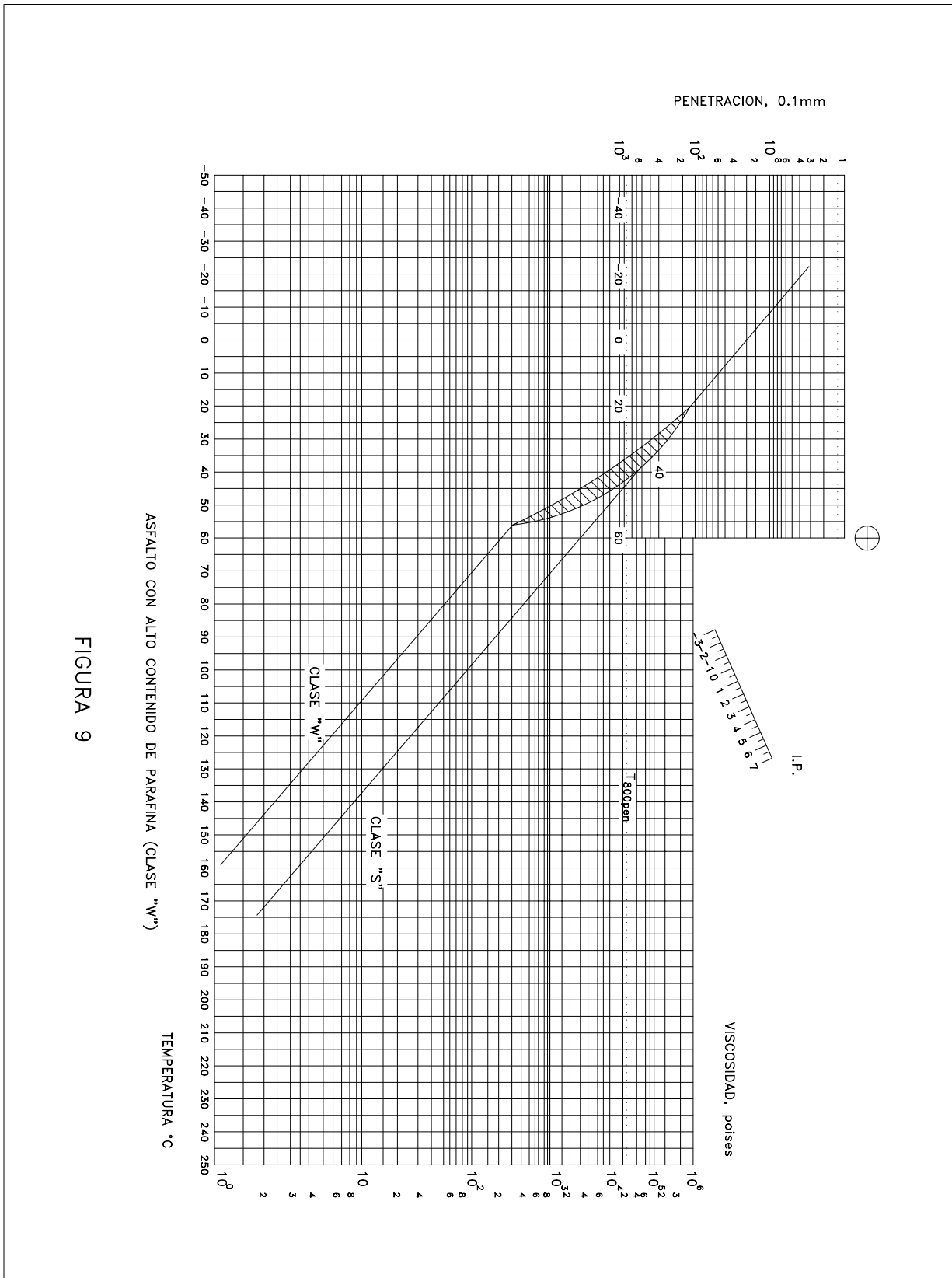


FIGURA 9

ASFALTO CON ALTO CONTENIDO DE PARAFINA (CLASE "W")

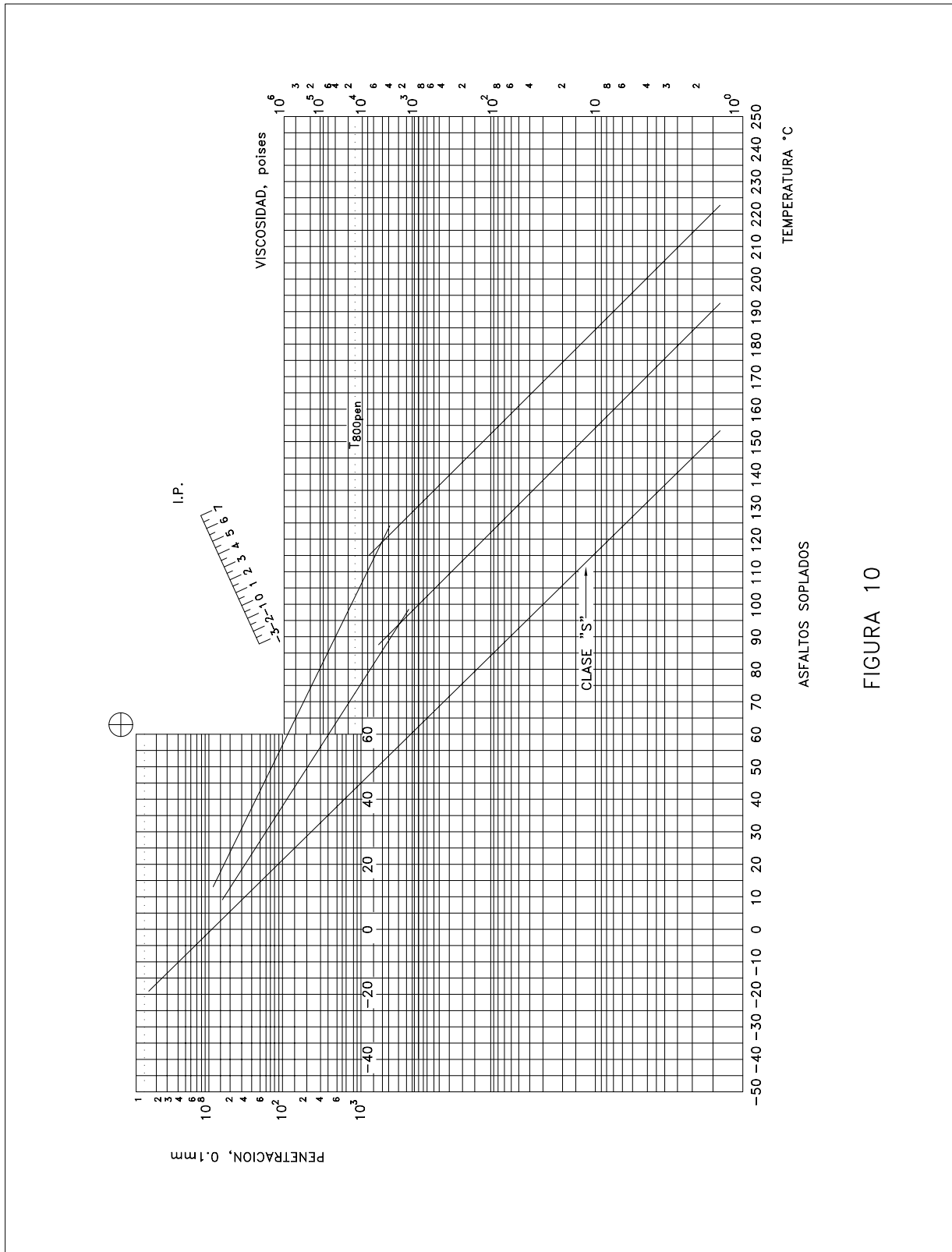


FIGURA 10

A fin de definir las propiedades mecánicas de los asfaltos, Van der Poel introdujo el concepto de Stiffness o módulo de rigidez, por analogía con el módulo elástico de los sólidos; como consecuencia de sus propiedades visco elásticas, el stiffness deberá establecerse para una determinada temperatura (T) y tiempo de carga (t).

Van der Poel desarrolló un nomograma (Fig 11) mediante el cual es posible calcular el stiffness para un amplio rango de temperaturas y de tiempos de cargas, conociendo el Índice de Penetración del asfalto y su Punto de Ablandamiento - Heukelom reemplazo a la temperatura del Punto de Ablandamiento por la temperatura a la cual la penetración es 800 (0.1mm), considerando que los resultados así obtenidos eran más satisfactorios.

Igualmente Van der Poel demostró que el módulo de rigidez de una mezcla asfáltica está estrechamente relacionado con el stiffness del asfalto y la concentración en volumen de los áridos que conforman la mezcla. Siendo:

Sb = Stiffness o módulo de rigidez del bitumen

Sm = Módulo de rigidez de la mezcla

Cv = Concentración en volumen

Vg = % volumen de áridos

Vb = % volumen de bitumen

V.M.A = % Vacíos Agregado Mineral

v = % vacíos de la mezcla asfáltica

El módulo de rigidez de la mezcla asfáltica se puede calcular mediante la siguiente expresión:

$$n = 0.83 \lg \frac{4 \cdot 10^{10}}{Sb}$$

$$Cv = \frac{Vg}{Vg + Vb} = \frac{100 - VMA}{100 - v}$$

$$Sm = Sb \left[1 + \frac{2.5}{n} \cdot \frac{Cv}{1 - Cv} \right]^n$$

Sm y Sb están expresados en N/m². La expresión indicada es válida para mezclas densas (V = 3%), para mezclas con mayor volumen de vacíos se debe hacer la siguiente corrección:

$$Cv_{correg} = \frac{100 Cv}{100 + (v-3)}$$

Para facilitar el cálculo del módulo de la mezcla (Sm) se dispone del nomograma que se muestra en la Fig.12.

Considerando que durante el mezclado, distribución y compactación de la mezcla, el asfalto incrementa su consistencia, para el cálculo del stiffness del asfalto en la mezcla se requiere conocer el Índice de Penetración y la temperatura a la cual la penetración es 800 (0.1mm) del asfalto recuperado de la mezcla una vez colocada y compactada o bien determinar esas características en el residuo del ensayo de pérdida por calentamiento en película delgada (o en película fina rotativa).

De ahí la necesidad de analizar la susceptibilidad térmica (o el Índice de Penetración) del asfalto original y del asfalto después de ser sometido a pérdida por calentamiento.

En la primera condición además de definirse si se trata de un bitumen "Clase S", se determinan las temperaturas de mezclado y de compactación (que corresponden a viscosidad de 170±20 centistokes y 280±30 centistokes respectivamente) y se analiza si el tipo o grado del cemento asfáltico analizado es el adecuado para cada circunstancia en particular.

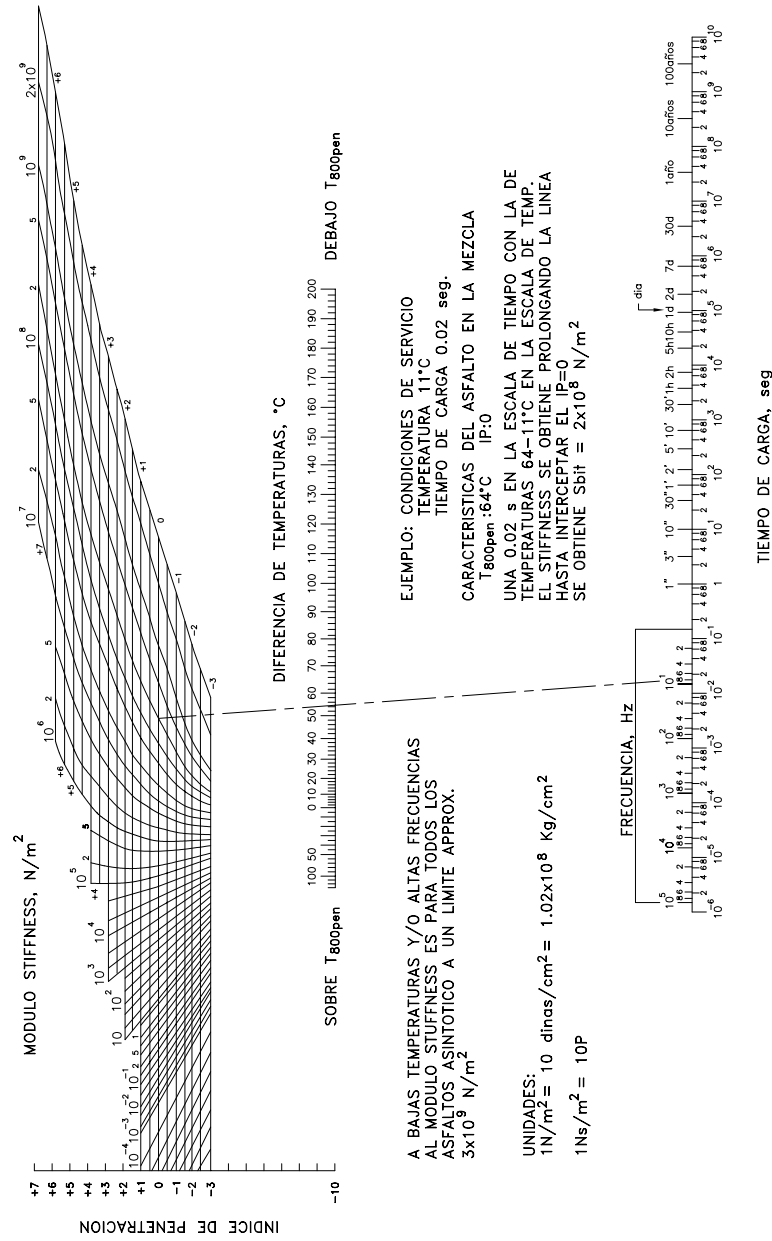


FIGURA 11
 NOMOGRAMA DE Van der Poel PARA
 DETERMINAR EL STIFFNESS DEL ASFALTO

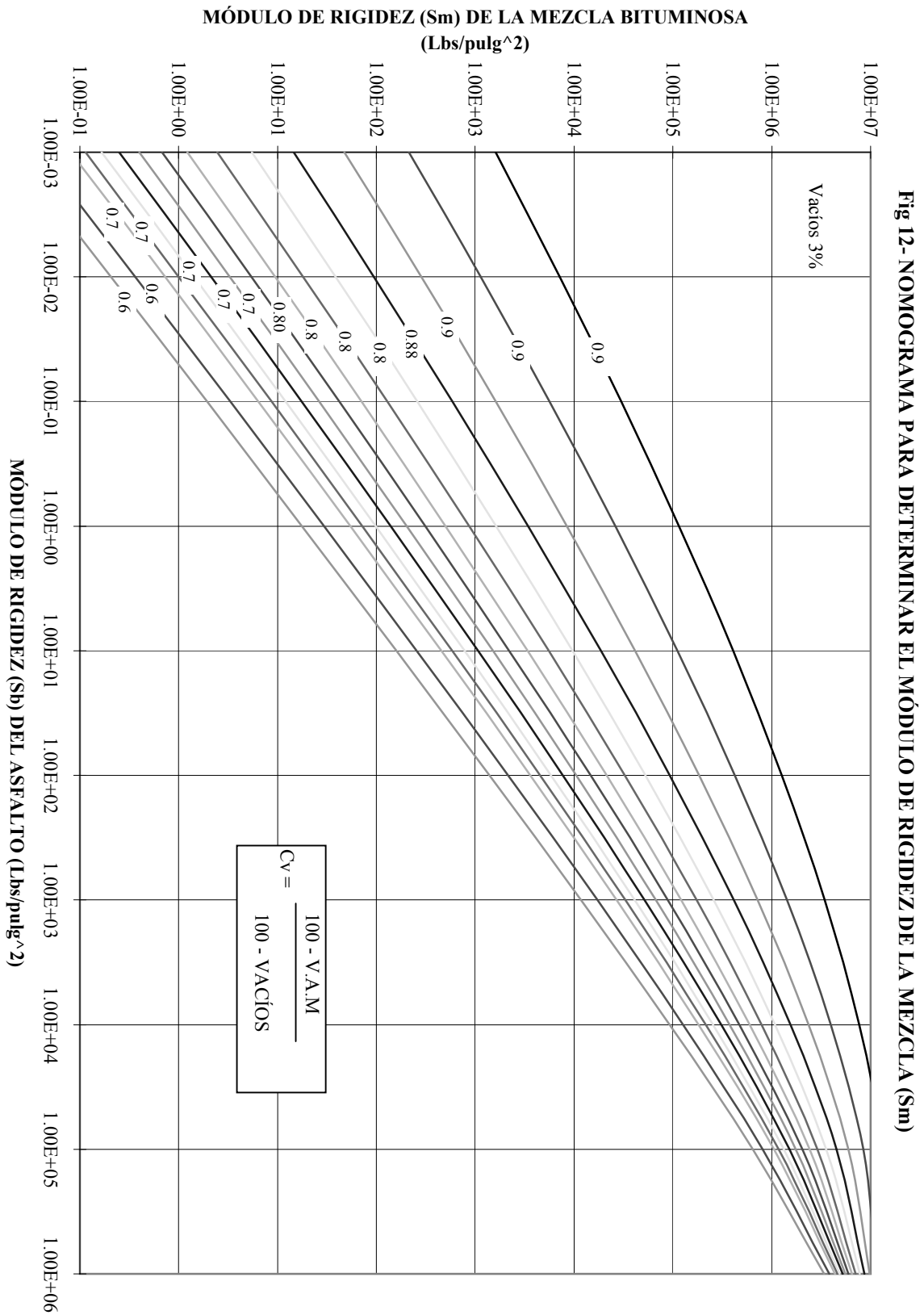


Fig 12- NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL MÓDULO DE RIGIDEZ DE LA MEZCLA (Sm)

En la segunda condición, además de verificarse que las alteraciones producidas en el bitumen caen dentro de las admisibles (especificación M226 tabla 3), el análisis de su susceptibilidad térmica y la determinación de su Índice de Penetración permiten valorizar el stiffness del bitumen y por ende el de la mezcla en servicio.

En general los asfaltos utilizados en pavimentos deben ser suficientemente blandos a bajas temperaturas como para evitar el fisuramiento transversal por contracción térmica y a su vez deben tener una consistencia adecuada a altas temperaturas como para reducir a un mínimo admisible las deformaciones plásticas (ahuellamiento) provocadas por la acción del tránsito. M^c Leod propone una racional y sencilla metodología para la elección del grado del cemento asfáltico a utilizar en la mezcla, basándose la misma en las temperaturas mínimas y máximas medias del pavimento y la categoría del tránsito. Sin entrar en el detalle de dicha metodología, para asfaltos normales (Clase "S") son válidas las siguientes consideraciones, teniendo en cuenta que para la actividad vial, el rango de variación estará entre -1.0 y +1.0:

Los asfaltos de elevada susceptibilidad térmica (valores de I.P. cercanos a -1.0) resultan muy rígidos a bajas temperaturas (elevado módulo Sb y rotura tipo frágil); en cambio a altas temperaturas su módulo (Sb) decrece marcadamente reduciéndose por lo tanto su capacidad de resistir sin deformaciones permanentes la acción de las cargas pesadas y lentas (ahuellamiento).

En los asfaltos de susceptibilidad media (valor de I.P. cercanos a 0.0) y baja (valores cercanos a +1.0) los fenómenos mencionados provocados por las características del asfalto a la mezcla, reducen significativamente sus efectos, tanto a bajas como a elevadas

temperaturas. Resultando así los de mediana susceptibilidad aconsejables para tránsito mediano y los asfaltos de baja susceptibilidad más adecuados para tránsito pesado.

Cabe aclarar que las operaciones de mezclado y compactación de la mezcla se ven favorecidas en obra - en forma más acentuada cuando se trata de climas fríos - en el caso de asfaltos de alta susceptibilidad, por la reducción de las respectivas temperaturas para determinados valores de viscosidad.

Del análisis del ábaco de la Fig. 8, surge que las temperaturas en laboratorio para la conformación de probetas serían para los asfaltos representados:

| IP | Tm (170cst) Tc (280cts) |
|-------|----------------------------|
| - 1,0 | 133°C - 125°C |
| 0,0 | 153°C - 144°C |
| +1,0 | 176°C - 165°C |

Mediante la determinación del I.P. además de establecerse las temperaturas de mezclado y compactación de laboratorio, se detecta la presencia de parafina o si se trata de asfaltos soplados, mediante el mismos se puede estimar la mayor o menor susceptibilidad del asfalto. La determinación del I.P. sobre el asfalto después de ser sometido a pérdida en película delgada, también es necesario. Dicho valor será el representativo de su comportamiento en servicio, por lo que es imprescindible para obtener el stiffness del bitumen sin el cual no se puede valorar el módulo ó stiffness de la mezcla asfáltica.

2-DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

C CONSIDERACIONES GENERALES

Con fines puramente prácticos los pavimentos se dividen en flexibles y rígidos. Si bien no es sencillo hacer una diferenciación precisa en cuanto rígido puede ser un pavimento flexible o que tan flexible puede ser un pavimento rígido, su uso ha sido ya tan generalizado que se considera conveniente mantenerlo. Consecuentemente se considerarán pavimentos rígidos aquellos conformados por una losa de concreto hidráulico (hormigón), en cualquier otro caso se considerarán flexibles.

Los factores que definen el espesor de la losa son fundamentalmente el nivel de carga que ha de soportar, las presiones de inflado, el módulo de reacción de los suelos de apoyo y las características mecánicas del concreto hidráulico que conforme la losa.

Cuando la capa de suelo que actuará como subrasante presente características aceptables, la losa de concreto apoyará directamente sobre ella; en caso contrario se requerirá la construcción de una capa intermedia que se denominará subbase. La calidad de los suelos o materiales subyacentes a la losa no juegan un papel preponderante en lo que a características mecánicas se refiere, ya que la capacidad estructural requerida está básicamente aportada por la losa de concreto.

En general los pavimentos rígidos se diseñan

basándose en las ecuaciones de Westergaard; en este capítulo no se hará un análisis exhaustivo de los criterios en que se basaron las distintas metodologías de diseño de espesores de las losas o de las consideraciones estructurales que definen las normas para el diseño de los distintos tipos de juntas o su espaciamiento; se tratará con detalles y amplitud la metodología a aplicar para definir un espesor suficiente de concreto hidráulico de una calidad tal, que los reducidos esfuerzos transmitidos a la terracería (subrasante) o subbase sean compatibles con la calidad de ellas.

C FUNCIÓN DE LA SUBBASE

Los pavimentos de hormigón tienen alta rigidez, por lo tanto no requieren una subrasante de gran resistencia, pero sí una capa de apoyo que les brinde un soporte razonablemente uniforme. Antiguamente las losas se colocaban directamente sobre el material de traza (subrasante), sin tener en cuenta el tipo de suelo que se tratara (arena, limos o arcillas).

El incremento del tránsito de vehículos pesados, así como la aparición de aeronaves de mayor tamaño, pusieron en evidencia la necesidad de un apoyo apropiado para las losas de concreto, a los efectos de mejorar su performance durante el período de vida estimado en el proyecto.

En la actualidad, cuando la subrasante no cumpla con los características requeridas se

recurre a la construcción de una subbase. Las funciones de las subbases en el diseño de los pavimentos de hormigón son:

- C Evitar el bombeo
- C Proporcionar un apoyo uniforme a la losa
- C Reducir a un mínimo la acción de las heladas
- C Controlar los altos cambios volumétricos de los suelos de subrasante (o terracerías)
- C Incrementar la capacidad portante de la capa subyacente a la losa.

El bombeo se define como la eyección forzada de una mezcla de partículas finas de suelo y agua por las juntas, grietas y bordes del pavimento; si esta eyección continúa puede formarse un vacío debajo de la losa dando como resultado una pérdida de soporte y eventualmente la falla del pavimento, con rotura de la losa bajo carga, por falta de sustentación (figura 91)

Para que se produzca el bombeo se necesita la recurrencia de tres factores:

- C Subrasante con suelos que puedan entrar en suspensión.
- C Agua libre en la interfase losa-subrasante
- C Frecuentes y pesadas cargas por eje

La secuencia del fenómeno sería: La carga del tránsito pasa por una grieta o junta de la losa (que previamente permitió la entrada de agua), esta desciende y transmite presión al material subyacente. Estando el suelo saturado, a esta presión la absorberá el agua que tratará de escapar por la grieta o junta. Si el agua está en condiciones de levantar las partículas finas del suelo saldrá con ellas en suspensión generando gradualmente un vacío bajo la losa que tiende a agravar el fenómeno. Después de pasar la carga, la losa se recupera

y vuelve a su posición; este desplazamiento produce succión bajo la losa que ayuda al movimiento del agua. Este efecto provoca la formación de lodo o suspensión de las partículas del suelo en el agua con lo que el fenómeno se acentúa y sigue evolucionando.

Para que se produzca el bombeo, el material subyacente a la losa debe ser muy fino (arcilloso, arcillo limoso, limoso); aunque con frecuencia también se observa en materiales granulares cuando no han sido suficientemente compactados un tipo de falla similar, producido por la densificación adicional de las cargas del tránsito y que conlleva a similares efectos destructivos, sin tratarse de bombeo.

Las investigaciones realizadas han demostrado que los efectos de bombeo (en lo relativo a cargas) pueden registrarse cuando el flujo de tránsito diario supera los 300 o 400 vehículos o cuando el número de camiones pesados excede de 100 por día.

Los requisitos mínimos para el material de subbase son: tamaño máximo igual a 1/3 del espesor de la subbase, LL#25%, IP#6,0% y P# No200#15%. Si bien estas condiciones son necesarias, no son suficientes ya que la granulometría del material se debe ajustar a alguna de las gradaciones especificadas en AASHTO M 147 (A, B, C, D, E, F) a fin de obtenerse un soporte uniforme. Es importante en obra que, una vez definida y aprobada la curva granulométrica de trabajo se definan las desviaciones admisibles (tolerancias de 3 a 5% en más o en menos) y se exija al contratista su cumplimiento.

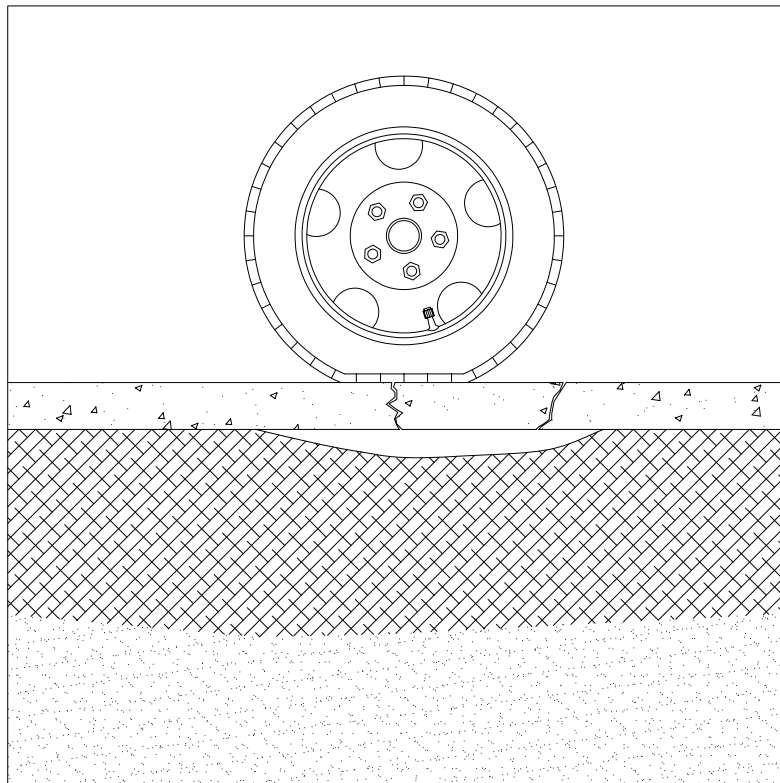


FIGURA 91
VACIO DEBAJO DEL PAVIMENTO
DEBIDO AL BOMBEO DE LOS SUELOS FINOS

A continuación se mencionan, a título informativo, mezclas que han tenido un buen comportamiento, aún estando cercanas a la zona de riesgo de acuerdo a las especificaciones indicadas. Las mismas fueron construidas en regiones exentas de congelamiento.

Mezclas de arena y grava de río, con tamaño máximo de 1" y fracción pasante por el tamiz N° 200 menor o igual al 15%.

Materiales de trituración, bien graduados, con tamaño máximo de 1 1/2" y con 25% como máximo de material pasante por el tamiz N° 200.

Mezclas de arena y limo, con 17 a 20% de fracción pasante por el tamiz N° 200.

Es común que en muchas ocasiones, a fin de reducir costos se utilicen subbases de granulometría uniforme no graduada, a fin de aprovechar las fuentes cercanas, habiéndose obtenido un comportamiento satisfactorio con:

Arena de médano o de otros bancos, con una fracción pasante por el tamiz N° 200 menor del 10%.

Mezcla de arena y grava, con tamaño máximo de 1" y un contenido de la fracción pasante por el tamiz N° 200, que oscila entre el 5 y 10%.

Grava proveniente de bancos, con tamaño máximo de 1 1/2" y de 6 a 8% pasante por el tamiz N°200.

Mezclas de arena y conchilla en lugares cercanos a la costa marítima.

Subbases con granulometría abierta pueden sufrir la contaminación de los finos provenientes de la subrasante, cuando se registren en dicha capa. La penetración de los finos puede llegar a causar serios problemas, por lo que es recomendable que el material de la subbase garantice cierta acción de filtro (inecuaciones planteadas por el Cuerpo de Ingenieros de los EE.UU. para prevenir la infiltración y garantizar la capacidad drenante). En caso de no poder cumplirse dichas condiciones, se deberá construir una capa delgada de granulometría intermedia para impedir la contaminación del material fino que perjudicaría al de la capa de subbase.

Los cambios volumétricos provocados por variación del contenido de agua en el terreno subyacente a la losa hacen que se pierda un apoyo uniforme. La susceptibilidad a la expansión debe controlarse incluso en los materiales de terracería, ya que si estos sufren importantes cambios volumétricos se tendrán deformaciones a nivel de subbase, que traerán aparejadas la consabida pérdida de apoyo, aunque tanto la subrasante, como la subbase no registren sensibilidad a la acción del agua. En los casos en que no se disponga de otros materiales más apropiados se deberá recurrir a la corrección o estabilización de los existentes (suelo corregido o tratado con cal o tratado con cemento, según corresponda) a fin de reducir su expansión y darle condiciones de durabilidad a sus características mecánicas y físicas. El problema del congelamiento no será tratado dadas las características climáticas reinantes en el país.

En el supuesto caso que el diseño de un pavimento rígido requiera una subbase para

prevenir alguno de los problemas planteados, siendo el bombeo generalmente el que predomina en todos los casos, se procederá a seleccionar el material que conformará dicha capa y que deberá cumplir con los requerimientos ya indicados. Es fundamental garantizar que en obra, mediante un proceso de compactación adecuado, se alcance la densidad especificada. Las subbases granulares que no están correctamente compactadas, están expuestas a una densificación adicional, provocada por la acción del tránsito pesado en servicio, que las lleva a tener un insatisfactorio comportamiento.

Investigaciones realizadas en los laboratorios de la Portland Cement Association, corroboradas por los resultados obtenidos en el AASHO Road Test, dieron como válidas las siguientes pautas:

- C Los pavimentos destinados a servir a un tránsito pesado, requieren subbases perfectamente densificadas que no corran riesgo de sufrir una compactación adicional en servicio. En la figura 92 se indica para una subbase conformada con grava y arena, para distintos niveles de compactación y repeticiones de carga aplicada, la densificación adicional (en mm) que se obtuvo.
- C Subbases de reducido espesor (de 10 a 15 cm) conllevan a una menor densificación adicional, que aquellas de mayor espesor. En la figura 93 se indica para subbases conformadas con grava y arena, de distintos espesores, la densificación adicional (cm) obtenida para las repeticiones de carga

aplicada (nivel de compactación: 100% AASHTO T99).

- C Subbases de distintos espesores no modifican substancialmente la presión vertical ejercida sobre la subrasante.

En la figura 94 se observa que las presiones verticales medidas (lb/pulg²), prácticamente no varían para espesores comprendidos entre 3 y 12 pulgadas, tanto en la zona central como en la zona de borde.

Ensayos adicionales, realizados a posterior por la Portland Cement Association, demostraron que tratando con cemento los materiales granulares para subbases, se garantizaba que no habría una densificación adicional en servicio provocada por las cargas pesadas. La línea horizontal superior de la figura 92 corresponde a una mezcla de arena y grava tratada con 4% de cemento.

Considerando la construcción de una subbase para prevenir el fenómeno de bombeo, adicionalmente se obtiene un beneficio marginal que consiste en el aporte estructural que brinda la subbase. Siendo el módulo de reacción (k) uno de los factores de diseño, si la subbase está conformada por material granular no tratado, para distintos módulos de la subrasante y distintos espesores de subbase se obtuvieron mediante el análisis de sistemas de dos capas (Burmister), los valores que se indican. Ensayos de carga de placa, realizados sobre losas a escala natural, demostraron que dichos valores si bien son conservativos pueden considerarse aceptables.

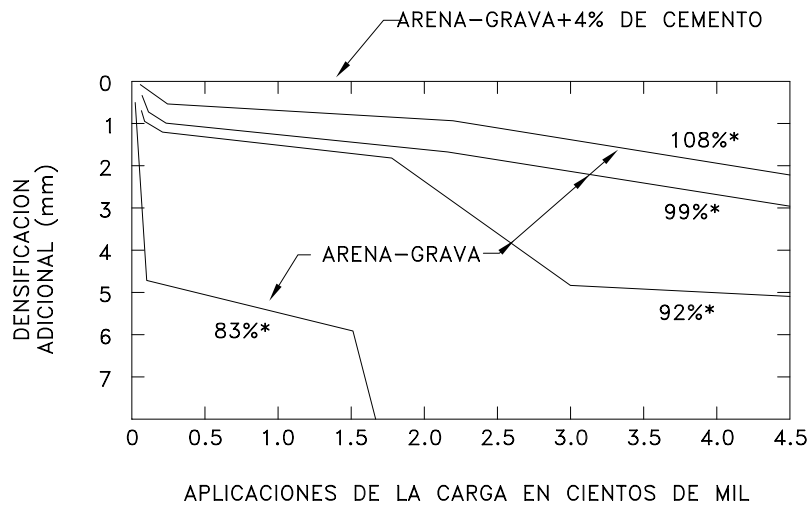


FIGURA 92
DENSIFICACION ADICIONAL DE LA SUBBASE BAJO
LA ACCION DE CARGAS REPETIDAS

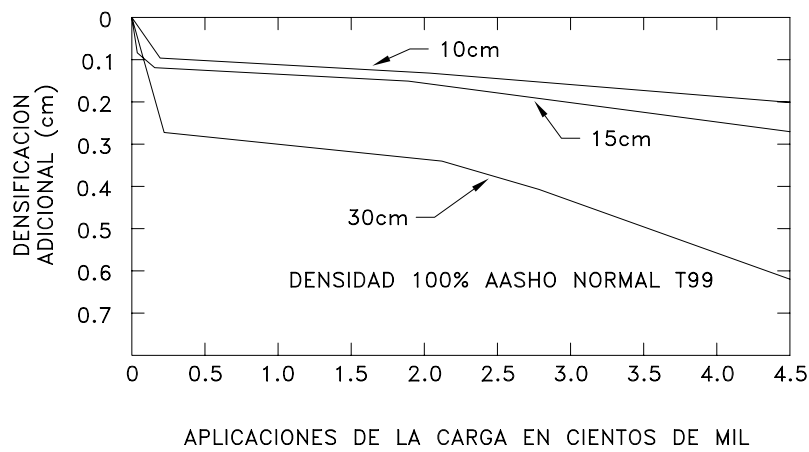


FIGURA 93
INFLUENCIA DEL ESPESOR DE LA SUBBASE
SOBRE LA DENSIFICACION ADICIONAL

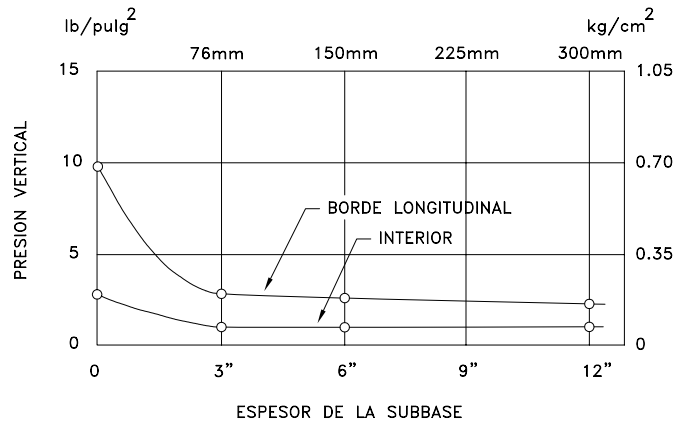


FIGURA 94
INFLUENCIA DEL ESPESOR DE LA SUBBASE SOBRE LA PRESION EN LA SUBRASANTE

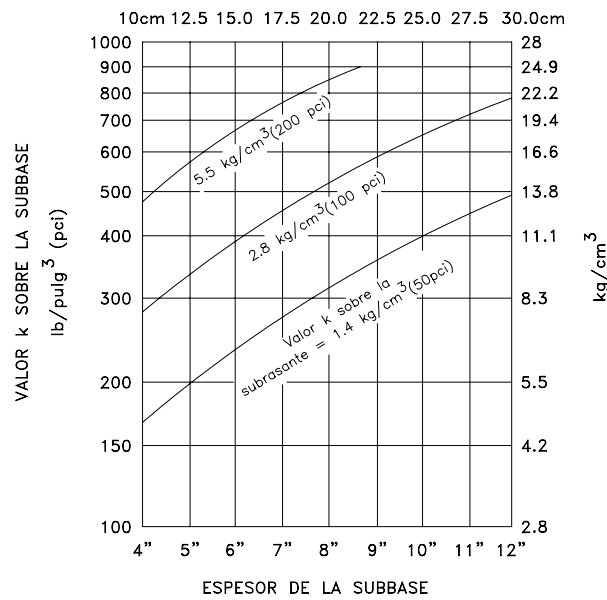


FIGURA 95
INFLUENCIA DEL ESPESOR DE LAS SUBBASES TRATADAS CON CEMENTO SOBRE EL VALOR "k".

| Influencia de subbases no tratadas sobre los valores de k (Kg/cm ³) | | | | |
|---|--|------|---------|-------|
| Valor de k de subrasante | Valor de k sobre la subbase de espesor | | | |
| | 10 cm | 15cm | 22.5 cm | 30 cm |
| 1.4 | 1.8 | 2.1 | 2.4 | 3.1 |
| 2.8 | 3.6 | 3.9 | 4.4 | 5.3 |
| 5.5 | 6.1 | 6.4 | 7.5 | 8.9 |
| 8.3 | 8.9 | 9.1 | 10.3 | 11.9 |

Se observa que si bien se registran aumentos en los valores de k, la magnitud de los mismos no darán como respuesta una disminución en el espesor de la losa.

En cambio, subbases tratados con cemento incrementan los valores de k en forma tal que los espesores de losa pueden llegar a reducirse de 2.5 a 5 cm (de 1 a 2 pulgadas), especialmente para los diseños correspondientes a flujo de cargas de gran magnitud. Considerando una subrasante con un módulo $k = 2.8 \text{ kg/cm}^3$ (100 pci), distintos espesores de subbases tratadas con cemento, registraron los valores de k que se indican.

Valores de k medidos sobre subbases tratadas con cemento

| | |
|---|-------------------------------|
| Subrasante, valor $k = 2.8 \text{ kg/cm}^3$ | |
| Espesor de subbase | Valor k (kg/cm ³) |
| 10 cm | 8.3 |
| 12.5 cm | 12.5 |
| 15 cm | 15.2 |
| 17.5 cm | 16.6 |

En la figura 95 se transcriben curvas correspondientes a distintos módulos de subrasante, que permiten obtener para variados espesores de subbases tratados con cemento, los valores de k correspondientes a subbase.

Los valores tanto de tabla, como de gráficos, están basados en ensayos de placa y análisis de sistema de dos capas.

Otro de los beneficios que brindan las bases tratadas con cemento, consiste en el aumento de la transferencia de carga por las juntas desprovistas de pasadores. Investigaciones realizadas por la Portland Cement Association, han registrado la mayor eficiencia de la transferencia de las cargas por las juntas, en losas de hormigón apoyadas sobre subbases tratadas con cemento, que en aquéllas no tratadas.

Para un abertura de junta de 0.9 mm, las cargas fueron aplicadas en cada uno de los lados simulando al movimiento de vehículos que la cruzaban a una velocidad de 48 km/h (30 mph). Como "eficiencia" se utilizó la definición del Bureau of Public Road, es decir la relación de la deflexión de la losa descargada y la deflexión promedio de losa cargada y descargada, expresándose como porcentaje. La figura 96 muestra los efectos del tipo de subbase (grava y tratada con cemento) y los porcentajes de eficiencia estimados para repeticiones de carga crecientes.

Sobre las subbases tratadas la pérdida de eficiencia fue marcadamente menor (después de un millón de repeticiones, permaneció en

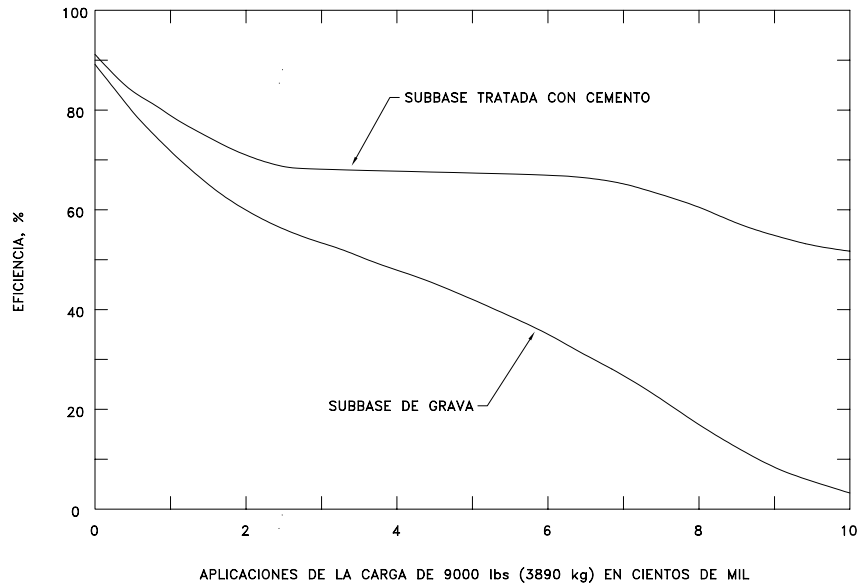


FIGURA 96
INFLUENCIA DEL TIPO DE SUBBASE SOBRE LA
EFICIENCIA DE LAS JUNTAS PARA TRANSFERIR CARGAS

un nivel superior al 50%) y su evolución mucho más lenta.

Si bien las condiciones de laboratorio en que fueron efectuadas las pruebas, no reproducen exactamente las de obra, el comportamiento relativo indica que la ejecución de una subbase tratada provee una más efectiva capacidad de transferencia de carga durante un mayor período de tiempo, que una subbase de grava.

En zonas donde los materiales para subbase son escasos y costosos, ya que a menudo deben ser transportados desde largas distancias, si los materiales del lugar o de préstamos cercanos, cumplen con los requisitos que a posteriori se indican, pueden ser tratados con cemento a fin de mejorar sus características y poder conformar subbases aceptables.

Los suelos para subbases tratados con cemento, deberán cumplir las siguientes condiciones:

Tamaño máximo 1"

P # No 200 # 35%

IP # 10%

Suelos aptos, según la clasificación HRB (AASHTO) A-1, A-2, A-3.

El contenido de cemento se determina mediante los ensayos de humedecimiento y secado y de congelamiento y deshielo (aún cuando la región no registre un clima riguroso), y el criterio para las pérdidas de peso establecido por la Portland Cement Association. Pudiéndose aplicar otros métodos de dosificación que proporcionen una calidad equivalente.

Las ventajas constructivas del empleo de subbases de suelo tratado con cemento son las siguientes:

C Menos afectadas por el clima (situación que interesa al contratista ya que puede obtener una buena plataforma de trabajo, a pesar de las lluvias).

C Temporada de construcción más larga.

C Se obtienen pavimentos con superficies de mayor lisura para el rodamiento.

C Mayor estabilidad de los moldes.

C Estabilidad satisfactoria para pavimentadoras de moldes deslizantes.

C FACTORES DE DISEÑO

- Características de la subrasante

- Tránsito

- Módulo de resistencia a la tensión en flexión del hormigón.

CARACTERÍSTICAS DE LA SUBRASANTE

La acción de la subrasante sobre las losas que sobre ella se apoyan, puede ser de carácter activo o pasivo. Será activa cuando se ejerza en virtud de los cambios volumétricos que experimenta el material que conforma la subrasante y será pasiva cuando se manifiesta en razón de las reacciones inducidas en ella por las deformaciones o movimientos de la losa, en este caso la fuerza que la subrasante ejerza contra la losa se manifestará como presión vertical o en forma de resistencia a la

fricción. La formación de grietas y otros tipos de falla que a veces aparecen en el hormigón, son provocadas en gran proporción por las características físicas de los suelos de subrasante y/o terracería. Siendo los suelos susceptibles de variar de volumen por variación de su contenido de humedad generalmente los responsables de dicho deterioro. El hinchamiento de las arcillas produce deformaciones en la superficie del pavimento y su contracción provoca el agrietamiento de la calzada. Si bien las arcillas secas y compactadas tienen un alto valor portante, cuando en servicio están expuestas a perder dichas condiciones por el aumento de humedad, su comportamiento cambia radicalmente. Siendo la variación de humedad más acentuada en las zonas de bordes y las correspondientes a juntas, que en el centro de la calzada, los cambios de volumen no son uniformes en todo el ancho de la subrasante y por ende tampoco lo es el valor soporte de la misma. Esta característica hace que los suelos arcillosos se llamen inestables en contraposición de las arenas y gravas que son consideradas estables, ya que experimentan un reducido o nulo cambio de volumen cuando varía su contenido de agua.

El fenómeno de bombeo fue ya tratado en el acápite que versa sobre las funciones de la subbase.

A fin de evitar la acción desfavorable de los suelos expansivos la experiencia y la técnica indican el empleo de alguno de los siguientes métodos correctivos.

1) Adición de cemento al suelo para conformar una capa de suelo-cemento o de un suelo modificado por incorporación de

cemento.

2) Adición de materiales granulares al suelo, conformando una capa estabilizada granulométricamente.

3) Colocación de una capa de suelo seleccionado (selecto) de reducidos cambios volumétricos o de material granular, sobre los suelos existentes.

El primer método considera el tratamiento con cemento bajo dos criterios, dependiendo su elección de la naturaleza del suelo y de las consideraciones económicas. La modificación del suelo por incorporación de cemento implica adicionarle la cantidad necesaria para cambiar las características del suelo, sin pretender llegar al grado de endurecimiento (cementación) característico del suelo-cemento.

Generalmente se recomienda que el tratamiento del suelo llegue hasta 15 cm de profundidad, salvo cuando los suelos sean altamente expansivos, en cuyo caso se requieren por lo menos 25 cm.

El espesor de la capa conformada con un estabilizado granulométrico depende del tipo de materiales que se utilicen. Cuando se trata de materiales densamente graduados apoyados sobre un suelo previamente compactado con un porcentaje de humedad que reduzca a un mínimo el hinchamiento, se considera suficiente un espesor de 15 a 23 cm. Para consideraciones de apoyo similares y mezclas granulares de textura abierta se recomiendan espesores de 15 a 30 cm. Los mayores espesores se aplicarán en los casos de suelo que registren un marcado hinchamiento (\$ 4,0 %).

Como ya se ha indicado, la acción de la subrasante sobre la losa se ejerce también en forma pasiva. Una de las formas en que se manifiesta consiste en la reacción que provoca en ella la flexión de la losa por acción de las cargas y está medida por el grado de resistencia del material de la subrasante a ser comprimido, bajo la acción de la presión transmitida al suelo por la flexión de la losa. Esta capacidad portante se denomina "módulo de reacción de la subrasante" (k), y se expresa en términos de unidad de presión por unidad de penetración (kg/cm^3 o pci); su valor se determina directamente sobre la subrasante, mediante el ensayo de plato de carga. Los datos de carga (reducidos aumentos sucesivos) y de penetración se vuelcan en un diagrama, estableciéndose como valor de k , el cociente de la carga y la penetración (deflexión o deformación), para una penetración de 0.13 cm. Salvo que la curva de carga-deformación (penetración) indique que la carga requerida para esa penetración sea superior a la capacidad del suelo, en cuyo caso se seleccionará una deformación de menor magnitud.

El valor numérico del módulo k de la subrasante depende de las características físicas de los materiales que la conforman, del contenido de humedad y de su grado de compactación.

Pueden obtenerse valores aproximados de k de la tabla que se adjunta en figura 97, donde para cada tipo de suelo (clasificación HBR) se establece su descripción y en forma estimativa los valores de k (kg/cm^3) y de VS (%).

En la figura 98 se transcriben,

relacionándolos entre sí, los valores de R (estabilidad de Hveem), de VS (%) y el módulo de reacción k (Kg/cm^3), para diferentes tipos de suelos clasificados según el Sistema Unificado de Casagrande.

Cabe aclarar que en ambos casos los valor de k no pueden tomarse cuantitativamente al pie de la letra, ya que responden a estimaciones que sirven cualitativamente como indicadores de una tendencia.

Como ya se mencionara generalmente los pavimentos rígidos se construyen apoyando sobre una subbase, cuya capa subyacente (subrasante) registra un módulo de reacción k , que se ha calculado o estimado. El efecto de la subbase debe tomarse en cuenta, si es posible haciendo pruebas de placa sobre ella y en su defecto corrigiendo el valor de k correspondiente a la subrasante, de acuerdo al espesor de la subbase y al material que la conforma (acápite: Función de la subbase); con dicho valor se debe entrar en los gráficos de diseño para dimensionar las losas (P.C.A.).

Cuando se mejora la subrasante en la forma descrita precedentemente, también se debe tener en cuenta un incremento en el valor de k . Cabe aclarar que difícilmente se tendrá una economía en el costo de la obra cuando se recurra a la construcción de una subbase o al mejoramiento de la subrasante con el exclusivo objeto de elevar el valor de k y por ende reducir el espesor de la losa, pero esta situación no obsta para que dicha economía se compute como tal, cuando cualquiera de las dos alternativas se impongan técnicamente, ya sea para corregir suelos expansivos o para prever fenómenos de bombeo.

TABLA XV
Valores aproximadas de k y CBR para los grupos de suelos de la clasificación de la Administración de Caminos Públicos de E.U.A.

| DESCRIPCION DE LOS SUELOS | Grupo | k (Kg/cm ³) | CBR - % |
|--|-------|---------------------------|---------------------|
| Mezcla de grava, arena y arcilla bien graduada. Ligante excelente... | A-1 | 10.80-18.90 ó superior | 38-80 ó superior |
| Mezcla de arena y arcilla. Ligante excelente... | A-1 | 6.80-15.50 | 19-60 |
| Gravas con material fino; gravas limosas; mezclas de grava, arena y arcilla pobremente graduadas. Friables. Ligante pobre... | A-2 | 8.10-18.90 | 27-80 |
| Gravas bien graduadas; mezclas de grava y arena; arenas. | A-3 | 8.90-18.90 | ó superior 30-80 |
| Material fino escaso o nulo... | A-4 | ó superior 2.70-8.10 | ó superior 3-27 |
| Suelos limosos con pequeñas cantidades de material grueso y de arcillas plásticas... | A-5 | 1.40-4.70 | 0-8 |
| Suelos limosos pobremente graduados que contienen mica y diatomea y presentan propiedades elásticas... | A-6 | 1.40-6.10 | 0-17 |
| Suelos arcillosos con cantidades moderadas a despreciables de material grueso. Comprende suelos limo arcillosos inorgánicos, suelos compuestos de arena, limo y arcilla y suelos areno arcillosos... | A-7 | 1.40-6.10 | 0-17 |
| Suelos de arcillas elásticas con cantidades moderadas a despreciables de material grueso. En general pobremente graduados y con contenido orgánico u otros | A-7 | 1.40-6.10 | 0-17 |

FIGURA 97

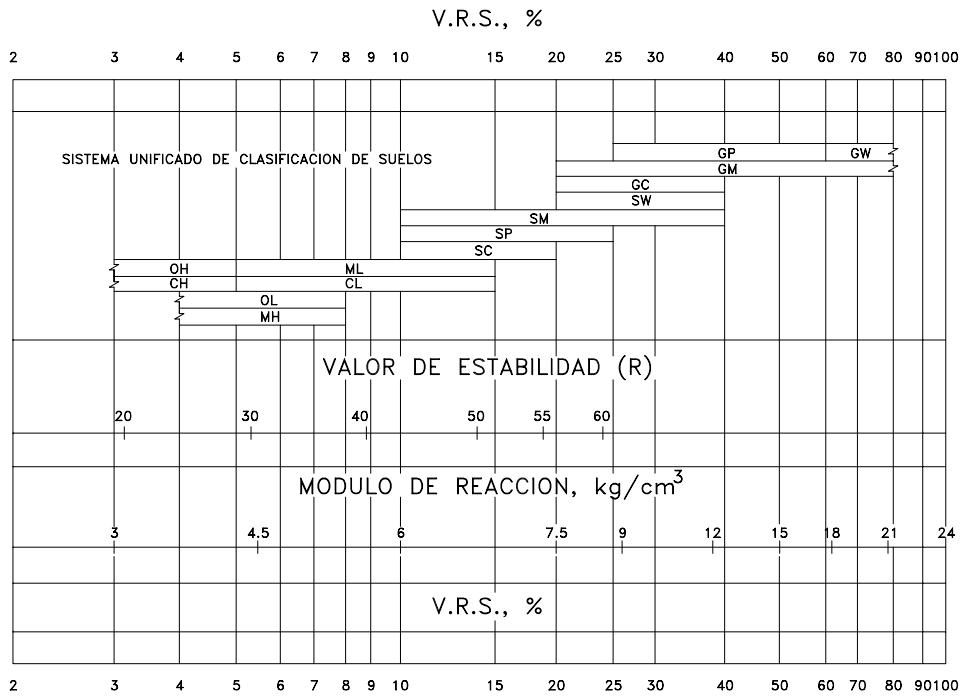


FIGURA 98
 COMPARACION ENTRE VARIOS INDICES DE RESISTENCIA
 QUE PUEDEN USARSE EN SUBBASES DE PAVIMENTOS RIGIDOS

TRÁNSITO

El método de diseño propuesto por la Portland Cement Association exige conocer la distribución de las cargas del tránsito, para ejes simples y ejes tandem y sus respectivas magnitudes (en toneladas). Como para el caso de pavimentos flexibles, se deberá conocer tanto el flujo de tránsito actual, como las repeticiones que se esperan para cada una de las cargas registradas dentro de la vida útil del pavimento. Esta información depende de la estimación del tránsito que se haya efectuado y de la predicción de su crecimiento futuro. Consecuentemente los datos requeridos son:

- Cargas por eje simple

Tasa anual de crecimiento

Número de ejes simples para el año base (habilitación)

Número de repeticiones de ejes simples durante la vida útil del pavimento (parámetro de diseño)

- Cargas por eje tandem

Tasa anual de crecimiento

Número de ejes tandem para el año base (habilitación)

Número de repeticiones de ejes tandem durante la vida útil del pavimento (parámetro de diseño)

El método de diseño de la P.C.A. recomienda que las cargas del tránsito se afecten por un factor de seguridad, cuyo valor es de 1.2 para carreteras importantes con tránsito pesado y de 1.1 para carreteras sujetas a volúmenes medios de vehículos pesados.

Para caminos y calles con reducido o nulo volumen de dicho tipo de vehículo, no se hará ningún ajuste por seguridad.

Así por ejemplo para n=30 años y considerando una carretera de tránsito pesado (factor de seguridad = 1.2) para los ejes simples se deberá conocer cuántos serán los ejes de un determinado peso que solicitarán a la calzada durante ese período. Siendo:

| CARGA (ton) | CARGA X Fs (ton) | REPETICIONES DIARIAS (Año base) | REPETICIONES PARA n= 30 años |
|----------------|---------------------|---------------------------------------|---------------------------------|
| 13 | 15.6 | 1 | 10,950 (14,800) |
| 12 | 14.4 | 1 | 10,950 (14,800) |
| 11 | 13.2 | 2 | 21,900 (29,600) |
| 10 | 12 | 2 | 21,900 (29,600) |
| 9 | 10.8 | 3 | 32,850 (44,400) |
| 8 | 9.6 | 5 | 54,750 (74,000) |

Si se hubiera previsto una tasa de crecimiento

anual del 2.0%, las repeticiones para n = 30

años corresponderían los valores indicados entre paréntesis. De igual manera se debe proceder para calcular las repeticiones previstas para ejes tandem.

MÓDULO DE RESISTENCIA A LA TENSIÓN EN FLEXIÓN DEL HORMIGÓN

Las características del concreto intervienen en los gráficos de diseño a través de la tensión de rotura por flexión (F_f), que puede obtenerse experimentalmente ensayando una viga standard conformada con los materiales y la dosificación que se utilizará en obra.

Con demasiada frecuencia se la define en función de la resistencia del concreto a la compresión simple (F_c) después de 28 días de curado, siendo la correlación más generalizada:

$$0.10 F_c \leq F_f \leq 0.17 F_c$$

No se recomienda la utilización de esta correlación, ya que el tipo de cemento que se use y la naturaleza de los agregados influyen considerablemente, restándole certeza a la misma. Salvo que mediante trabajos similares en una misma zona, se pueda garantizar que mediante ensayos realizados (flexión y compresión simple) se ha obtenido una cierta correlación valedera. De usarse cemento de igual procedencia y agregados del lugar, similares a los ya empleados, el nivel de seguridad de la correlación obtenida adquiere otros matices.

Mientras que el valor de F_f (también nominado MR) corresponde a la condición de rotura el valor que aparece en los gráficos de diseño es el de trabajo, con un factor de seguridad de 1,75 a 2,00 respecto al de

rotura. Para el caso de carreteras se acepta que la carga está aplicada sobre la junta, entre losas, y que éstas están provistas de los elementos adecuados para transmitir cargas a las losas adyacentes.

Cuando el esfuerzo de trabajo admisible no excede del 50% del módulo de rotura (F_f), el hormigón podrá estar sometido a un número ilimitado de esfuerzos repetidos, sin que se produzcan fallas por fatiga. Cuando la relación entre el esfuerzo de trabajo y el módulo de rotura (F_f) supera al 50%, se recurre a tablas o a curvas de fatiga del hormigón sometido a tensión de flexión (figuras 99 y 100). Se observa que para una relación de 0,51 la carga correspondiente puede actuar 400.000 veces antes de producir la falla; mientras que una carga actuante que conduzca a una relación de 0,80 solamente podrá aplicarse 120 veces antes de causar la rotura de la losa.

C MÉTODOS DE DISEÑO

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION (P.C.A.)

De acuerdo al método propuesto por la P.C.A. deberá comenzarse por evaluar la relación de resistencias de trabajo y de rotura (esfuerzo actuante y tensión de rotura por flexión). Para lo cual deberá conocerse el módulo de rotura en el proyecto y deberá calcularse en base a los parámetros de diseño (cargas por eje, módulo de reacción k) y a un espesor de losa asumido, el esfuerzo actuante o tensión de trabajo.

Con los valores obtenidos para las distintas cargas por eje, se obtienen de tabla o de la curva de fatiga (figuras 99 y 100) el número

de repeticiones permisibles o admisibles.

En base al número de repeticiones esperados (resultantes del análisis de tránsito) y admisibles se calcula el porcentaje utilizado de la capacidad total del pavimento, que indica lo que contribuye cada una de las cargas que circularán en el pavimento a la falla final. La sumatoria de los porcentajes correspondientes a las distintas cargas es el porcentaje utilizado de la capacidad total. El valor óptimo sería 100% (idealmente correcto, técnica y económicamente inobjetable), pero la P.C.A. permite hasta valores que no excedan del 125%. Lógicamente que el valor aceptable dependerá de la importancia de la carretera, el futuro posible crecimiento del tránsito, etc.

A continuación se desarrollará un ejemplo para facilitar la comprensión del método, para lo cual se hará uso de los gráficos de diseño, que se adjuntan en la figura 101 (ejes simples) y en la figura 102 (ejes tandem) propuestos por la P.C.A. Dichos gráficos son los que se encuentran en la bibliografía de uso generalizado para el diseño de pavimentos rígidos según el método de la P.C.A., siendo los valores en decimales resultantes de la conversión del sistema de unidades inglesas al sistema métrico.

- Parámetros de diseño

Módulo de reacción $k = 3,9 \text{ kg/cm}^3$

Análisis de tránsito

EJES SIMPLES PREVISTOS

| Carga (ton) | Repeticiones previstas para diseño |
|-------------|------------------------------------|
| 13.6 | 3,100 |
| 12.7 | 3,100 |
| 11.8 | 15,000 |
| 10.9 | 13,100 |
| 10.0 | 18,100 |
| 9.6 | 13,700 |

EJES TANDEM PREVISTOS

| Carga (ton) | Repeticiones previstas para diseño |
|-------------|------------------------------------|
| 24.5 | 3,100 |
| 23.6 | 3,100 |
| 22.6 | 30,300 |
| 21.8 | 30,360 |
| 20.8 | 48,140 |
| 20.0 | 24,000 |
| 19.0 | 18,000 |
| 18.1 | 6,000 |

Tabla de Correlación entre la Relación de Resistencias de un pavimento rígido carretero y el número de repeticiones de la carga correspondiente que se puede soportar sin falla.

| <i>Relación de Resistencias</i> | <i>Número permisible de repeticiones</i> | <i>Relación de Resistencias</i> | <i>Número permisible de repeticiones</i> |
|---------------------------------|--|---------------------------------|--|
| 0.51 | 400,000 | 0.69 | 2,500 |
| 0.52 | 300,000 | 0.70 | 2,000 |
| 0.53 | 240,000 | 0.71 | 1,500 |
| 0.54 | 180,000 | 0.72 | 1,100 |
| 0.55 | 130,000 | 0.73 | 850 |
| 0.56 | 100,000 | 0.74 | 650 |
| 0.57 | 75,000 | 0.75 | 490 |
| 0.58 | 57,000 | 0.76 | 360 |
| 0.59 | 42,000 | 0.77 | 270 |
| 0.60 | 32,000 | 0.78 | 210 |
| 0.61 | 24,000 | 0.79 | 160 |
| 0.62 | 18,000 | 0.80 | 120 |
| 0.63 | 14,000 | 0.81 | 90 |
| 0.64 | 11,000 | 0.82 | 70 |
| 0.65 | 8,000 | 0.83 | 50 |
| 0.66 | 6,000 | 0.84 | 40 |
| 0.67 | 4,500 | 0.85 | 30 |
| 0.68 | 3,500 | | |

FIGURA 99

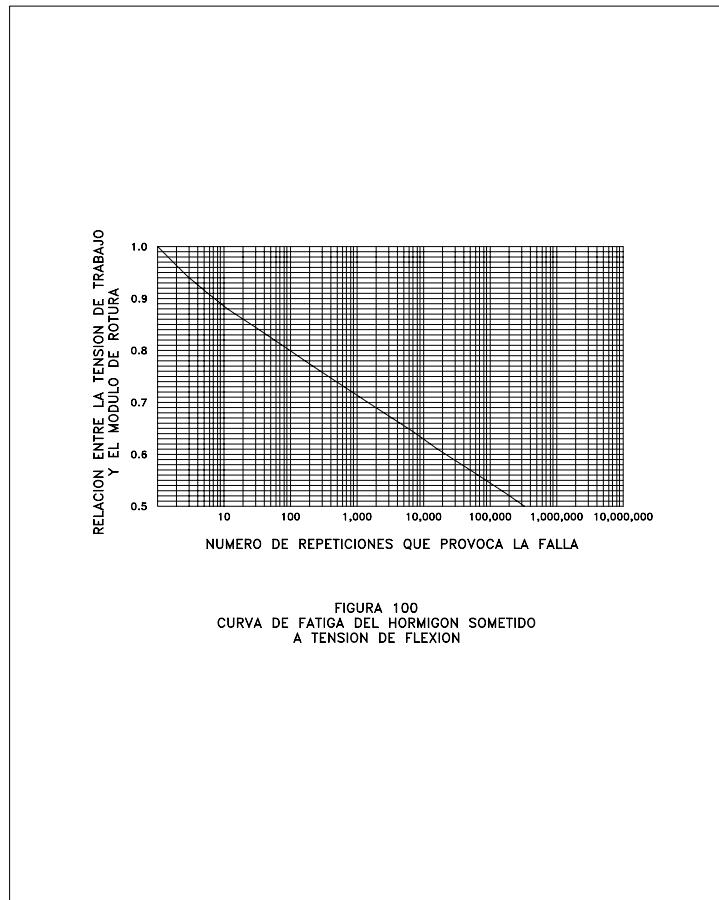


FIGURA 100
CURVA DE FATIGA DEL HORMIGON SOMETIDO
A TENSION DE FLEXION

PAVIMENTOS DE HORMIGON
 ABACO PARA EL PROYECTO DE ESPESORES

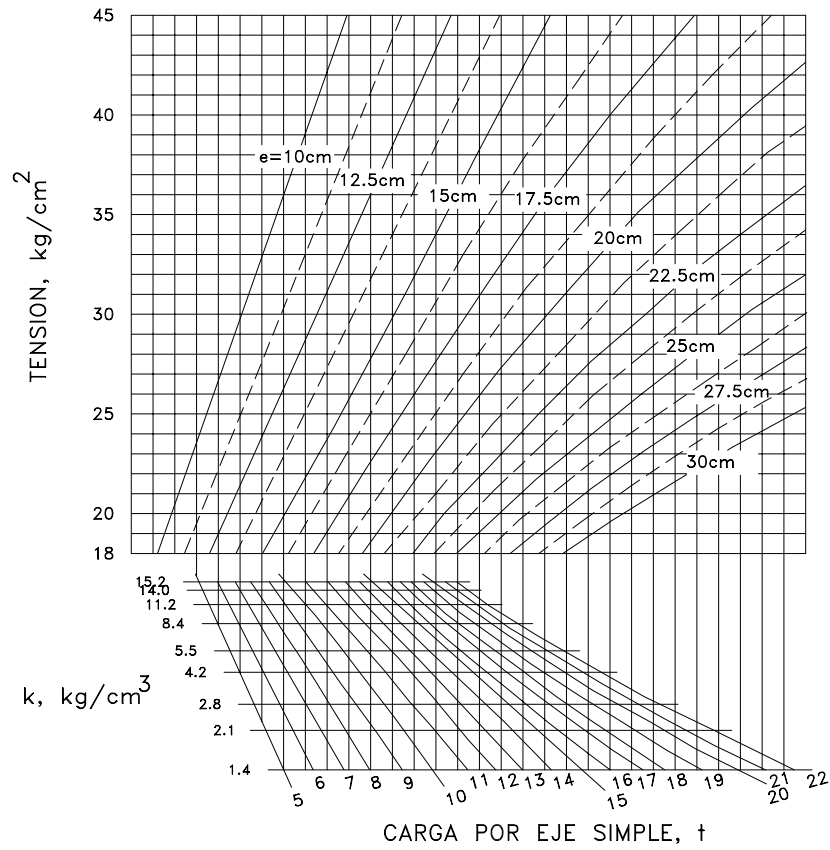


FIGURA 101
 EJES SIMPLES

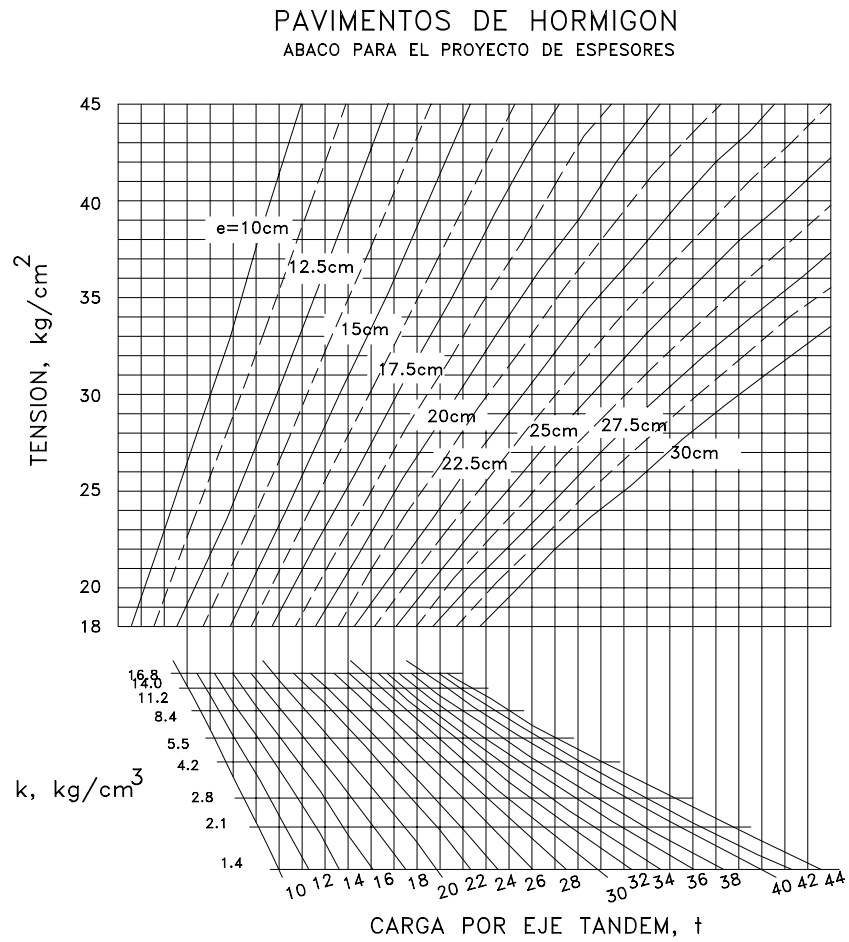


FIGURA 102
EJES TANDEM

Módulo de resistencia a la tensión en flexión del concreto a usar en las losas 49.6 Kg/cm^2

Espesor de losa asumido 21.5 cm

Con los parámetros de diseño indicados y el espesor de losa asumido ($D = 21.5\text{cm}$), se procederá a aplicar la metodología de la P.C.A., para lo cual es conveniente diagramar un cuadro como el que se adjunta en la figura 103.

En la primera columna se transcriben las cargas (para ejes simples y tandem) previstas para diseño. En la columna siguiente se calculan dichas cargas afectadas por el coeficiente de seguridad adoptado (se supuso 1.2).

A continuación y mediante el gráfico de diseño de la figura 101 (ejes simples), entrando con las diferentes cargas por eje, conociendo k (3.9 kg/cm^3) y en base al espesor de losa asumido (21.5 cm) se obtiene para cada carga por eje el valor del esfuerzo actuante. Los distintos valores obtenidos, que corresponden a los esfuerzos que el tránsito aplica a la losa (tensión de trabajo) se registran en la tercer columna.

Habiendo considerado como factor de diseño una tensión de rotura a la flexión de 49.6 kg/cm^2 , se calcula la relación (R) entre el esfuerzo actuante y el esfuerzo disponible, valor que se transcribe a la cuarta columna. Con dicha relación de resistencia (R) y la tabla de la figura 99 o la curva de fatiga (figura 100) se determina el número de repeticiones permisibles o admisibles para cada carga, es decir el número de aplicaciones que el pavimento puede soportar sin que se provoque la falla. Dichos valores

se registran en la quinta columna.

En la columna siguiente (sexta) se anotan las repeticiones previstas para cada carga.

Dividiendo los valores de la columna sexta por los valores transcritos en la columna quinta y expresando el cociente como un porcentaje, se obtiene el consumo a la fatiga del pavimento proyectado, nominado porcentaje utilizado de la capacidad total del pavimento. Se observa que en aquellos casos en que la carga es suficientemente baja como para que pueda repetirse cualquier número de veces sin fallar, se acepta que tales cargas no repercuten en la capacidad del pavimento ($R \neq 0.50$).

Se aplica la misma metodología para ejes tandem

De acuerdo al % total de utilización obtenido (69%), habría que repetir el cálculo utilizando un espesor de losa inferior al asumido. O considerar una tensión de rotura a la flexión de menor magnitud, que equivaldría a un concreto de menor resistencia y por ende de menor costo.

El método descrito requiere un análisis de tránsito fehaciente y una extrapolación de crecimiento futuro certera. No debe pensarse por eso que el método carece de sentido práctico ya que es dable suponer que para una carretera que por su nivel de tránsito y de servicio requiera un pavimento de hormigón, es casi inconcebible que no se cuente con un análisis de tránsito completo y confiable.

Igualmente, en base a fórmulas que tienen un carácter semi-empírico y toman en cuenta

información referente a comportamiento de obras en servicio, G. Pickett desarrolló un procedimiento de diseño (adoptado por la P.C.A.) para aquellos casos en que se carezca de un análisis de tránsito fehaciente.

Como parámetro de diseño se requiere en lo relativo a tránsito la carga que se considera más pesada, para un eje simple de ruedas duales. En la figura 104 se proporciona el gráfico de diseño para el cálculo del espesor del pavimento, que tiene en cuenta la existencia de los elementos adecuados para transmitir la carga entre losas adyacentes. Para la utilización del gráfico se deberá multiplicar por 1.2 la carga correspondiente al eje dual más pesado que se prevea (factor de seguridad) y se deberá dividir el módulo de resistencia a la tensión en flexión del concreto por 2, para obtener un valor de trabajo (esfuerzo actuante) que permita un número de repeticiones de carga ilimitado. Los valores de carga graficados (de 2.70 ton a 10.90 ton) corresponden a la carga de ruedas duales (dobles) del eje considerado como de máximo peso.

Para el cálculo del espesor de losa se traza una horizontal por el valor de la tensión de rotura a la flexión dividido por dos (corresponde así a la tensión de trabajo para un número de aplicaciones ilimitadas), hasta cortar la recta correspondiente de la carga de rueda doble. A partir de ese punto se traza una vertical hasta el módulo de reacción (k) adoptado para diseño. Desde este nuevo punto, mediante una horizontal se determina el espesor de la losa requerido.

MÉTODO AASHTO

FACTORES DE DISEÑO

C Módulo de reacción efectivo de la subrasante

Dado que el valor de k efectivo depende de diferentes factores ajenos al módulo de reacción de la subrasante en sí, el primer paso consiste en identificar la combinación de los factores a considerar a fin de poder estimar mediante la tabla que se adjunta (figura 105) el módulo de reacción efectivo.

Los factores a considerar son:

- a) Tipo de subbase: diferentes tipos de subbase tienen distintos módulos elásticos (E_{SB}), consecuentemente se debe considerar su efecto, así como la variación del mismo en las distintas estaciones del año.
- b) Espesor de subbase (en pulgadas): el espesor de subbase que corresponda a cada tipo de subbase se debe estimar, a fin de poder hacer una evaluación económica de distintas alternativas para diferentes espesores y tipos.
- c) Pérdida de soporte (LS): este factor tiene en cuenta la potencial pérdida portante de la subbase (erosión y/o movimientos diferenciales del suelo). En caso de suelos expansivos (arcillas muy activas), los valores de LS considerados son de 2,0 a 3,0 (subrasante).

A continuación se indican valores de LS para distintos tipos de materiales.

DISEÑO DE PAVIMENTOS RIGIDOS (P.C.A.)

| EJES SIMPLES | | | | | | | |
|----------------|---------------------|--|-------|-----------------------------|---------------------------|--------------------------------------|----|
| CARGA (ton) | CARGA x Fs (ton) | ESFUERZO ACTUANTE (kg/cm ²) | R | REPETICIONES PERMISIBLES | REPETICIONES PREVISTAS | % UTILIZADO DE LA CAPACIDAD TOTAL | |
| 13.6 | 16.3 | 26.0 | 0.52 | 300,000 | 3,100 | | 1 |
| 12.7 | 15.2 | 25.0 | 0.51 | 400,000 | 3,100 | | 1 |
| 11.8 | 14.2 | 23.3 | <0.50 | Ilimitadas | ----- | | 0 |
| 10.9 | 13.1 | ----- | --- | Ilimitadas | ----- | | 0 |
| 10.0 | 12.0 | ----- | --- | Ilimitadas | ----- | | 0 |
| 9.6 | 11.5 | ----- | --- | Ilimitadas | ----- | | 0 |
| EJES TANDEM | | | | | | | |
| 24.5 | 29.4 | 29.3 | 0.59 | 42,000 | 3,100 | | 7 |
| 23.6 | 28.3 | 28.2 | 0.57 | 75,000 | 3,100 | | 4 |
| 22.6 | 27.2 | 27.4 | 0.55 | 130,000 | 30,360 | | 23 |
| 21.8 | 26.1 | 26.6 | 0.54 | 180,000 | 30,360 | | 17 |
| 20.8 | 25.0 | 25.6 | 0.52 | 300,000 | 48,140 | | 16 |
| 20.0 | 24.0 | 24.5 | <0.50 | Ilimitadas | ----- | | 0 |
| 19.0 | 22.8 | ----- | --- | Ilimitadas | ----- | | 0 |
| 18.1 | 21.8 | ----- | --- | Ilimitadas | ----- | | 0 |

S = 69%

FIGURA 103

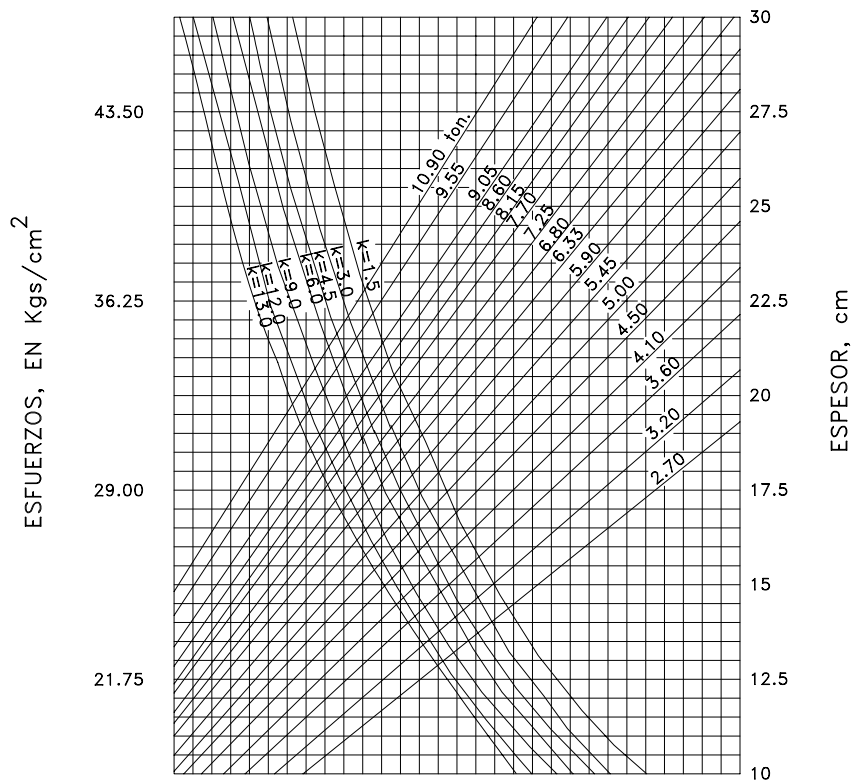


FIGURA 104
GRAFICA DE LA P.C.A. PARA EL CALCULO DE
ESPESOR DE PAVIMENTOS RIGIDOS EN
CAMINOS, CARGA DE RUEDA DOBLE

**TABLA PARA ESTIMAR EL MODULO DE REACCION
EFECTIVO DE LA RASANTE**

SUBBASE: TIPO _____ PROFUNDIDAD DE MANTO
 ESPESOR (pulg) _____ ROCOSO (pies) _____
 PERDIDA DE SOPORTE _____ ESPESOR PROYECTADO
 DE LOSA (pulg) _____

| (1) | (2) | (3) | (4) | (5) | (6) |
|------------|------------------------------------|---------------------------------|--|--|--|
| MES | Módulo de la subrasante M (psi) | Módulo de la subbase E (psi) | Valor de k (pci) compuesto (Figura 106) | Valor de k (pci) sobre manto rocoso. (Figura 107) | Deterioro relativo. μ (Figura 108) |
| ENERO | | | | | |
| FEBRERO | | | | | |
| MARZO | | | | | |
| ABRIL | | | | | |
| MAYO | | | | | |
| JUNIO | | | | | |
| JULIO | | | | | |
| AGOSTO | | | | | |
| SEPTIEMBRE | | | | | |
| OCTUBRE | | | | | |
| NOVIEMBRE | | | | | |
| DICIEMBRE | | | | | |
| Sumatorio | | | | Sm = | |

Promedio: $m = S_m / h =$ _____
 Módulo de reacción efectivo, k (pci) = _____
 Corregido por pérdida de soporte: k (pci) = _____

FIGURA 105

| TIPO DE MATERIAL | LS |
|--|-----------|
| Base granular tratada con cemento E = 1.000.000 a 2.000.000 psi | 0.0 a 1.0 |
| Mezclas de agregado cemento E = 500.000 a 1.000.000 psi | 0.0 a 1.0 |
| Estabilizados con cal E = 20.000 a 70.000 psi | 1.0 a 3.0 |
| Materiales granulares sin tratar E = 15.000 a 45.000 psi | 1.0 a 3.0 |
| Materiales de subbase (naturales) E = 3.000 a 40.000 psi | 2.0 a 3.0 |

d) Fundación en roca (en pies): Si debajo de la subbase, a una profundidad menor de 10 pies, existiera un macizo rocoso su influencia debe ser considerada para esa sección, aunque la longitud que abarque del tramo no sea realmente significativa.

Para cada combinación de estos factores que van a ser evaluados, se requiere preparar las correspondientes tablas de valores y calcular el módulo de reacción efectivo para cada una de ellas.

El segundo paso consiste en estimar los módulos resilientes de la subbase en las distintas estaciones (o meses) del año (columna 2 de la tabla de la figura 105).

En el tercer paso se analizarán las características mecánicas de los distintos tipos de subbase proyectados, a fin de evaluar sus módulos (E_{SB}) en las distintas épocas del año (columna 3). Así por ejemplo para un material tratado con cemento (insensible a la acción del agua) bastará con asignarle un valor constante para cada estación.

En el cuarto paso corresponde estimar el módulo compuesto para cada estación (columna 4) asumiendo una profundidad de

subbase semi-infinita. Mediante la carta que se indica en la figura 106 y entrando con el espesor de la subbase (D_{SB}) en base a los módulos de la subbase y de la subbase (MR y E_{SB} respectivamente) se determina el módulo compuesto k (pci). Si la losa apoyara directamente sobre la subbase, el módulo de reacción compuesto de subbase se define mediante la siguiente expresión teórica.

$$k = MR / 19,4$$

MR = módulo resiliente de la subbase
 k = valor resultante del ensayo de plato de carga

En el quinto paso se considera el efecto de fundación en roca; este paso se excluye en el caso que el manto rocoso se ubique a una profundidad mayor de 10 pies. Mediante la carta que se transcribe en la figura 107 se calcula el módulo modificado por presencia de una fundación rocosa. Entrando con el módulo de la subbase y en base a la profundidad del manto rocoso y al módulo compuesto (k) estimado, se determina el módulo modificado (columna 5).

EJEMPLO:
 $D_{SB} = 6$ pulgadas.
 $E_{SB} = 20,000$ psi
 $M_R = 7,000$ psi
 SOLUCION: $k_{\infty} = 400$ pci

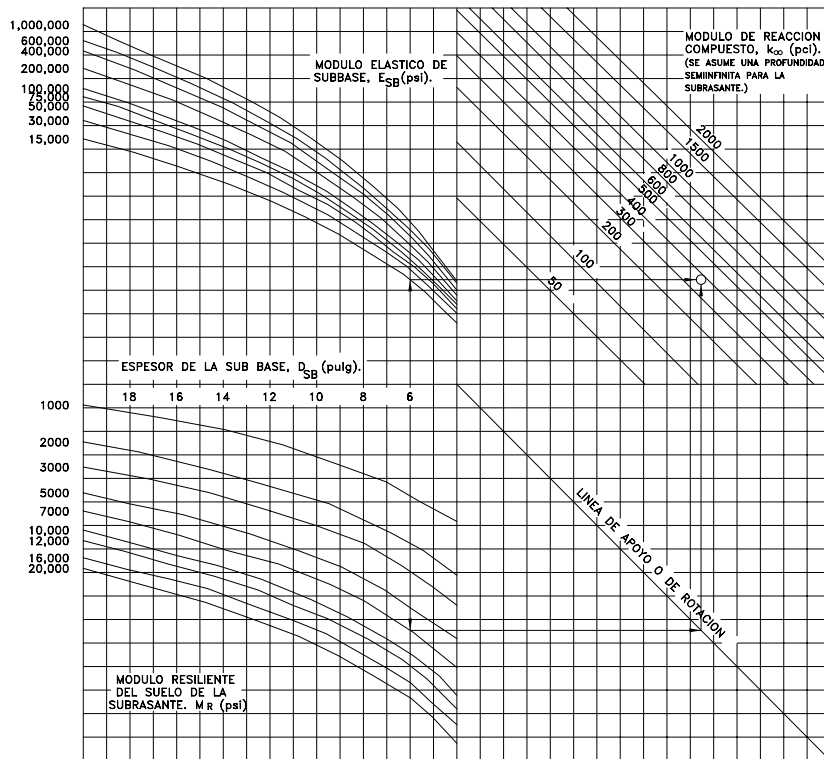


FIGURA 106
 CARTA PARA ESTIMAR EL MODULO DE REACCION COMPUESTO DE LA SUBRASANTE, k_{∞} , ASUMIENDO UNA PROFUNDIDAD SEMI-INFINITA PARA LA SUBRASANTE (EN LA PRACTICA UNA PROFUNDIDAD SEMI-INFINITA SE CONSIDERA MAYOR QUE 10 PIES POR DEBAJO DE LA SUPERFICIE DE LA SUBRASANTE)

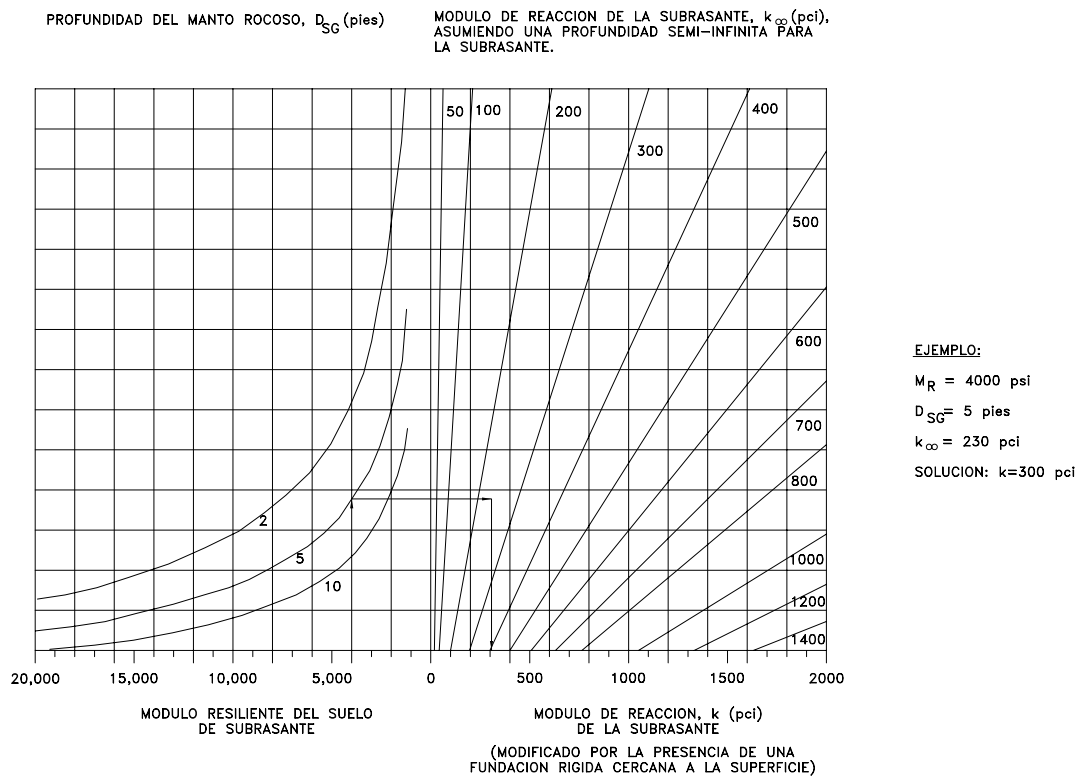


FIGURA 107
 CARTA PARA MODIFICAR EL MODULO DE REACCION DE LA SUBRASANTE,
 CONSIDERANDO EL EFECTO DE UN MACIZO ROCOSO CERCANO A LA
 SUPERFICIE (DENTRO DE LOS 10 PIES).

En el sexto paso, estimando un espesor de losa requerido y en base a la carta de la figura 108, entrando con el valor de k compuesto (pci) y el espesor de losa estimado se obtiene el valor del deterioro relativo (U_r) para cada estación (columna 6).

El séptimo paso consiste en dividir la sumatoria de los deterioros relativos por el número de estaciones (o meses según correspondiera).

El módulo de reacción efectivo de la subrasante es el valor que corresponde a ese promedio y al espesor de losa estimado, que se obtiene de la figura 108.

El último paso en el proceso consiste en ajustar el módulo obtenido teniendo en cuenta una potencial pérdida de soporte de la subbase.

Mediante el gráfico de la figura 109 en base al módulo efectivo y al valor de LS , se determina el módulo de reacción efectivo de la subrasante corregido por una potencial pérdida de soporte.

C Análisis de tránsito

Valen todas las consideraciones hechas sobre este tema, en el capítulo que versa sobre Diseño de Pavimentos Flexibles; Método AASHTO.

Los factores de equivalencia para ejes simples, tandem y triple, para espesores de losa de 6 a 14 pulgadas y PSI final de 2,0; 2,5 y 3,0, se encuentran indicados para diversos rangos de carga en las tablas D-10 a D-18 (AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, 1993).

C Nivel de confiabilidad

Vale todo lo indicado para pavimentos flexibles poniéndose especial énfasis en destacar que para elevados volúmenes de tránsito, se recomiendan altos niveles de confiabilidad. En la tabla siguiente se indican los rangos de confiabilidad (R) sugeridos para distintos tipos de carreteras, clasificadas según su funcionalidad.

| Clasificación funcional | Niveles de confiabilidad recomendados (R) | |
|-------------------------|---|-----------|
| | Urbanas | Rurales |
| Interestatales | 85 - 99,9 | 85 - 99,9 |
| Arterias principales | 80 - 99 | 75 - 95 |
| Colectoras | 80 - 95 | 75 - 95 |
| Locales | 50 - 80 | 50 - 80 |

Para la desviación standard (S_o) se recomienda adoptar un valor comprendido entre 0.30 y 0.40, de querer estimarlo para las condiciones del proyecto obligaría a analizar las posibles variaciones de todos los factores de diseño. Igualmente se sugiere analizar cualitativamente las condiciones locales, para estimar su valor.

C Pérdida de serviciabilidad (ΔPSI)

Siendo ΔPSI , la diferencia entre la serviciabilidad inicial y la serviciabilidad en el momento en que se requiera una rehabilitación, se recomienda para el $PSI_i=4.5$ y para el $PSI_f=2.5$, considerando que generalmente un pavimento rígido se

construye cuando el flujo de tránsito es elevado, tanto en frecuencia como en intensidad ($\text{PSI}=2.0$).

A los efectos de aclarar el concepto fundamental de serviciabilidad que utiliza el método de Diseño AASHTO para cualquier tipo de pavimento, se recomienda leer y analizar dicho tema en el AASHTO Guide for Design of Pavement Structures (1993), ya que se requeriría desarrollar un extenso texto para su completo entendimiento. Dicha guía de diseño se adjuntará a los tomos que conforman el manual, por lo que estará a vuestra disposición.

En forma sucinta se tratará de explicar qué factores se tienen en cuenta para fijar la serviciabilidad inicial y final.

El índice de serviciabilidad inicial (PSI_i) surgió de los tramos experimentales del AASHO Road Test, resultando 4,2 para pavimentos flexibles y 4,5 para pavimentos rígidos.

El índice de serviciabilidad final corresponde al índice más bajo tolerable antes de procederse a una rehabilitación o reconstrucción. Sugiriéndose un $\text{PSI}_f \geq 2.5$ para carreteras principales o autopistas y $\text{PSI}_f=2.0$ para carreteras solicitadas por un menor volumen de tránsito.

C Módulo elástico del concreto hidráulico (E_c).

Tanto para el concreto como para aquellas bases conformadas con un alto contenido de cemento, resulta dificultoso determinar su módulo mediante ensayos de laboratorio de tracción indirecta. El módulo elástico de estos materiales se puede estimar mediante la siguiente expresión, recomendada por la American Concrete Institute:

$$E_c = 57.000 (f_c)^{0.5}$$

Siendo:

E_c = módulo elástico del concreto (en psi)

f_c = tensión a la compresión del concreto (en psi), de acuerdo a la Norma AASHTO T22.

C Módulo de rotura del concreto (S'_c)

El módulo de rotura (tensión de flexión) del concreto se requiere solamente para el diseño de los pavimentos rígidos. El módulo requerido corresponde al promedio de valores (obtenidos después de 28 días de curado) resultantes de la aplicación del ensayo AASHTO T 97.

Considerando la introducción del nivel de confiabilidad en el método de diseño, se recomienda enfáticamente que no se utilice como factor de diseño el valor del módulo exigido en las especificaciones de construcción normales dado que representa a un valor reducido y donde sólo un pequeño porcentaje de la distribución caería por debajo del mismo.

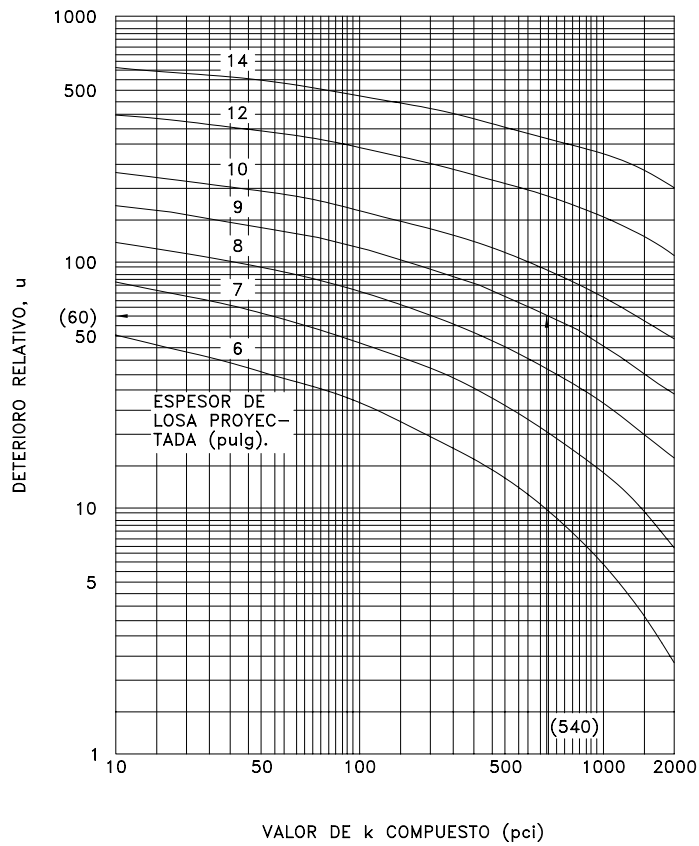


FIGURA 108
CARTA PARA ESTIMAR EL DETERIORO RELATIVO DE UN PAVIMENTO RIGIDO, BASADA EN EL ESPESOR DE LA LOSA Y EN EL VALOR DEL MODULO DE REACCION COMPUESTO.

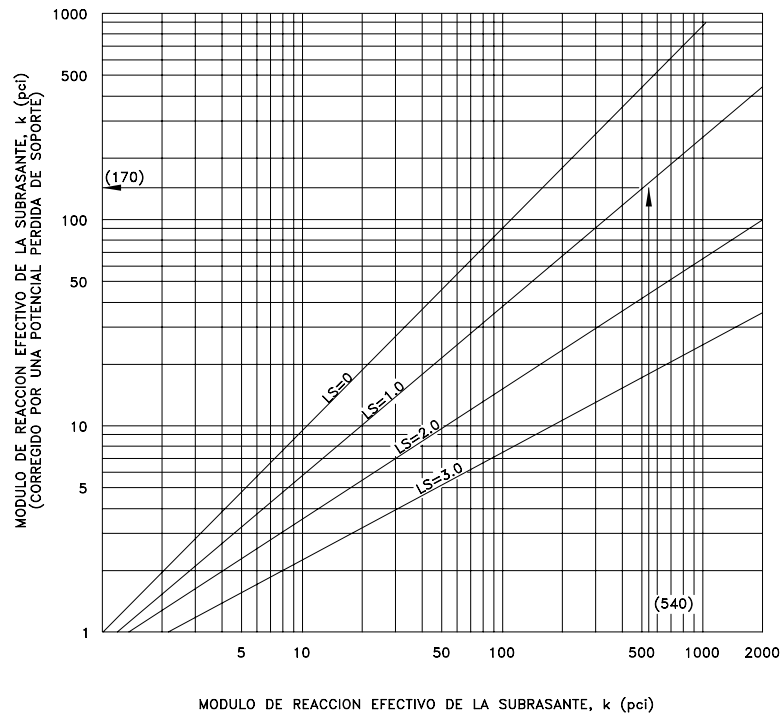


FIGURA 109
CORRECCION DEL MODULO DE REACCION EFECTIVO DE LA
SUBRASANTE POR UNA POTENCIAL PERDIDA DE SOPORTE
DE LA SUBBASE.

Si se desea utilizar dicho valor (S_c), se le debe hacer un ajuste, basado en la desviación standard del módulo (SD_s) y en el porcentaje (PS) de la distribución de tensiones, que se considere que normalmente pueden caer debajo del valor especificado, siendo:

$$S'_c (\text{promedio}) = S_c + Z (SD_s)$$

Donde:

S'_c = promedio estimado del valor del módulo de rotura (en psi)

S_c = módulo de rotura (en psi) según las especificaciones de construcción

SD_s = desviación standard estimada del módulo de rotura (en psi).

Z = variación normal standard.

Siendo:

| Z | PS* |
|-------|-----|
| 0.841 | 20% |
| 1.037 | 15% |
| 1.282 | 10% |
| 1.645 | 5% |
| 2.327 | 1% |

* Número de testigos permitidos (en %) que pueden registrar una resistencia menor a la especificada.

C Coeficiente de transferencia de carga

Este coeficiente (J) tiene en cuenta la capacidad del pavimento de concreto para transferir (distribuir) las cargas a través de discontinuidades, tales como las juntas o grietas. Para pavimentos proyectados con juntas que no incluyan elementos de transferencia de carga (pasadores, barras), el valor de J recomendado es de 3.8 a 4.4. Si se colocan en las juntas los elementos de transferencia de carga o se refuerza el espesor de la losa en el área de juntas, se recomienda $J = 3.2$.

C Coeficiente de drenaje (C_D).

En la tabla que se adjunta, se dan los valores de C_D recomendados, dependiendo de la calidad del sistema de drenaje proyectado y del tiempo, durante un año, en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación. Esta condición lógicamente dependerá del promedio de lluvias anuales y de las condiciones de drenaje prevalencientes.

Valores Recomendados para el Coeficiente de Drenaje, C_D , para el Diseño de Pavimentos Rígidos

| Porcentaje de tiempo, durante un año, en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación | | | | |
|--|--------------|-----------|-----------|---------------|
| Calidad del Drenaje | Menor que 1% | 1-5% | 5- 25% | Mayor que 25% |
| Excelente | 1.25-1.20 | 1.20-1.15 | 1.15-1.10 | 1.10 |
| Buena | 1.20-1.15 | 1.15-1.10 | 1.10-1.00 | 1.00 |
| Regular | 1.15-1.10 | 1.10-1.00 | 1.00-0.90 | 0.90 |
| Pobre | 1.10-1.00 | 1.00-0.90 | 0.90-0.80 | 0.80 |
| Muy mala | 1.00-0.90 | 0.90-0.80 | 0.80-0.70 | 0.70 |

Una vez definidos los parámetros de diseño indicados, mediante el nomograma y/o la

ecuación, que se presentan en la figura 110 (parte 1 y 2) se estima el espesor de losa requerido.

Para las condiciones reales existentes en el país es posible sugerir valores para algunas de las variables incluidas en el Nuevo Método AASHTO (1986-1993), pero para la mayoría de ellas se deben adoptar valores acordes a las características del proyecto en estudio.

Nivel de confiabilidad: en base a la clasificación funcional de la carretera y según se trate de urbanas o rurales, podrá variar de 50% a 99.9%. Para arterias principales se recomienda asumir R entre 85 y 90%. Para calzadas de bajo volumen de tránsito se recomienda $R = 50\%$ ($N_{8.2} < 1.0 \times 10^6$ ejes). Para la desviación standard (S_o) variables entre 0.30 y 0.40 para pavimentos rígidos, se recomienda adoptar un valor intermedio ($S_o = 0.35$).

Coeficiente de drenaje: su valor dependerá de las condiciones del sistema de drenaje proyectado (calidad del drenaje) y de las características hidrológicas y pluviométricas del lugar. Si bien el sistema de drenaje pudiera ser idealmente perfecto, considerando la posible falta de mantenimiento, se lo debe clasificar como bueno o regular.

Teniendo en cuenta las altas precipitaciones anuales, se debe considerar que es posible que la estructura del pavimento permanezca de un 5% a un 25% del año, expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación, consecuentemente se podría asumir $C_d = 1.00$.

Coeficiente de transferencia de cargas: considerando que se construirán las juntas transversales (de expansión y de contracción), las de construcción y las de articulación, no sólo unidas de los elementos de transferencia requeridos (pasadores, barras, etc.) sino también espaciadas o ubicadas donde corresponda, se recomienda adoptar para el coeficiente de transferencia de carga (J) un valor de 3.2.

Pérdida de soporte: este valor es requerido para el cálculo del módulo de reacción efectivo de la subrasante. Su estimación tiene en cuenta la pérdida del valor portante de la subbase (ya sea por erosión y/o deformaciones diferenciales del suelo) o su inexistencia; pudiendo variar desde 0.0 (base granular tratada con cemento, límite inferior) a 3.0 (suelos naturales, expansivos, límite superior).

Se sugiere asumir $LS = 1.0$, que corresponde al rango superior de materiales tratados con cemento y al inferior de estabilizados con cal y materiales granulares sin tratar.

EJEMPLO ILUSTRATIVO

- C Período de diseño: se asume una vida útil de $n = 30$ años.
- C Tránsito: en base al TMDA estimado para el año de habilitación de la obra, al porcentaje y configuración de camiones y al resultado de los censos de carga por eje, en función de las tablas de AASHTO (para $PSIt = 2.5$ y un espesor de losa de 9 pulgadas,

ECUACION DEL NOMOGRAMA:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R \times S_0 + 7.35 \times \log_{10} (D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left[\frac{\Delta \text{ PSI}}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 \times 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_f) \times \log_{10} \left[\frac{S'_c \times C_d \left[D^{0.75} - 1.132 \right]}{215.63 \times J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}} \right]} \right]$$

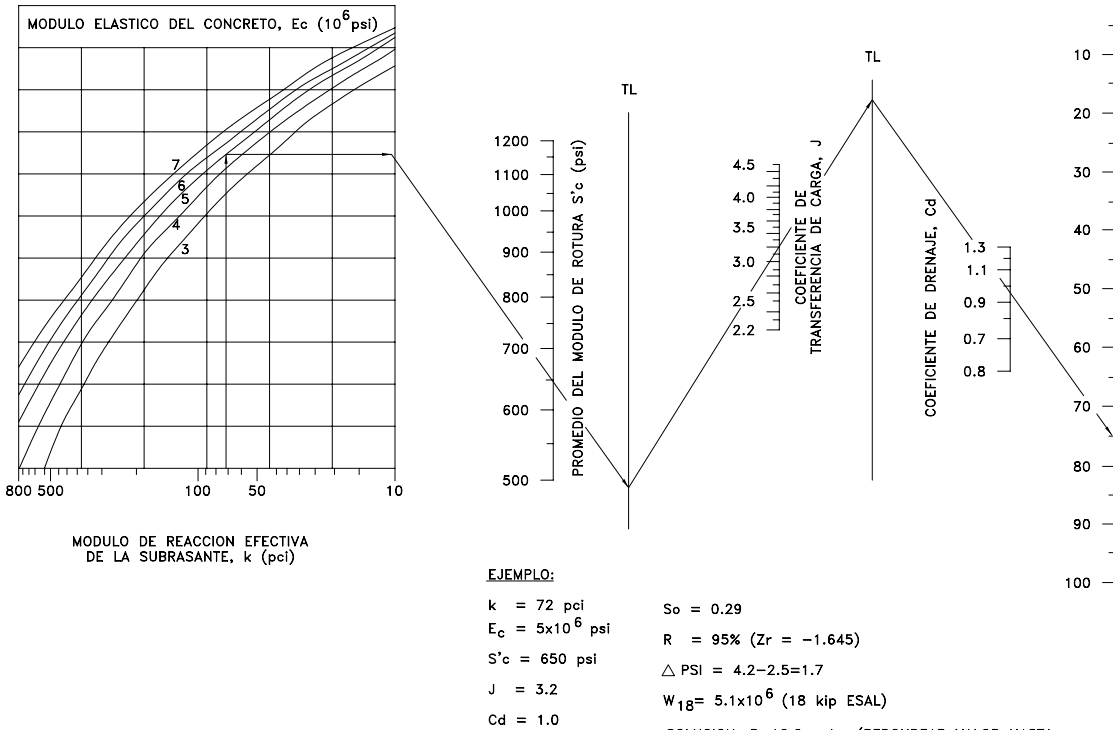
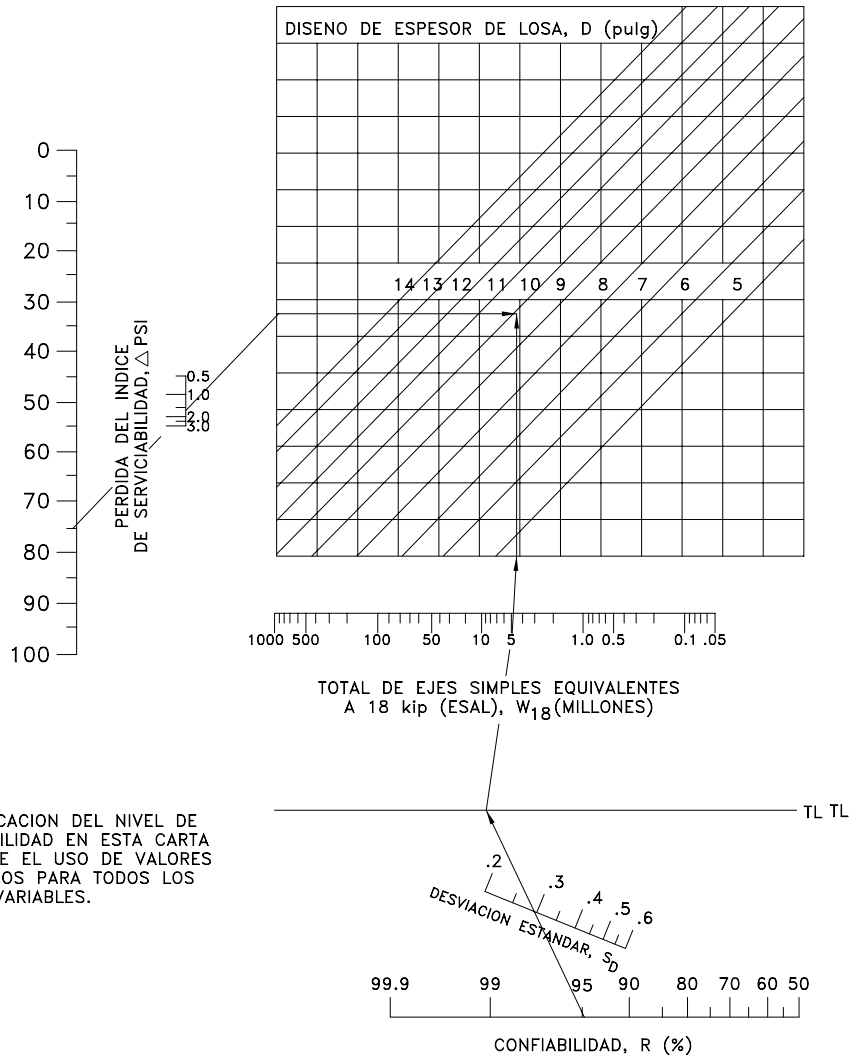


FIGURA 110
 CARTA DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS RIGIDOS, BASADA EN VALORES PROMEDIOS PARA CADA DATO VARIABLE (PARTE 1)



NOTA:
LA APLICACION DEL NIVEL DE CONFIABILIDAD EN ESTA CARTA REQUIERE EL USO DE VALORES PROMEDIOS PARA TODOS LOS DATOS VARIABLES.

FIGURA 110 (CONTINUACION)
(PARTE 2)

tablas D13, D14 y D15) se calcula el número de ejes equivalentes a 8.2 toneladas, que solicitarán a la calzada en ambos sentidos durante el primer año del período de diseño.

Considerando dos carriles uno en cada sentido y un factor direccional $D_D = 50\%$, para una tasa de crecimiento anual constante de $i = 2\%$ anual, resulta el tránsito de diseño:

$$W_{18} = N_{8.2} = 197,200 * 0.50 * \frac{(1 + 0.02)^{30} - 1}{0.02} = 4.0 * 10^6$$

Siendo 197.200 el número de ejes equivalentes a 8.2 ton que solicitaran a la calzada en ambos sentidos durante el primer año del período de diseño.

rotura a la flexión (28 días), se estima $S'c = 580$ psi.

C Confiabilidad
Se adopta $R = 90\%$ y $S_o = 0,35$

C Caracterización de los materiales.
Módulo elástico del concreto hidráulico:
 $E_c = 4,000,000$ psi.

C Pérdida de serviciabilidad
)
 $PSI = PSI_i - PSI_f = 4.5 - 2.5 = 2.0$

C Módulo elástico de la subbase granular:
ESB = 16,000 psi (período húmedo)
25,000 psi (período seco)

C Coeficiente de drenaje (Cd).
Se asume una calidad de drenaje buena, y un % de tiempo durante un año, en que la estructura del pavimento está expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación, comprendido entre 5 y 25%, por lo que se adopta $C_d = 1.00$.

C Módulo resiliente de la subrasante:
MR = 5,000 psi (período húmedo)
= 6,500 psi (período seco)

C Coeficiente de transferencia de carga (J).
Considerando que en las juntas se colocarán los elementos de transferencia requeridos se adopta $J=3.2$.

C Clima: 5.5 meses lluviosos de mayo a mediados de octubre; 6.5 meses secos, desde mediados de octubre a abril inclusive.

C Módulo de rotura del concreto (S'c).
Considerando el promedio de los resultados obtenidos en ensayos de

- Estimación del módulo de reacción efectivo de la subrasante.

Subbase tipo granular
Espesor de subbase = 6"
Profundidad de macizo rocoso > 20 pies
Pérdida de soporte = 1.0
Espesor de losa asumido = 9 pulgadas

| MES | MR(psi) | ESB (psi) | Valor compuesto de k (en pci) (figura 106) | Valor de k por deterioro relativo macizo rocoso | u_r (figura 108) |
|------------|---------|-----------|--|---|--------------------|
| Enero | 6500 | 25.000 | 400 | - | 0.70 |
| Febrero | 6500 | 25.000 | 400 | - | 0.70 |
| Marzo | 6500 | 25.000 | 400 | - | 0.70 |
| Abril | 6500 | 25.000 | 400 | - | 0.70 |
| Mayo | 5000 | 16.000 | 270 | - | 0.80 |
| Junio | 5000 | 16.000 | 270 | - | 0.80 |
| Julio | 5000 | 16.000 | 270 | - | 0.80 |
| Agosto | 5000 | 16.000 | 270 | - | 0.80 |
| Septiembre | 5000 | 16.000 | 270 | - | 0.80 |
| Octubre | 5000 | 16.000 | 270 | - | 0.80 |
| Noviembre | 6500 | 25.000 | 400 | - | 0.70 |
| Diciembre | 6.500 | 25.000 | 400 | - | 0.70 |
| | | | | | $3u_r = 9.00$ |

Módulo de reacción efectivo k (pci) = 350
 Corregido por pérdida de soporte (LS = 1),
 $k=102$ pci

- Diseño del espesor de losa.
 Parámetros de diseño:

- C Módulo elástico del concreto $E_c = 4 \times 10^6$ psi
- C Módulo de reacción efectivo = 102 pci
- C Módulo de rotura a la flexión promedio: 580 psi
- C Coeficiente de transferencia de carga $J=3.2$
- C Coeficiente de drenaje $C_d = 1.0$
- C Pérdida de serviciabilidad) $PSI = 2.0$
- C Nivel de confiabilidad $R = 90\%$
- C Desviación standard $S_o = 0.35$
- C $W_{18} = 4.0 \times 10^6$ ejes de 8.2 ton.

Resultando de la aplicación del gráfico de diseño (figura 110, parte 1 y 2), un espesor de losa de 9.5 pulgadas.

A continuación se procederá a aplicar la Metodología de la P.C.A. para los mismos parámetros de diseño utilizados para el

Método AASHTO.

- CBR subrasante = 4.0%
- $k = 3.5$ kg/cm³
- Espesor de subbase granular = 15cm

| VALOR k SUBRASANTE | SUBBASE NO TRATADA $e_{SB} = 15$ cm |
|------------------------|-------------------------------------|
| 2.8 kg/cm ³ | 3.9 kg/cm ³ |
| 5.5 kg/cm ³ | 6.4 kg/cm ³ |

Interpolando se obtiene sobre la subbase $k=4.5$ kg/cm³ valor que se utilizará como parámetro de diseño.

- Tránsito

Para el ejemplo se asumió: 197.200 ejes equivalentes a 8.2 ton que solicitarán a la calzada, en ambos sentidos, durante el primer año del período de diseño, una tasa de crecimiento anual del 2.0% y un período de diseño $n= 30$ años.

Consecuentemente el número de ejes de 8.2 ton que solicitarán a la calzada por día y por

trocha será de 270 ejes durante el primer año.

A fin de asumir un tránsito similar para este ejemplo, se supone que ese total de ejes diarios equivalentes a 8.2 ton (270 ejes) estaría conformado por:

| EJES SIMPLES PESO | FACTOR DE EQUIVALENCIA e= 9" | NÚMERO de ejes por día | TOTAL (8.2 ton) |
|----------------------|------------------------------------|------------------------|--------------------|
| 16 kips (7.3 ton) | 0.604 | 112 | 67.6 |
| 18 kips (8.2) | 1 | 61 | 61 |
| 20 kips (9.1) | 1.57 | 49 | 76.9 |
| EJES TANDEM | | | |
| 28 kips (12.7 ton) | 0.85 | 41 | 34.9 |
| 30 kips (13.6 ton) | 1.14 | 26 | 29.6 |
| | | | E = 270 ejes |

Para la aplicación de la Metodología de la P.C.A. correspondería:

| EJES SIMPLES | Fg = 1.2 | TPDA/2 | REPETICIONES n = 30 años; i = 2% |
|--------------|----------|--------|-------------------------------------|
| 7.3 ton | 8.8 ton | 112 | 1658423 |
| 8.2 ton | 9.8 ton | 61 | 903248 |
| 9.1 ton | 10.9 ton | 49 | 725.56 |
| EJES TANDEM | | | |
| 12.7 ton | 15.2 ton | 41 | 607101 |
| 13.6 ton | 16.3 ton | 26 | 348991 |

Dichos valores (de carga por eje multiplicados por el Fs y número de repeticiones) serán los utilizados para diseño.

- Módulo de resistencia a la tensión en flexión del concreto a usar en las losas 41kg/cm² (- 580 psi).

Con los parámetros de diseño indicados y asumiendo un espesor de losa de 20cm, aplicando los ábacos de las figuras 101 y 102 se obtiene:

| EJES SIMPLES ESFUERZO ACTUANTE | R | REPETICIONES PERMISIBLES PREVISTAS | % UTILIZADO DE LA CAPACIDAD TOTAL |
|--------------------------------|-------|------------------------------------|-----------------------------------|
| Ž18KG/cm ² | Ž0.50 | (1660000 | - |
| 18kg/cm ² | Ž0.50 | (900000 | - |
| 20kg/cm ² | Ž0.50 | (730000 | - |
| EJES TANDEM | | | |
| 18kg/cm ² | Ž0.50 | (610000 | - |
| 19kg/cm ² | Ž0.50 | (380000 | - |

Los resultados obtenidos llevan a pensar que un espesor de losa de 17.5cm podría ser satisfactorio, resultando:

| EJES SIMPLES | | | | |
|-------------------------|-------|--------|---------|------|
| 19.0 kg/cm ² | Ž0.50 | (| 1660000 | - |
| 21.0 kg/cm ² | 0.51 | 400000 | 900000 | 225% |
| 23.0 kg/cm ² | 0.52 | 100000 | 730000 | 730% |

No habiendo necesidad de proseguir el cálculo pues ya se consumió la capacidad total de la estructura, por lo que se adoptaría un espesor de losa de 20cm.

Dada la complejidad que en la practica conlleva aplicar la Metodología AASHTO, fundamentalmente por toda la información requerida de antemano, se sugiere la aplicación y uso del Método de la Portland Cement Association, siendo innegable la autoridad técnica y científica de esta Institución en materia de pavimentos rígidos, no sólo por las relevantes investigaciones que viene desarrollando desde su creación, sino también por el análisis y discusión de cuanto estudio se ha efectuado sobre este tema.

C DISEÑO DE JUNTAS

En los pavimentos rígidos las juntas pueden dividirse en cuatro tipos principales; siendo su función controlar los esfuerzos inducidos

por los cambios de volumen que sufre el concreto.

- C Juntas de contracción
- C Juntas de expansión o dilatación
- C Juntas de construcción
- C Juntas de articulación o de alabeo

Las juntas de contracción se disponen para aliviar los esfuerzos de tensión causados por las contracciones del concreto.

Las juntas de dilatación se disponen para permitir que las losas se expandan una contra otra sin destruirse, ni deteriorarse.

Las juntas de construcción corresponden a las interrupciones de las operaciones de colado y deben garantizar la continuidad estructural.

Las juntas de alabeo o de articulación tienen como función evitar los agrietamientos a lo largo del eje central del pavimento o en las

líneas de unión de las diferentes hileras de losas, que se producirían al elevarse sus bordes cuando la losa está bajo carga.

Las juntas suelen hacerse o bien aserrando o ranurando el concreto, pero garantizando la continuidad a través de la junta por apoyo de concreto contra concreto o provocando una ranura que se rellena con algún material apropiado o estableciendo la continuidad a ambos lados de la ranura con barras de acero liso (pasajuntas) o corrugado (barras de sujeción) según corresponda.

En la figura 111 se reproducen los tipos de juntas más comunes en carreteras.

Las juntas de contracción (a) y (b) se diferencian en que en la tipo (a) se ha formado la ranura de modo incompleto, sellando con un material plástico adecuado la oquedad o hendidura que se produce; la grieta se propagará por sí sola posteriormente a partir de la ranura formada. En la junta tipo (b) dos losas quedan unidas a tope y su eventual separación se combate mediante el material plástico que rellena la ranura superior, que se realiza mediante un corte más ancho y por lo tanto suministrando un mejor factor de forma al material sellador. Se recomienda que en todas las juntas de contracción se coloquen pasajuntas lisos lubricados a fin que las losas puedan contraerse sin generar fuerzas que las agrieten.

Las juntas típicas de expansión están representadas por (c) y (d). La (c) presenta un pasajunta o clavija con casquillo que permite el movimiento relativo que se generará por dilatación. La junta (d) se construye aumentando el espesor de la losa en el borde como para crear una protección adicional.

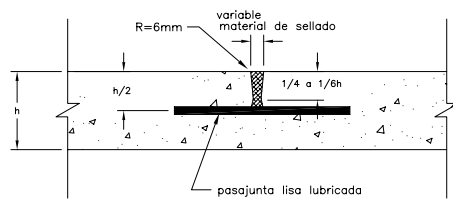
La junta (e) corresponde a un ejemplo típico de una junta de construcción machihembrada, se coloca una barra de sujeción corrugada para ayudar a la transmisión de los esfuerzos. Este tipo de junta también suele usarse como junta de alabeo.

La junta (f) corresponde a una junta de articulación o de alabeo, también se le coloca una barra corrugada de sujeción.

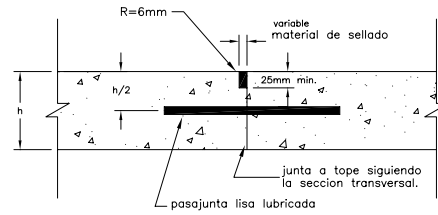
Las juntas suelen denominarse longitudinales o transversales, según el sentido en que estén dirigidas con respecto al eje del camino.

Se recomienda que las juntas transversales se dispongan de modo que dividan al pavimento en losas de un largo tal, que eviten en forma razonable el potencial agrietamiento intermedio. Una manera de lograrlo satisfactoriamente y a un costo relativamente moderado es mediante la colocación de juntas de expansión a intervalos largos y de juntas de contracción intermedias del tipo de ranura simulada superior. Las longitudes de las losas entre separación de juntas será, de acuerdo al tipo de agregado grueso que conforme el concreto, el siguiente:

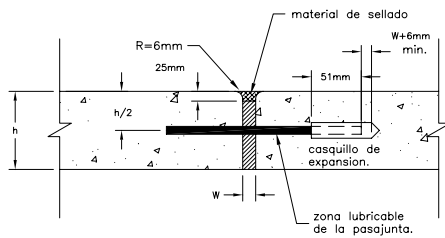
| TIPO DE AGREGADO GRUESO | SEPARACIÓN DE JUNTAS |
|-------------------------|----------------------|
| Granito triturado | 7.50 m |
| Calcáreo triturado | 6.00 m |
| Grava calcárea | 6.00 m |
| Grava silíceo | 4.50 m |
| Grava de tamaño < 2 cm | 4.50 m |
| Escoria | 4.50 m |



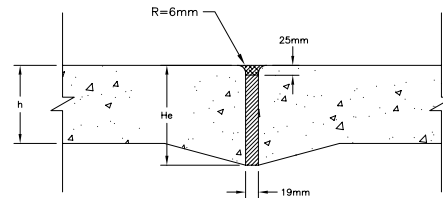
a. JUNTA DE CONTRACCIÓN CON RANURACION PARA DESARROLLO ULTERIOR DE GRIETA



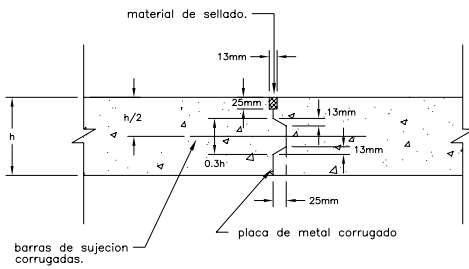
b. JUNTA DE CONTRACCIÓN CON LOSAS A TOPE.



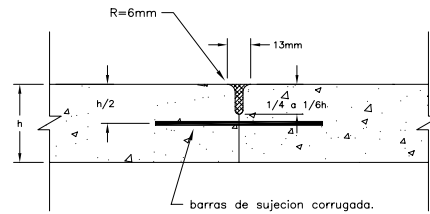
c. JUNTA DE EXPANSION CON PASAJUNTA Y CASQUILLO.



d. JUNTA DE EXPANSION SIMPLE.



e. JUNTA DE CONSTRUCCION MACHIHEMBADA.



f. JUNTA DE ALABEO.

FIGURA 111
JUNTAS COMUNES EN PAVIMENTOS RIGIDOS

Las juntas de expansión se colocarán indefectiblemente en los cruces con otras calzadas de hormigón y a una distancia comprendida entre 180 m y 200 m como separación máxima donde no existan intersecciones. La distancia intermedia entre juntas de dilatación se dividirá en intervalos de aproximadamente 6,00 m por juntas de contracción. Estas juntas pueden construirse disponiendo una ranura en la parte superior de la losa (de una profundidad de 1/4 del espesor del pavimento) y sellándolas con un relleno bituminoso apropiado para evitar la infiltración de materiales inertes o insertando un relleno premoldeado delgado en la ranura provocada en la losa.

Si bien algunos estudios y trabajos elaborados concienzudamente recomiendan una separación menor entre las juntas de dilatación, tanto las experiencias de obra, como las observaciones y seguimiento de las mismas, realizados en muchos Estados de U.S.A., sobre un considerable número de kilómetros de pavimentos de diferentes edades, indican que la separación recomendada no causará efectos excesivos de compresión en las losas, si se evita la infiltración de materiales inertes en las juntas transversales y a éstas se las espacia a intervalos tales que eviten el agrietamiento intermedio. Un análisis teórico de la situación confirma esta conclusión; en un estudio integral se ha considerado el efecto de: a) el fragüe de la losa después que el hormigón se ha colocado; b) el cambio subsiguiente de la longitud, resultante de un aumento en la humedad y temperatura, superior al que existía en el momento de la colocación; c) escurrimiento o deformación plástica y d) la fricción de la subrasante, las conclusiones resultantes indican que aún en

el caso que fuesen omitidas todas las juntas de expansión, los esfuerzos de compresión debidos a esa restricción no excederán del 50% de la resistencia a la compresión del hormigón, teniendo un especial cuidado de evitar la infiltración de suelo para que pueda efectuarse el aumento en longitud de la losa. Se considera que cualquier esfuerzo de compresión inferior al 50% del de rotura es beneficioso, puesto que las fallas estructurales del pavimento, casi siempre comienzan en las losas por efecto de tracción, y los esfuerzos de compresión deberán producirse antes que los esfuerzos de tracción resultantes puedan aparecer. Además esta compresión en las losas mantiene las juntas de contracción apretadamente cerradas, de modo que su eficacia para la transferencia de las cargas es segura.

La P.C.A. señala que excepto en las intersecciones y estructuras, no es necesario proporcionar juntas de expansión en un concreto, cuando:

- a) el pavimento se construye con materiales que tienen características de expansión normales.
- b) el pavimento se construye durante los períodos del año en que las temperaturas ambientes están por encima de la temperatura de congelación.
- c) el pavimento se divide en tramos relativamente cortos con las juntas de contracción, con espacios como para prevenir la formación de fisuras intermedias.
- d) las juntas de contracción están sujetas a un mantenimiento adecuado para prevenir la infiltración de material más o menos incompresible.

Si bien se transcriben consideraciones diversas respecto al tema, las mismas se incluyen con el objeto de evidenciar la disparidad de criterios que existen al respecto.

Se recomienda que para las juntas de expansión se emplee un tipo de relleno de bajo costo y que no pueda ser expulsado por la presión. Se han obtenido muy buenos resultados con materiales bituminosos, corcho, caucho, corcho-caucho mezclado, materiales impregnados con asfalto, madera, fibra tratada y muchos otros, no dejando de aparecer en el comercio en forma incesante, varias clases de rellenos tanto aceptables, como inadecuados.

El uso de pasajuntas o barras de sujeción lisas es imprescindible en las juntas de expansión, pero a veces suelen suprimirse en las juntas de contracción cuando su espaciamiento es menor de 6,00m; salvo que se trate de zonas en que las condiciones de servicio sean particularmente severas.

En la tabla de la figura 112 se agrupan los requerimientos mínimos recomendados por el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto para la colocación de pasajuntas y dispositivos de transmisión de carga en pavimentos de distintos espesores, para tres tipos de acero y diversos anchos de banda de circulación. El dispositivo típico es una varilla lisa, de sección circular, de acero. La barra de sujeción corrugada no se diseña como un dispositivo de transmisión de carga, ya que se coloca para resistir las fuerzas de tensión que se generan por las restricciones de fricción que existen entre la losa y la subbase. Cuando estos elementos sean necesarios su espaciamiento debe respetar

también lo indicado en tabla.

Otros estudios difieren de lo indicado, ya que recomiendan barras circulares lisas (para pasajuntas), de 19 mm de diámetro, de 45 a 60 cm de longitud y separadas cada 30 cm (espaciamiento marcadamente menor que el que se indica en tabla). Varias instituciones puntualizan que en las juntas transversales de contracción, del tipo de ranura simulada, no se requiere ningún dispositivo para transferir las cargas, con una disposición de juntas espaciadas en menos de 6.00m. Cuando el pavimento está en compresión, las juntas de contracción se mantienen apretadamente unidas, situación que garantiza la transferencia de las cargas a través de las caras irregulares del hormigón debajo de la ranura. Durante el período en que el pavimento se contrae, este tipo de juntas espaciadas como se ha recomendado, se abren en una magnitud tan reducida que las caras irregulares del hormigón, debajo de la ranura, todavía proporcionan una adecuada transferencia de cargas.

Las barras pasadores deben pintarse y recubrirse con aceite espeso a fin de evitar la adherencia; en las juntas de expansión, cada pasador estará provisto de un casquete de ajuste adecuado y que proporcionará (en el extremo pintado y aceitado de la barra) un espacio igual al ancho de la junta de dilatación. Durante las operaciones de hormigonado todas las barras pasadores deben ser mantenidas paralelas al eje del pavimento y a su superficie.

Espaciamiento recomendado para dispositivos de transmisión de carga entre losas de pavimentos rígidos en carreteras.

| Tipo y grado de acero | Esfuerzo de Trabajo (kg/cm ²) | Espesor del pavimento (cm) | Longitud Total (cm) | Barras N°4 | | | Barras N°5 | | |
|--|---|----------------------------|---------------------|---------------------|-------------------|--------|-------------------|-------------------|-----|
| | | | | Longitud Total (cm) | Espaciamiento, cm | | Longitud total cm | Espaciamiento, cm | |
| | | | | | 3 m | 3.30 m | | 3.60m | 3 m |
| Acero grado estructural de lingote o de eje. | 1,500 | 15 | | 115 | 105 | 95 | 120 | 120 | 120 |
| | | 17.5 | | 98 | 90 | 82 | 120 | 120 | 120 |
| | | 20 | 50 | 85 | 77 | 70 | 60 | 120 | 120 |
| | | 22.5 | | 75 | 70 | 62 | 120 | 107 | 100 |
| Acero grado intermedio de lingote o de eje. | 1,900 | 25 | | 67 | 62 | 57 | 107 | 97 | 90 |
| | | 15 | | 120 | 120 | 117 | 120 | 120 | 120 |
| | | 17.5 | | 120 | 110 | 100 | 120 | 120 | 120 |
| | | 20 | 60 | 105 | 95 | 87 | 68 | 120 | 120 |
| Acero de riel o de lingote o de eje grado duro | 2,300 | 22.5 | | 92 | 85 | 77 | 120 | 120 | 120 |
| | | 25 | | 85 | 77 | 70 | 120 | 120 | 120 |
| | | 15 | | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 |
| | | 17.5 | | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 | 120 |
| | | 20 | 68 | 120 | 117 | 107 | 83 | 120 | 120 |
| | | 22.5 | | 115 | 105 | 95 | 120 | 120 | 120 |
| | | 25 | | 102 | 92 | 85 | 120 | 120 | |

El espaciamiento de las barras de sujeción no debe exceder de 1.2 m.

FIGURA 112

Esto puede obtenerse mediante el uso de un sostén para los pasadores que consiste en piezas transversales y longitudinales conectadas y dispuestas para mantener a cada pasador en su posición correcta. El sostén deberá tener una rigidez suficiente para permitir el montaje de los pasadores en él antes de colocarse sobre la subbase (o subrasante). Usualmente, el diseño más económico incluye el uso de pasadores en las juntas de expansión transversales y en las de construcción. Sin embargo, cuando por cualquier razón se deba evitar su uso, la losa del pavimento (en esas juntas) debe ser reforzada de manera que resulte estructuralmente adecuada, mediante un mayor espesor; el empalme de este espesor, al requerido en el resto de la losa debe ser gradual; muchos estudios sugieren que la transición se efectúe en una distancia de aproximadamente 3,00 m.

Por último en las figuras 113 y 114 se muestran dos gráficos confeccionados para distintos tipos de acero (común y de alto límite de fluencia), que permiten calcular en función del espesor del pavimento, para distintos diámetros de las barras, la separación requerida.

De acuerdo a todo lo manifestado sobre este tema (Diseño de Juntas), así como también los comentarios que a posteriori se transcriben alusivos a las tendencias referentes a los pavimentos de hormigón en el continente europeo, demuestran la diversidad de criterios que aun actualmente están en juego.

Consecuentemente resulta difícil establecer el tipo de junta y la separación ideal, para las condiciones existentes en el país. En forma

general se podría recomendar lo siguiente:
Juntas transversales: a) de expansión cada 180 a 200m como separación máxima donde no existan intersecciones y b) de contracción cada 4.50 a 7.50m según el tipo de agregado grueso que conforme el concreto (escoria, distintos tipos de grava, calcáreo triturado, granito triturado). Las juntas de construcción y de alabeo se ejecutarán donde correspondan.

Todas las juntas se construirán acorde a lo indicado en la figura 111, juntas comunes en pavimentos rígidos.

A continuación se harán algunas consideraciones sobre el uso de armadura en los pavimentos de hormigón.

Cuando se la emplea, el hierro que la conforma tiene como misión mantener estrechamente unidos los bordes de las grietas que eventualmente pudieran formarse. No se la utiliza ni para aumentar la capacidad portante, ni para impedir los agrietamientos.

Para aumentar la resistencia, el hierro debería colocarse en dos capas, una cerca de la superficie y la otra del fondo, ya que los esfuerzos de tracción máximos pueden producirse tanto en el fondo como en la parte superior de la losa. Y además debería colocarse en una cantidad tan grande que nunca ha sido considerada factible en el caso que se requiriera para aumentar apreciablemente la resistencia estructural del pavimento. Una mayor capacidad portante puede obtenerse más económicamente con un aumento en el espesor del hormigón que con el hierro.

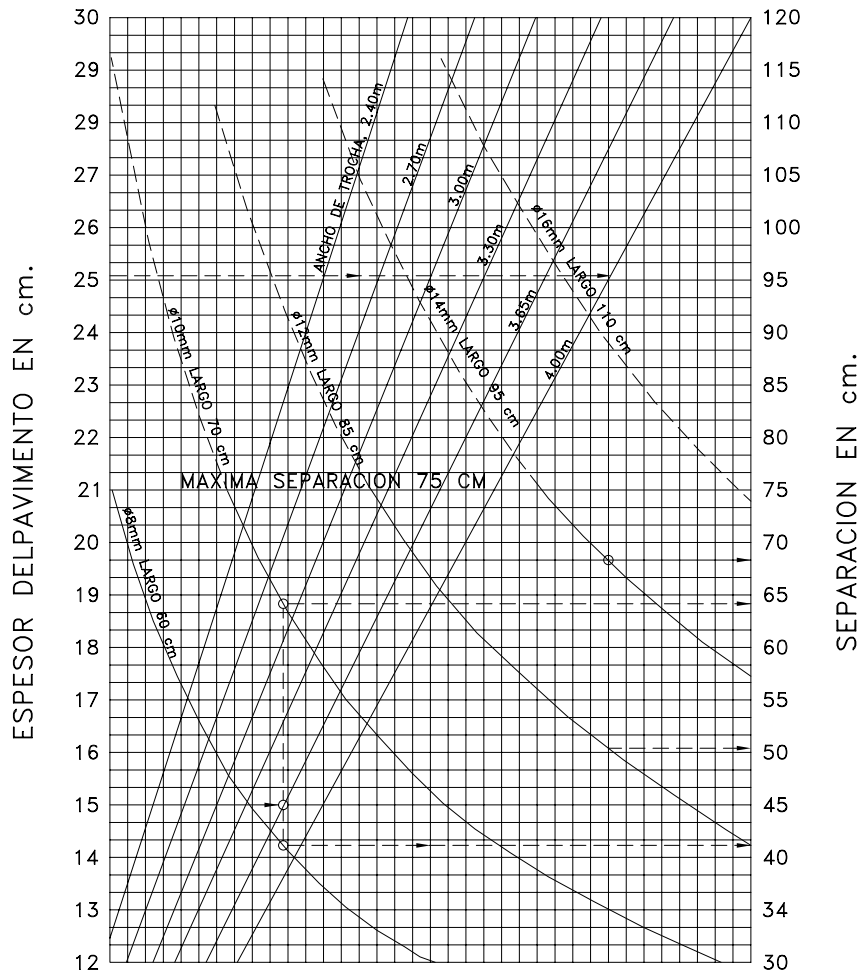


FIGURA 113
 GRAFICO PARA EL CALCULO DE BARRAS DE
 UNION EMPLEANDO BARRAS LISAS DE
 ACERO COMUN

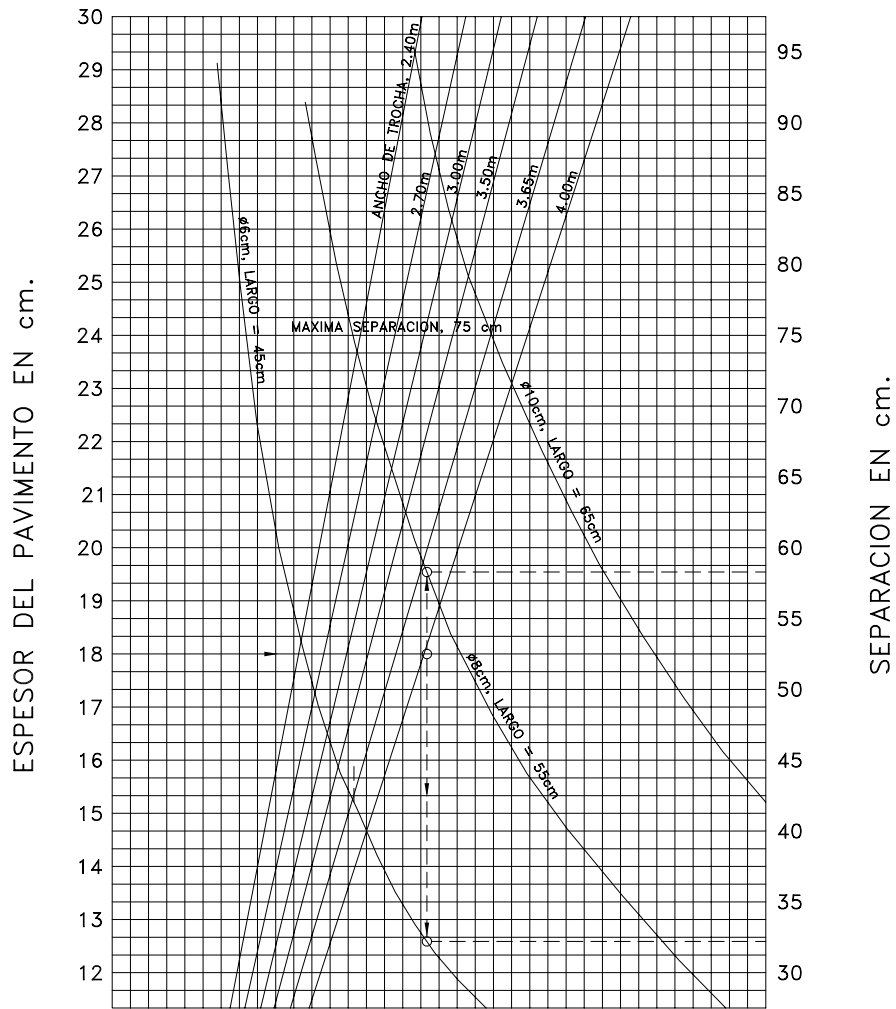


FIGURA 114
 GRAFICO PARA EL CALCULO DE BARRAS DE UNION
 EMPLEANDO BARRAS DE ACERO DE ALTO LIMITE DE FLUENCIA
 TENSION ADMISIBLE TRACCION 3,000 Kg/cm²
 TENSION ADMISIBLE ADHERENCIA 24 Kg/cm²

La armadura no evitará que el pavimento de hormigón se agriete, la función del hierro es mantener las grietas unidas una vez que ellas se forman, de no producirse las grietas es un gasto superfluo pues el hierro se desperdicia.

Si las juntas transversales se espacian adecuadamente de modo que no se generen grietas intermedias, la armadura puede suprimirse.

El acero distribuido no contribuye a la resistencia a la flexión de la losa, sin embargo al conservar fuertemente unidas las grietas mantiene la resistencia al corte de la losa y por ende su capacidad para soportar cargas. Estas propiedades se reducen si se permite que las grietas se abran. El refuerzo distribuido o armadura se usa en forma de una malla de alambre soldado o barras entrelazadas, conteniendo en ambos casos tantos elementos longitudinales como transversales.

Varios organismos de carreteras utilizan diferentes medidas y espaciamientos de los elementos de la malla de refuerzo, con el objeto de amoldarse a los requerimientos relativos al área de acero necesaria a lo largo y ancho de la losa. La cantidad de acero requerida en un caso dado, se calcula en la suposición de que debe ser suficientemente resistente para tensar ambos extremos de la losa sobre la subrasante hacia su centro. Esta hipótesis conduce a la siguiente ecuación, que permite calcular la cantidad de acero en pulg²/pie de ancho de losa:

$$A = \frac{LC_f W}{2f_s}$$

Siendo:

A = cantidad de acero transversal (pulg²/pie de ancho de losa).

L = longitud de losa entre juntas (pies)

C_f = coeficiente de fricción entre losa y subrasante (se suele adoptar C_f= 1,5).

W = peso de losa por pie cuadrado de superficie de pavimento (libras).

f_s = esfuerzo de trabajo en el acero (lb/pulg²).

Generalmente el área transversal de acero longitudinal varía de 0,1 a 0,2% del área transversal de la losa; los pesos requeridos típicamente fluctúan de cerca de 55 a 80 libras por 100 pie² de superficie de pavimento.

Posteriormente a la segunda guerra mundial se desarrolló un alto interés sobre la posibilidad de construir pavimentos continuamente reforzados sin juntas.

La cantidad requerida de acero de refuerzo longitudinal en esta clase de pavimento no está en proporción directa a la longitud de la losa.

Observaciones realizadas en largas losas reforzadas en forma continua (longitud de 1 milla o más), indican que sólo 400 ó 500 pies del pavimento en cada extremo está sometido a movimiento longitudinal, estando el tramo central restringido por completo.

Los movimientos estacionales que se registraron en los extremos de la losa resultaron de menos de 2 pulgadas, independientemente de la longitud de la losa. La experiencia indica que la cantidad óptima

de acero de refuerzo es la que resulta de un espaciamento de grietas de 3 a 10 pies.

Los intervalos de las grietas en esta escala se producen generalmente con una cantidad de acero que fluctúa de 0.5 a 0.7% del área transversal de la losa.

El espesor de losa recomendado varía de 6 a 9 pulgadas, dependiendo de las condiciones del tránsito.

Muchas instituciones y organismos dedicados a la investigación de este tema, opinan que el espesor de los pavimentos continuamente reforzados debería ser el mismo que el de los pavimentos comunes de concreto.

En el refuerzo continuo se utiliza generalmente la malla de alambre soldado; el espaciamento de los alambres longitudinales no debe ser menor de 4 pulgadas ni mayor de 12 pulgadas; el espaciamento de los alambres transversales no debe exceder de 24 pulgadas; el espacio entre el refuerzo y las orillas de la losa no debe ser menor de 2 pulgadas, ni mayor de 6 pulgadas.

C FALLAS MÁS COMUNES EN LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS

Las fallas en los pavimentos rígidos pueden deberse a deficiencias de la propia losa o a un inadecuado comportamiento estructural del conjunto losa, subbase, subrasante, terracería.

En el primer caso se involucran aquellas defectos del concreto propiamente dicho tales como la utilización de materiales y agregados inadecuados, desintegración por reacción de los agregados con los álcalis del cemento, problemas derivados del uso de sales para

proteger al concreto de fríos intensos, etc, y por otro lado defectos de construcción o de insuficiencia estructural en la losa, tales como una inapropiada colocación o una dotación insuficiente de los elementos de transmisión de carga, insuficiente resistencia ante las restricciones de fricción impuestas a los movimientos de la losa por la subbase, alabeo de las losas o mal comportamiento de las juntas de contracción y expansión, etc.

Siendo la otra causa principal de falla la vinculada con toda la estructura, se involucra en las mismas las fallas por bombeo, la rotura de bordes o esquinas, la falta de apoyo requerida, etc.

Frecuentemente y tal como ocurre en los pavimentos flexibles, las fallas son generadas por una combinación de causas, por lo que la estimación de un diagnóstico y la corrección del problema no es sencillo.

El uso de agregados inapropiados, no duraderos, se refleja en la aparición de grietas, que se inician como fisuras incipientes, muy próximas y se desarrollan generalmente en torno a las juntas o a los bordes de la losa; el fenómeno es progresivo y suele terminar con la desintegración total de la losa.

Otros factores que causan la desintegración del concreto son: el uso de agregados con un excesivo contenido de finos, procesar una mezcla demasiado húmeda, etc.

Durante el período de curado, los concretos suelen sufrir agrietamientos excesivos por contracción, apareciendo grietas cortas y distribuidas al azar, tanto longitudinal como transversalmente.

Los agrietamientos provocados por trabajo defectuoso de los pasajuntas, se deben generalmente a que dichos elementos quedan mal lubricados y no permiten el movimiento para el que fueron diseñados; el espaciamiento excesivo entre ellos también puede ser efecto de problemas. Otro defecto común por mal funcionamiento de juntas, se tiene cuando éstas faltan o se espacian demasiado a lo largo de un tramo importante.

El concreto generará por agrietamiento sus propias juntas de contracción y expansión, pero estas grietas se disponen irregularmente, dando al pavimento una apariencia deteriorada, que generalmente no corresponde a una deficiencia estructural, en el sentido de que las grietas formadas liberan los esfuerzos y trabajan en un inicio, como verdaderas juntas.

A largo plazo, el comportamiento no será tan satisfactorio, pues las grietas naturales carecen de todo tratamiento y de los rellenos plásticos apropiados, de modo que en ellas el concreto se va disgregando, pulverizando y ejerciendo una acción autoabrasiva, que puede llegar a agrandar las grietas más allá de lo conveniente, pudiendo así generarse el fenómeno de bombeo.

En los bordes de la losa pueden desarrollarse agrietamientos paralelos al borde cuando el material de los hombros genera importantes restricciones al movimiento de las losas por fricción, problema que se presenta comúnmente cuando dicho material es arenoso.

El fenómeno de bombeo, relacionado con las características de la subbase o subrasante ya ha sido tratado.

Este tipo de fenómeno conduce a la destrucción de la losa, especialmente en la zona de esquina.

Los movimientos del terreno de cimentación o de espesores importantes de material de terracería compresible, conducen a agrietamientos de las losas cuando los asentamientos diferenciales generados son importantes, generalmente se producen en secciones cortas y ocurren con rapidez.

Comunmente las grietas que aparecen por estas causas no llegan a plantear grandes deficiencias en el comportamiento del pavimento, especialmente si se van sellando en forma apropiada apenas se producen.

A continuación se describen los distintos y más comunes tipos de falla de los pavimentos rígidos, así como su mecanismo y las causas posibles que las generaron.

FALLAS PAVIMENTOS RÍGIDOSMANIFESTACIÓNMECANISMO Y CAUSAS POSIBLES

| <u>DEFORMACIONES</u> | |
|---|--|
| Escalón en coincidencia con juntas transversales o longitudinales. | Asentamiento o levantamiento diferencial de losa. |
| Sobreelevación abrupta, de gran magnitud, generalmente en juntas transversales. | Dilatación excesiva de las losas unida a espesor insuficiente de juntas o presencia de material incompresible en las mismas o incorrecta ubicación de juntas de dilatación. |
| Asentamiento, relativamente extenso. | Asentamiento diferencial por consolidación del terraplén o capas estructurales. |
| <u>FISURACIONES</u> | |
| Fisuración transversal | Excesiva distancia entre juntas de contracción o demora en su aserrado o insuficiencia de apoyo de las losas en proximidad de juntas debido a "bombeo" o contracciones e hinchamientos de la subrasante. |
| Fisuración transversal con algunas fisuras longitudinales entre juntas y fisuras transversales. | Excesiva repetición de cargas pesadas sobre las losas con insuficiencia de apoyo debido a "bombeo". |
| Fisuración longitudinal | Asentamiento lateral del terraplén o contracciones e hinchamientos de la subrasante o contracciones y expansiones de la losa unidas a juntas transversales en malas condiciones o incorrecta ubicación de juntas longitudinales. |
| Fisuración diagonal o de esquina | Insuficiente resistencia del hormigón o insuficiencia de apoyo de las losas en proximidades de la esquina debido a bombeo. |
| Fisuración generalizada, en forma de malla, irregular. | Evolución final de situaciones anteriores por insuficiencia de resistencia del hormigón o insuficiencia de apoyo de las losas debido a "bombeo". |
| Fisuración superficial muy fina formando malla de reticulado pequeño. | Capa superficial débil (por inadecuada terminación constructiva). |
| <u>DESINTEGRACIONES</u> | |
| Desintegración de bordes de losa en correspondencia de juntas o grietas. | Capa superficial débil en correspondencia de junta (por inadecuada terminación constructiva) o dilatación excesiva de las losas unida a espesor insuficiente de juntas o presencia de material incompresible en las mismas o falta de alineación de barras de unión. |
| Desintegración superficial. | Capa superficial débil (por inadecuada terminación constructiva) o desintegración de partículas de agregado o efecto de congelamiento y deshielo. |

C REFUERZO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS

Antes de desarrollar el tema enunciado, se hará un breve comentario sobre la evaluación de los pavimentos rígidos.

En lo que concierne al estado de la condición superficial de las losas que lo componen, en la actualidad puede hacerse mediante equipos especializados (rugosímetros, perfilómetros, etc.) y a través de relevamientos en los que se registre fisuración y grietas (ubicación, magnitud y frecuencia), existencia de baches (ubicación, magnitud y frecuencia), estado de juntas, condición de hombros, funcionamiento del sistema de drenaje y toda aquella otra información que pueda considerarse útil para conocer el estado del pavimento. En lo que respecta a su evaluación estructural interesa el comportamiento y valorización del conjunto y de sus componentes: losa, subbase, subrasante, material de terracería y en ocasiones hasta el terreno de apoyo subyacente.

Los procedimientos generalmente utilizados en pavimentos rígidos, se describen en forma somera a continuación.

C Deflectometría: mediante la medición de deflexiones con la regla Benkelman se pretende establecer el nivel de deformaciones elásticas que indique la necesidad de ejecutar un refuerzo o reconstrucción.

C Ensayos de placa: realizados sobre la superficie del pavimento, permiten obtener la siguiente información: relación deformación / tiempo;

presión / deformación; presión / deformación con descarga, etc. La forma y tendencia de las curvas resultantes, así como la magnitud de los valores obtenidos, proporcionan valiosa información sobre el comportamiento mecánico del pavimento.

C Repeticiones de cargas: mediante dispositivos especialmente diseñados para efectuar distintas mediciones y ubicados sobre el tramo en estudio (secciones de pruebas), se registran los efectos provocados por la acción del tránsito real.

C Pruebas de carácter destructivo: mediante la extracción de testigos de concreto y muestras representativas de subbase y subrasante, se efectúan sobre las mismas los clásicos ensayos requeridos para estimar sus características físicas, volumétricas y/o mecánicas.

Cuando de acuerdo a la evaluación estructural realizada, surja la necesidad de la construcción de un refuerzo, se deberá ejecutar un espesor adicional que podrá estar conformado por concreto asfáltico o por concreto hidráulico.

- Refuerzo de concreto asfáltico

El espesor requerido de concreto asfáltico(e_r), se calcula mediante la siguiente expresión:

$$e_r = 2.5 (F h_r - h_e)$$

Siendo:

h_r = el espesor requerido de hormigón

para tener un buen comportamiento durante el período de vida estimado (cm).

- h_e = el espesor de losa existente (cm).
- F = un factor empírico, variable entre 0.7 y 1.0; depende de las características del suelo de apoyo de las losas, pudiéndose relacionar con el módulo de reacción de la subrasante.

Cuando el pavimento existente está integrado por una subbase tratada con cemento, el valor resultante de la expresión indicada (e_r) se debe dividir por 1.5. Vale decir que previamente a la construcción del refuerzo se debe efectuar un acondicionamiento integral del pavimento existente.

- Refuerzo de concreto hidráulico

Pueden presentarse tres casos de acuerdo al tipo de nexo que se cree entre el pavimento

existente y el refuerzo a construir.

C Nexo parcial

Se considera esta condición cuando entre las dos losas no existe ningún elemento de separación es decir que el refuerzo descansa directamente sobre la losa existente. El cálculo del espesor de refuerzo se lleva a cabo mediante la siguiente fórmula:

$$e_r = \sqrt[1.4]{h_r^{1.4} - Ch_e^{1.4}}$$

- e_r = espesor de concreto hidráulico requerido (cm).
- h_r = espesor requerido de hormigón, para garantizar un buen comportamiento en servicio considerando la subbase y subrasante existentes (cm).
- h_e = espesor del pavimento existente (cm).
- C = coeficiente que depende del estado del pavimento existente.

| Valor de C | Condición existente |
|------------|---|
| 1.0 | Buenas condiciones |
| 0.75 | Grietas en las esquinas de las losas; no muestra falla progresivas o recientes. |
| 0.35 | Malas condiciones, abundante agrietamiento. |

C Nexo confiable y completo

$$e_r = h_r - h_e$$

Este tipo de unión se logra mediante una cuidadosa preparación del pavimento existente y la colocación de una capa de liga efectiva entre ambos pavimentos.

Esta capa puede ser de lechada de cemento o de resinas epóxicas. El espesor de refuerzo se calcula mediante la siguiente expresión:

C Falta de nexo

Corresponde al caso que entre las dos losas se coloca un elemento que rompe la continuidad (riego asfáltico, lámina de plástico, capa granular, capa asfáltica). Esta solución se adopta cuando se requiere un alteo o el pavimento existente se presenta en muy malas condiciones; la fórmula de cálculo

indicada es:

$$e_r = \sqrt{h_r^2 - Ch_e^2}$$

Los factores que la integran ya han sido definidos.

El refuerzo con nexo completo se recomienda para aquellos casos donde el pavimento existente registra una buena condición estructural o donde hayan sido previamente restaurado los defectos que se registraran.

En los casos en que interviene el factor C (nexo parcial o nulo), se incrementa el valor del mismo si se procede a reparar las losas dañadas y/o a su reemplazo en el caso de mayor nivel de degradación. Esta alternativa no sólo reduce el espesor del refuerzo a construir, sino que también mejora el comportamiento futuro del pavimento reforzado. Particularmente en los pavimentos con nexo completo o parcial, se deben tomar las precauciones del caso para que no se reflejen en el refuerzo las juntas y grietas existentes en el pavimento en servicio. La reflexión de las juntas suele impedirse ubicando las juntas del refuerzo coincidentes con las existentes. Cuando la separación de las juntas del pavimento en servicio no es la adecuada, por requerirse otras adicionales, en los pavimentos con nexo parcial o completo, se recomienda que las juntas a construir interesen al espesor total del pavimento reforzado.

La reflexión de las grietas existentes en el pavimento en servicio constituye un problema más serio; precediéndose al sellado de las mismas con materiales plásticos o el empleo de refuerzos sin nexos de unión,

reducen el problema sin llegar a solucionarlo. La reflexión de juntas y grietas se torna más problemática cuando se construye un refuerzo de concreto asfáltico. La utilización de geotextiles especiales en la interfase, alivian la situación pero no eliminan el problema, además de complicar el proceso constructivo y encarecer la obra. Debe considerarse que la reflexión tanto de juntas como de grietas en el refuerzo no significan una deficiencia estructural en el pavimento, siempre y cuando se controle adecuadamente la evolución del agrietamiento.

Los refuerzos constituídos por mezclas asfálticas generalmente se recomiendan para aquellos casos en que el pavimento de hormigón existente no presenta un nivel de degradación avanzada; si bien es posible calcular el espesor requerido mediante la expresión indicada, la capacidad estructural del refuerzo pasa a tener carácter secundario ya que el espesor de mezcla asfáltica a colocar se encuentra gobernado generalmente por el proceso de reflexión de las juntas o fisuras existentes en el pavimento a rehabilitar. El problema a solucionar se encuentra controlado por la necesidad de evitar o al menos retardar la aparición de fisuras, que reproduzcan las juntas o grietas del pavimento subyacente.

Mediante la interposición de capas granulares o tratamientos bituminosos, rotura de losas, colocación de geotextiles, no se ha logrado hasta el momento resultados satisfactorios concluyentes que permitan contar con una solución definitiva del problema.

La práctica usual consiste en colocar mezcla asfáltica de refuerzo en espesores considerables.

El Asphalt Institute recomienda en general espesores de 18 a 25 cm.

Para el caso general de rehabilitación de pavimentos rígidos, previo a la colocación de cualquier tipo de refuerzo (hormigón o mezcla asfáltica), deben solucionarse previamente eventuales problemas de insuficiencia de apoyo de las losas existentes, debidos a posibles efectos de bombeo; en este caso será necesario prever una adecuada inyección de cemento asfáltico o de barro cemento por debajo del pavimento existente.

Por último cabe mencionar que para el caso que el pavimento existente presente un agrietamiento totalmente generalizado puede resultar conveniente provocar la rotura de las losas, subdividiéndolas en trozos menores y en esta condición dimensionar el espesor del refuerzo, considerando su funcionamiento como el de un pavimento flexible, en el que la calzada de hormigón, reducida a trozos más pequeños, actúa a modo de subbase.

C EJEMPLOS ILUSTRATIVOS: DISEÑO DE ESPESORES DE REFUERZO

- Refuerzo de concreto asfáltico

El espesor requerido se calcula mediante la relación:

$$e_r = 2.5 (Fh_r - h_e)$$

Se asume que las losas existentes apoyan sobre una base granular, y que el módulo de reacción (k) refleja una mediana capacidad portante y un apoyo uniforme, por lo que se adopta $F = 0.85$.

Siendo el espesor de la losa existente de 15cm y no presentando una degradación avanzada se preve su acondicionamiento integral antes de proceder a la construcción del espesor de refuerzo.

Para el diseño de un pavimento de hormigón nuevo, de acuerdo a los parámetros que corresponden para el proyecto, se requiere un espesor de losa de $h_r = 24$ cm.

Consecuentemente el espesor de refuerzo de concreto asfáltico, resultaría $e_r = 13.5$ cm.

- Refuerzo con concreto hidráulico

C Nexo confiable y completo

El espesor requerido se calcula mediante la expresión:

$$e_r = h_r - h_e$$

Asumiendo una losa existente de 18 cm de espesor y un espesor requerido para el nuevo pavimento de 27cm, de acuerdo a los parámetros de diseño del proyecto el espesor de refuerzo de hormigón a construir será de 9cm.

Previamente se procederá al acondicionamiento del pavimento existente y a la colocación de una capa de liga efectiva entre ambos pavimentos.

C Nexo parcial

El cálculo del espesor de refuerzo del pavimento a construir se lleva a cabo mediante la siguiente relación:

$$e_r = \sqrt[1.4]{h_r^{1.4} - Ch_e^{1.4}}$$

Asumiendo que el espesor de la losa existente es de 18cm y que de acuerdo a la evaluación de estado el pavimento registra grietas en las esquinas de las losas, pero no muestra fallas en franca evolución, se adopta $C = 0.70$. De acuerdo a los parámetros de diseño se requeriría para el período de vida útil proyectado un espesor de losa de 22cm, por lo que el espesor de refuerzo será de $e_r = 13$ cm.

Como en los casos anteriores previamente se procederá al acondicionamiento del pavimento existente. En caso que dichas operaciones mejoraran marcadamente el estado de las losas existentes, el factor C podría llegar a un valor igual a la unidad, por lo que el espesor de refuerzo se reduciría a 8cm.

C Falta de nexo

Considerando que el pavimento existente se encuentra afectado por un alto nivel de deterioro, se ha proyectado la colocación de un elemento que rompa la continuidad, por lo que la fórmula de cálculo será:

$$e_r = \sqrt{h_r^2 - Ch_e^2}$$

Dada las malas condiciones que refleja el pavimento existente, se adopta $C = 0.35$.

Siendo el espesor de la losa original de 18 cm, y el espesor determinado por cálculo para el nuevo pavimento de 20cm, el refuerzo a construir será de 17cm.

C DISEÑO DE CAMINOS DE BAJO

VOLUMEN DE TRÁNSITO (AASHTO, 1993)

Valen todas las consideraciones generales hechas para pavimentos flexibles, en lo relativo a nivel de confiabilidad. Recomendándose $R = 50\%$, salvo que el nivel de servicio del proyecto indique una posible mayor demanda de tránsito o la importancia potencial del corredor o cualquier otro factor que haga suponer un incremento marcado en el espectro de cargas no considerado en el diseño, en cuyo caso se recomienda que el proyectista evalúe las circunstancias y adopte un nivel comprendido entre 60 y 80%.

En las tablas que se muestran en las figuras 115, 116, 117 y 118, se indican los espesores de losa que pueden usarse para diseño de caminos de bajo volumen de tránsito, cuando no se cuente con mayor información referente a los parámetros de diseño.

En dichas tablas se ha considerado un nivel de confiabilidad de 50% y de 75% y para ambos casos la existencia o la carencia de una subbase granular. Como para pavimentos flexibles de bajo volumen de tránsito el Índice de Serviciabilidad terminal se adoptó de $PSI_t = 1.5$.

A continuación se indican los valores asumidos para la preparación de las tablas, dado que los espesores de losa resultantes pueden ser aplicados a las distintas regiones

Catálogo de diseño de pavimento rígido para caminos de bajo volúmen de tránsito: Mínimos espesores de losas de hormigón recomendadas (en pulgadas), para tres categorías de tránsito y cinco niveles de calidad de suelo de subrasante.

Nivel de confiabilidad: 50%

Sin subbase granular

| Elemento de transferencia de carga | | NO | | | | SI | | | |
|---|------|------|------|------|------|-----|------|------|--|
| Soporte de borde | | No | | Si | | No | | Si | |
| S'c (psi) | 600 | 700 | 600 | 700 | 600 | 700 | 600 | 700 | |
| Calidad relativa del suelo de subrasante | | | | | | | | | |
| Tránsito bajo | | | | | | | | | |
| Muy buena y buena | 5.5 | 5 | 5 | 5 | 5.25 | 5 | 5 | 5 | |
| Regular | 5.5 | 5 | 5.25 | 5 | 5.25 | 5 | 5 | 5 | |
| Mala | 5.5 | 5.25 | 5.25 | 5 | 5.5 | 5 | 5 | 5 | |
| Tránsito mediano | | | | | | | | | |
| Muy buena y buena | 6.25 | 5.75 | 5.75 | 5.25 | 6 | 5.5 | 5.5 | 5 | |
| Regular | 6.25 | 5.75 | 5.75 | 5.25 | 6 | 5.5 | 5.5 | 5 | |
| Mala | 6.25 | 5.75 | 5.75 | 5.25 | 6 | 5.5 | 5.5 | 5 | |
| Tránsito pesado | | | | | | | | | |
| Muy buena y buena | 7 | 6.25 | 6.25 | 5.25 | 6.5 | 6 | 5.75 | 5.25 | |
| Regular | 7 | 6.25 | 6.25 | 5.25 | 6.5 | 6 | 5 | 5.5 | |
| Mala | 7 | 6.5 | 6.5 | 6 | 6.5 | 6 | 5 | 5.5 | |

FIGURA 115

Catálogo de diseño de pavimento rígido para caminos de bajo volúmen de tránsito: Mínimos espesores de losas de hormigón recomendadas (en pulgadas), para tres categorías de tránsito y cinco niveles de calidad de suelo de subrasante.

Nivel de confiabilidad: 50%

Con subbase granular

| Elemento de transferencia de carga | | NO | | | | SI | | | |
|---|------|------|------|-----|------|------|------|-----|--|
| Soporte de borde | | No | | Si | | No | | Si | |
| S'c (psi) | 600 | 700 | 600 | 700 | 600 | 700 | 600 | 700 | |
| Calidad relativa del suelo de subrasante | | | | | | | | | |
| Tránsito bajo | | | | | | | | | |
| Muy buena y buena | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | |
| Regular | 5.25 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | |
| Mala | 5.25 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | 5 | |
| Tránsito mediano | | | | | | | | | |
| Muy buena y buena | 5.75 | 5.25 | 5.25 | 5 | 5.5 | 5 | 5 | 5 | |
| Regular | 5.75 | 5.25 | 5.5 | 5 | 5.5 | 5 | 5 | 5 | |
| Mala | 6 | 5.5 | 5.5 | 5 | 5.75 | 5.25 | 5 | 5 | |
| Tránsito pesado | | | | | | | | | |
| Muy buena y buena | 6.5 | 6 | 6 | 5.5 | 6 | 5.5 | 5.25 | 5 | |
| Regular | 6.5 | 6 | 6 | 5.5 | 6 | 5.5 | 5.5 | 5 | |
| Mala | 6.75 | 6 | 6 | 5.5 | 6.25 | 5.75 | 5.5 | 5 | |

FIGURA 116

Catálogo de diseño de pavimento rígido para caminos de bajo volumen de tránsito: Mínimos espesores de losas de hormigón recomendadas (en pulgadas), para tres categorías de tránsito y cinco niveles de calidad de suelo de subrasante.

Nivel de confiabilidad: 75%

Sin subbase granular

| Elemento de transferencia de carga | | NO | | SI | |
|---|------|------|------|------|------|
| SopORTE de borde | No | Si | No | Si | SI |
| S'c (psi) | 600 | 700 | 600 | 700 | 700 |
| Calidad relativa del suelo de subrasante | | | | | |
| Tránsito bajo | | | | | |
| Muy buena y buena | 6 | 5.5 | 5.5 | 5.75 | 5.25 |
| Regular | 6 | 5.5 | 5.75 | 5.75 | 5.25 |
| Mala | 6 | 5.5 | 5.75 | 6 | 5.5 |
| Tránsito mediano | | | | | |
| Muy buena y buena | 6.75 | 6.25 | 6.25 | 6.5 | 6 |
| Regular | 6.75 | 6.25 | 6.25 | 6.5 | 6 |
| Mala | 6.75 | 6.25 | 6.25 | 6.5 | 6 |
| Tránsito pesado | | | | | |
| Muy buena y buena | 7.5 | 7 | 7 | 7 | 6.5 |
| Regular | 7.5 | 7 | 7 | 7 | 6.5 |
| Mala | 7.5 | 7 | 7 | 7.25 | 6.5 |

FIGURA 117

Catálogo de diseño de pavimento rígido para caminos de bajo volumen de tránsito: Mínimos espesores de losas de hormigón recomendadas (en pulgadas), para tres categorías de tránsito y cinco niveles de calidad de suelo de subrasante.

Nivel de confiabilidad: 75%

Con subbase granular

| Elemento de transferencia de carga | | NO | | SI | |
|---|------|------|------|------|------|
| SopORTE de borde | No | Si | No | Si | Si |
| S'c (psi) | 600 | 700 | 600 | 700 | 700 |
| Calidad relativa del suelo de subrasante | | | | | |
| Tránsito bajo | | | | | |
| Muy buena y buena | 5.5 | 5 | 5 | 5 | 5 |
| Regular | 5.75 | 5.25 | 5 | 5 | 5 |
| Mala | 5.75 | 5.25 | 5 | 5 | 5 |
| Tránsito mediano | | | | | |
| Muy buena y buena | 6.25 | 5.75 | 5.75 | 5.25 | 5 |
| Regular | 6.5 | 5.75 | 6 | 5.5 | 5 |
| Mala | 6.5 | 6 | 6 | 5.5 | 5.25 |
| Tránsito pesado | | | | | |
| Muy buena y buena | 7.25 | 6.5 | 6.5 | 6 | 5.5 |
| Regular | 7.25 | 6.5 | 6.5 | 6 | 5.5 |
| Mala | 7.25 | 6.75 | 6.75 | 6.25 | 5.5 |

FIGURA 118

climáticas de EE.UU. (I,II, III, IV, V, VI), valen también para las características ambientales del país (Región I; subrasante embebida o húmeda 7.5 meses, subrasante seca: 4.5 meses; no existe congelamiento). Condiciones asumidas:

1- Cuando se proyecta una subbase, la misma estará conformada por material granular de buena calidad, siendo su espesor variable de 4 a 6 pulgadas.

2- El promedio del módulo de rotura del concreto(S'c) se asumió de 600 a 700 psi.

3- Para el módulo elástico del concreto (E_c) se adoptó 5,000,000 psi.

4- Se adoptó un coeficiente de drenaje $C_d=1.00$

5- Los niveles de tránsito de ejes equivalentes a 18 kip (ESAL) son:

| | |
|---------|---------------------|
| Alto | 700.000 a 1.000.000 |
| Mediano | 400.000 a 600.000 |
| Bajo | 50.000 a 300.000 |

6- Las rangos correspondientes a la calidad del suelo y su módulo efectivo de reacción (k) son:

| | |
|-----------|-------------|
| Muy bueno | > 550 pci |
| Bueno | 400-550 pci |
| Regular | 250-350 pci |
| Pobre | 150-250 pci |
| Muy malo | < 150 pci |

Diseño de caminos de bajo volumen de tránsito (AASHTO)

C EJEMPLO ILUSTRATIVO: PAVIMENTOS RÍGIDOS

Asumiendo una subrasante de buen comportamiento (k comprendido entre 400 y 550 pci), un nivel de tránsito alto ($N_{8.2} = 800,000$ ejes de 8.2 toneladas), un módulo de rotura a la flexión $S'c = 620$ psi, un módulo elástico del concreto $E_c = 5,000,000$ psi, un coeficiente de drenaje $C_d = 1.0$, la no existencia de subbase, la colocación de dispositivos de transferencia de carga en las juntas, y hombros no pavimentados, de acuerdo al catálogo presentado por AASHTO para el diseño de pavimentos rígidos de bajo volumen de tránsito, que es aplicable a las seis regiones climáticas definidas para EE.UU. (y por lo tanto incluye a la Región I, con características climáticas similares para el país), se obtiene para $R = 50\%$, un espesor de losa de 6.5 pulgadas y para $R = 75\%$, un espesor de losa de 7 pulgadas. Aplicando el gráfico de diseño (figura 110, parte 1 y 2) y utilizando los parámetros indicados se obtienen espesores de losa similares a los consignados.

C CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LA DOSIFICACIÓN DEL HORMIGÓN

El hormigón para pavimentos estará sujeto en forma constante a esfuerzos de flexión o tracción. Aún cuando la resistencia a la compresión refleja también en general la resistencia a la tracción, no existe una relación satisfactoria o explícita entre ambas, y se ha hecho casi universal la práctica de ensayar los hormigones para pavimentos a esfuerzos de tracción por flexión.

Además los hormigones para pavimentos

deben ser trabajables, proyectados en forma económica, durables a la acción del tránsito y resistentes a los agentes atmosféricos. Consecuentemente, aún cuando para determinados agregados, la resistencia deseada obtenida del ensayo de vigas a la flexión, conduzca de inmediato a la relación agua-cemento conveniente, la mezcla debe satisfacer aún otras condiciones. A estas condiciones adicionales de trabajabilidad, economía y durabilidad, se les debe sumar la

conveniencia de reducir la contracción y la capacidad de absorción de agua situación que hace necesario un ajuste en las cantidades relativas de cemento, arena y agregado grueso. Estando estos ajustes, a su vez, estrechamente vinculadas con las características de los agregados.

C Relación agua-cemento

Se la puede expresar de tres maneras distintas siendo:

| Relaciones agua-cemento equivalentes* | | |
|---------------------------------------|--|-------------------------------|
| Litros de agua por bolsa de 50 kg | Relación agua-cemento en volúmenes absolutos | Relación agua-cemento en peso |
| 16 | 1,008 | 0,32 |
| 18 | 1,134 | 0,36 |
| 20 | 1,260 | 0,40 |
| 22 | 1,386 | 0,44 |
| 24 | 1,512 | 0,48 |
| 26 | 1,638 | 0,52 |
| 28 | 1,764 | 0,56 |
| 30 | 1,890 | 0,60 |
| 32 | 2,016 | 0,64 |
| 34 | 2,142 | 0,68 |
| 36 | 2,268 | 0,72 |

* Peso específico absoluto adoptado para el cemento 3.15

La influencia de la relación agua-cemento sobre la resistencia y la trabajabilidad del hormigón está bien definida. Abrams demostró que, a igualdad de las demás condiciones, la relación agua-cemento era determinante en la resistencia de probetas cilíndricas a la compresión a los 28 días. Feret desarrolló la teoría de que la resistencia del hormigón dependía de la relación entre el cemento y los vacíos de aire más el agua. Al

computarse el agua, se debe incrementar su cantidad para compensar la absorción, especialmente si se trata de agregados porosos.

La mezcla de agua y cemento conforma la pasta que combinada con la arena, constituye el mortero. Siempre debe haber suficiente cantidad de agua como para hidratar el cemento de la pasta y además la necesaria para humedecer o lubricar los agregados. Por lo tanto, de acuerdo a la ley relación agua-cemento, la resistencia del hormigón depende

en gran parte de la consistencia de la pasta y del mortero.

La pasta debe tener la consistencia adecuada para que pueda recubrir cada partícula de arena y el mortero producido deberá llenar los vacíos del agregado grueso, adhiriéndose al mismo, y contribuyendo además a la trabajabilidad del hormigón resultante. Generalmente se procesa un exceso de pasta que separa los granos de arena y un exceso de mortero que aumenta la separación entre las partículas del agregado grueso, tales excesos se traducen sólo en un aumento del costo sin la correspondiente mejora en la resistencia.

Abrams ha expresado a la ley general que vincula la resistencia con la relación agua-cemento mediante la relación:

$$R = \frac{A}{B^x}$$

Siendo:

R: la resistencia a la compresión a los 28 días
x: la relación entre los volúmenes del agua y del cemento suelto.

A,B: constantes que dependen de las condiciones particulares de los agregados empleados.

Estas condiciones son reflejo de la granulometría y del tipo de los agregados. Consecuentemente, salvo que los agregados permanezcan absolutamente invariables, la relación agua cemento por sí sola no es suficiente para determinar la resistencia.

En la práctica los valores extremos para la relación agua-cemento, midiendo este último

en volumen suelto, son 0,50 y 1,10 aproximadamente. Dependiendo las relaciones intermedias de las exigencias de consistencia y de la granulometría y tipo de los agregados utilizados. Los valores límites indicados, corresponden a una variación entre 16 y 37 litros por bolsa de cemento de 50 Kg. En la construcción de losas con hormigón vibrado se pueden utilizar hormigones más secos, con una mayor proporción de agregados gruesos y la consiguiente economía de cemento.

La resistencia mínima a la compresión generalmente establecida en las especificaciones está comprendida entre 210 y 250 kg/cm² a los 28 días, y el módulo mínimo de rotura a la flexión está comprendido entre 35 y 53 kg/cm² a los 7 y 28 días respectivamente.

La experiencia y la técnica indican que se determine la relación agua-cemento, teniendo en cuenta la resistencia requerida y el grado de exposición a que estará sometido el hormigón, haciéndose notar que es posible obtener elevadas resistencias, si el hormigón está expuesto suficientemente al contacto del aire. Los valores que se puedan proponer siempre corresponden a un período de curado mínimo y definido, si las relaciones de curado son menos favorables, se recomiendan valores más bajos que los propuestos para la relación agua-cemento. Se asume además que los espacios entre las partículas de los agregados están completamente llenos con la pasta de cemento.

Para facilitar la colocación del hormigón, se requiere el uso de una cantidad de agua suficiente como para que el mortero que lo conforma disponga de una consistencia semi-

plástica, sea tenaz y saturado de agua, siendo esta cantidad de agua más que suficiente para que el cemento desarrolle sus propiedades. Un exceso de agua en un hormigón sobresaturado aumenta el volumen de la masa y por su elevada tensión superficial toma la forma de glóbulos que se distribuyen en todo el mortero, acumulándose debajo de las partículas de la arena y piedra y barras. Como finalmente este exceso de agua se pierde por evaporación, deja un considerable volumen de vacíos que afectan en forma marcada la resistencia y el grado de seguridad del hormigón.

Lyse preconiza el uso de la relación cemento-agua en peso (c/W). Según este investigador la resistencia a la compresión (R) estaría definida por la siguiente relación:

$$R = A + B \frac{c}{W}$$

En la que A y B son constantes correspondientes a las condiciones de trabajo. Dado que el valor W está fijando por la consistencia que se desea obtener con los agregados dados, resulta:

$$R = A + Kc$$

La fluctuación de los contenidos de cemento (c), para un contenido fijo de agua está determinado por los valores de c/W , que varían generalmente entre 1.5 y 2.5.

Determinando la resistencia para dos contenidos extremos de cemento, se obtiene la recta representativa de la relación entre R y c para los agregados considerados.

C Trabajabilidad

Es la propiedad del hormigón relacionada con la mayor o menor facilidad con que el mismo puede ser manipulado, colocado o vertido dentro de los encofrados o moldes. Una mezcla de consistencia plástica, corresponde a un hormigón recién preparado, que fluye lentamente sin disgregarse y sin producir segregación, siendo evidente que la trabajabilidad aumenta con el contenido de agua. Esta propiedad se determina comunmente mediante el ensayo de asentamiento (AASHTO T 119).

En el caso de hormigones de bajo asentamiento los agregados están, en gran medida en contacto unos con otros dejando importantes volúmenes de aire atrapado que debe ser eliminado; este inconveniente se resuelve mediante la vibración. Siendo la resistencia a la compresión del hormigón inversamente proporcional a la relación de vacíos, se debe evitar un alto volumen de aire atrapado dentro de la mezcla en estado fresco.

En un principio se recomendaba un asentamiento muy reducido (aproximadamente 2 cm) para hormigones de pavimento con terminación mecánica standard. Posteriormente se incrementó dicho límite (de 5 a 7 cm) ya que una consistencia más plástica elimina con más seguridad la formación de vacíos o panales en las losas. Cuando se trata de hormigón vibrado normalmente se reduce el asentamiento (de 2.5 a 3.8 cm), dicho valor contempla por un lado la resistencia debida a su mayor consistencia, y por otro elimina la formación de vacíos residuales o panales al lograrse una mayor trabajabilidad.

Las referencias sobre la consistencia de las mezclas se basan generalmente en los valores obtenidos en los ensayos de asentamiento

(Norma AASHTO T 119); los valores recomendados para distintos tipos de estructura se indican a continuación.

ASENTAMIENTOS RECOMENDADOS PARA DISTINTOS TIPOS DE ESTRUCTURAS

| ESTRUCTURAS | ASENTAMIENTO EN CENTÍMETROS | |
|--|-----------------------------|--------|
| | MÁXIMO | MÍNIMO |
| Muros y zapatas de fundación con armaduras | 13 | 5 |
| Muros de subestructuras, fundaciones sin armadura, y campanas para aire comprimido | 10 | 2 |
| Losas, vigas y muros con armaduras | 15 | 7 |
| Columnas de edificios | 15 | 7 |
| Pavimentos | 7 | 5 |
| Construcciones pesadas, hormigón en grandes masas | 7 | 2 |

NOTA: Los valores de los asentamientos expresados en centímetros de la tabla, deben ser reducidos aproximadamente en un tercio, cuando se empleen vibradores de alta frecuencia.

Se recomienda usar el asentamiento más bajo compatible con una apropiada colocación, tanto por la calidad del hormigón como por la economía que se obtiene. Generalmente para pavimentos en que el tamaño máximo del agregado sea de 2" se recomienda un asentamiento entre 5 y 7,5 cm.

Ni el ensayo de asentamiento, ni el de la mesa de fluencia (usado menos corrientemente), dan valores absolutos para la trabajabilidad de hormigones conformados con diferentes agregados. Un asentamiento

de 3cm en un hormigón conformado con piedra triturada de 8cm de tamaño máximo, no significa la misma trabajabilidad que si dicho asentamiento se obtiene en un hormigón de grava de 2 cm de tamaño máximo. Pero para un mismo tipo de agregado grueso, el asentamiento mide la trabajabilidad, especialmente si se mantiene constante la relación arena-cemento.

El hormigón para pavimentos debe tener la suficiente fluidez que le permita llenar todos los ángulos del molde, pero también ser homogéneo o uniforme en su calidad. Las partículas de distinto tamaño de los agregados deben estar convenientemente distribuidas dentro de la masa. La aparición de huecos o panales al retirar los moldes indica falta de trabajabilidad. Los modernos

equipos para distribución y terminado de las losas y en particular las terminadoras vibratorias permiten el uso de hormigones considerablemente más consistentes que los que se empleaban antiguamente. En igualdad de otras condiciones, una mayor consistencia garantiza un hormigón más resistente. El término "mezcla árida o seca" se aplica a una mezcla difícil de trabajar y de la que seguramente resultará un hormigón poroso.

Un hormigón preparado con piedra partida resultará menos trabajable que otro equivalente preparado con grava redondeada. Para un mismo agregado el aumento de agua y/o de pasta de cemento aumenta la trabajabilidad. Si los métodos de medida no son precisos un mayor contenido de agua influirá desfavorablemente sobre la resistencia final y un incremento en la cantidad relativa de pasta aumentará marcadamente los costos.

El hormigón fresco debe ser trabajable en grado conveniente, ni muy húmedo, ni con exceso de cemento. La consistencia y la cantidad relativa de mortero son también factores importantes de considerar, siendo el tipo y la granulometría del agregado grueso condicionante de los mismos.

El aumento de la temperatura del aire si bien reduce la trabajabilidad apresura el fragüe inicial y final del hormigón. Actualmente se cuenta con numerosos productos comerciales que aceleran el fragüe, siendo de uso corriente el cloruro de calcio, que se adiciona al agua en forma de solución.

C Agregados para hormigón y su granulometría

Tanto para el agregado pétreo grueso, como para el agregado fino, se estipulan las especificaciones correspondientes a su control de calidad en el acápite relativo a Agregados del Capítulo referente a Materiales.

El conocimiento de la granulometría del agregado pétreo total es imprescindible ya que afecta la trabajabilidad, la superficie total de las partículas, el agua necesaria y sus propios vacíos, influyendo por lo tanto en el costo de manipulación y en el de la cantidad de cemento a emplear. Mediante los límites establecidos por especificaciones al módulo de fineza se mantiene razonablemente constante la granulometría de los finos.

La principal función del agregado grueso es la de reducir costos, ya que por su presencia disminuye la cantidad de mortero y por ende la de cemento. Algunas características de los agregados, tales como su textura superficial y su composición mineral, influyen sobre la resistencia a la flexión, como consecuencia de una mayor o menor adherencia con el mortero.

Para similares condiciones e igual contenido de cemento, la resistencia a la compresión y flexión de los hormigones son mayores a medida que aumentan el tamaño máximo del agregado grueso, que para el caso de pavimentos deberá ser compatible con el espesor de la losa y con los métodos y equipos usados para la colocación y terminado. La granulometría de los diferentes tamaños del agregado generalmente responderán a la relación:

$$p = 100 \left(\frac{d}{D}\right)^{1/3}$$

Siendo:

D = tamaño máximo del agregado

p = porcentaje que pasa por un tamiz de tamaño d.

d = tamaño del tamiz para el que se determina el porcentaje (p).

A continuación se indican para distintos tipos de estructuras los tamaños máximos recomendables según sea la dimensión mínima de la sección.

TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO RECOMENDADO PARA DISTINTOS TIPOS DE ESTRUCTURAS

| Dimensión mínima de la sección en centímetros | Tamaño máximo del agregado, en pulgadas | | | |
|---|---|---------------------|-------------------|--------------------------------|
| | Muros, vigas, columnas con armaduras | Muros sin armaduras | Losas muy armadas | Losas sin armar ó poco armadas |
| 6 - 13 | 1/2 - 3/4 | 3/4 | 3/4 - 1 | 3/4 - 1 1/2 |
| 15 - 28 | 3/4 - 1 1/2 | 1 1/2 | 1 1/2 | 1 1/2 - 3 |
| 30 - 74 | 1 1/2 - 3 | 3 | 1 1/2 - 3 | 3 |
| 76 ó mas | 1 1/2 - 3 | 6 | 1 1/2 - 3 | 3 - 6 |

NOTA: Los tamaños maximos del agregado de la presente tabla, son los correspondientes a tamices de aberturas cuadradas.

Una vez seleccionado el tamaño máximo del agregado, de acuerdo al tipo de estructura de que se trate se estimará un valor aproximado de asentamiento, con dichos factores se

establecerá el contenido unitario de agua (litros /m³ de hormigón) de acuerdo a los valores que se indican a continuación.

CONTENIDO UNITARIO APROXIMADO DE AGUA PARA DISTINTOS ASENTAMIENTOS Y TAMAÑOS MÁXIMOS DEL AGREGADO GRUESO

| Asentamientos (cm) | Contenido unitario de agua (litros/m ³ de hormigón) para los tamaños máximos de agregados que se indican a continuación. | | | | | | | |
|---|---|------|------|-----|--------|-----|-----|-----|
| | 3/8" | 1/2" | 3/4" | 1" | 1 1/2" | 2" | 3" | 6" |
| HORMIGÓN NORMAL | | | | | | | | |
| 2 a 5 | 208 | 198 | 183 | 178 | 163 | 153 | 144 | 124 |
| 7 a 10 | 228 | 218 | 203 | 193 | 178 | 168 | 158 | 139 |
| 15 a 18 | 243 | 228 | 213 | 203 | 188 | 178 | 168 | 149 |
| Aire naturalmente incorporado en un hormigón normal, % en volumen | 3 | 2.5 | 2 | 1.5 | 1 | 0.5 | 0.3 | 0.2 |
| HORMIGÓN CON AIRE INTENCIONALMENTE INCORPORADO | | | | | | | | |
| 2 a 5 | 183 | 178 | 163 | 153 | 144 | 134 | 124 | 109 |
| 7 a 10 | 203 | 193 | 178 | 168 | 158 | 149 | 139 | 119 |
| 15 a 18 | 213 | 203 | 188 | 178 | 168 | 158 | 149 | 129 |
| Aire total incorporado, (promedio), % contenido en volumen | 8 | 7 | 6 | 5 | 4.5 | 4 | 3.5 | 3 |

Estas cantidades de agua de mezclado son las que deben emplearse para calcular el

contenido unitario de cemento de los pastones de prueba de ensayos.

Se trata de valores máximos para agregados gruesos de partículas angulosas, graduadas dentro de los límites establecidos en las especificaciones corrientes. Si se requiere aumentar el contenido de agua, respecto al límite que se indica, el contenido unitario de cemento, estimado a partir de las cantidades indicadas en el cuadro, deberá ser aumentado con el objeto de mantener la razón agua/cemento deseada, excepto que resultados de ensayos de resistencia realizados en el laboratorio indiquen lo contrario.

Si la cantidad de agua requerida es menor que la indicada, el contenido unitario de cemento estimado a partir de las cantidades establecidas no debe ser reducido excepto indicación en sentido contrario de los ensayos de resistencia realizados en laboratorio.

En base a ensayos de laboratorio realizados en Argentina (LEMIT), con cementos fabricado en la Provincia de Bs. As., se

obtuvieron las curvas promedios que se transcriben en la Figura 119. Para distintas relaciones de agua/cemento en peso, a igualdad de las otras variables, se determinó la resistencia a la compresión sobre probetas cilíndricas después de un curado de 28 días en laboratorio. Se conformaron las probetas con cemento normal y con cemento de alta resistencia inicial.

A continuación se indican las resistencias a la compresión medias obtenidas para distintas relaciones de agua-cemento, sobre probetas de hormigón normal y de hormigón con aire incorporado. En las primeras el % en volumen de aire naturalmente incorporado varía de 0.2 a 3%; en las segundas el % en volumen del aire total (incorporado y natural) varía de 3.0 a 8.0%. Para una razón agua-cemento constante la resistencia se reduce a medida que el % de aire aumenta. Para contenidos de aire mayores a los indicados, las resistencias serán proporcionalmente inferiores a las que se informan. Las resistencias se determinaron sobre probetas cilíndricas de 15cm de diámetro y 30cm de altura siendo curadas en cámara húmeda durante 28 días, de acuerdo a las condiciones normalizadas.

RESISTENCIAS DE ROTURA A COMPRESIÓN DE HORMIGÓN, PARA DISTINTAS RAZONES DE AGUA/CEMENTO

| Razón AGUA/CEMENTO en peso | Resistencia probable a compresión (Kg/cm ²), a la edad de 28 días | |
|----------------------------|---|-------------------------------|
| | Hormigón normal | Hormigón con aire incorporado |
| 0.36 | 422 | 348282225180141150 |
| 0.44 | 352 | |
| 0.53 | 282 | |
| 0.62 | 225 | |
| 0.71 | 176 | |
| 0.80 | 141 | |

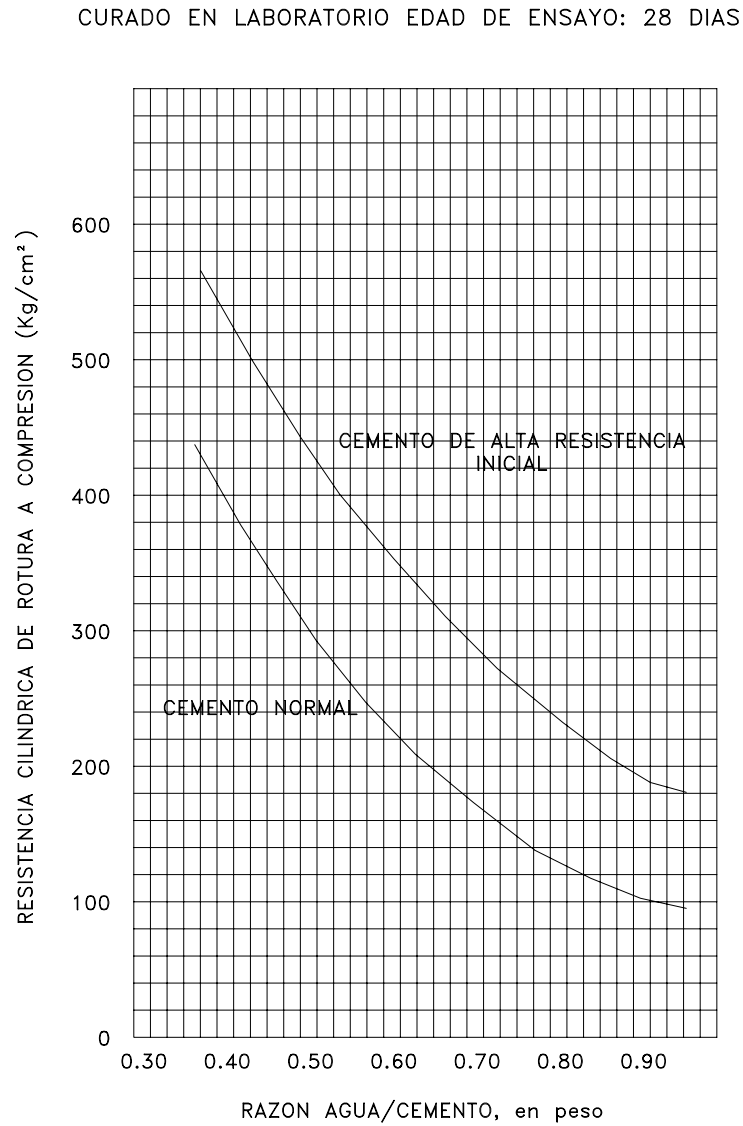


FIGURA 119
HORMIGONES DE CEMENTO PORTLAND
RESISTENCIA DE ROTURA A LA COMPRESION
EN FUNCION DE LA RELACION AGUA/CEMENTO

En la figura 120, se muestran los resultados obtenidos sobre una serie de mezclas procesadas en laboratorio con los materiales de obra, a fin de conocer las propiedades del hormigón resultante. Se observa que tanto el contenido unitario de agua y de cemento, como el contenido de agregados (arena y agregado grueso) se van modificando acorde a los resultados obtenidos en las primeras series. Una vez alcanzado el asentamiento deseado se trata de lograr la resistencia especificada con el menor porcentajes de cemento que satisfaga los requerimientos exigidos.

Demás está decir que el uso de cualquier procedimiento que pueda utilizarse para el diseño de una mezcla dada tiene por objetivo determinar la combinación más práctica y económica de materiales que puedan producir un concreto manejable, que tenga las propiedades deseadas de durabilidad y resistencia, cuando haya fraguado. En laboratorio se dosificarán y ensayarán diversas series de mezclas diseñadas para una resistencia a la flexión dada o para una resistencia a la compresión especificada o para ambas y para la consistencia deseada. Generalmente se deben hacer algunos ajustes en la mezcla seleccionada en base a las condiciones de campo, a fin de garantizar un concreto de calidad y proporciones económicas satisfactorias. Además de los componentes básicos que conforman una mezcla de concreto, es bastante usual la incorporación de aditivos para obtener propiedades específicas. Sólo unos pocos de estos aditivos son de importancia en la construcción de carreteras, destacándose aquellos agentes portadores de aire: resinas de madera natural, grasas, diversos hidrocarburos sulfonados y los aceites.

Algunos de estos agentes son insolubles en agua y deben tratarse antes de que se puedan emplear como aditivos. La Norma ASTM C233 da un programa de pruebas para la evaluación de los materiales que podrían servir como agentes que arrastran aire, la ASTM C 260 contiene una especificación tentativa para estos materiales.

Otros aditivo de antiguo y generalizado uso es el cloruro de calcio, que se emplea comúnmente como un agente acelerador, ya que disminuye el tiempo de endurecimiento del cemento y por lo tanto ayuda a incrementar la rápida resistencia de la mezcla de concreto. La cantidad de cloruro de calcio se limita, por lo común a menos del 2% del peso del cemento standard. Otras ventajas que se le atribuyen a este aditivo son: un mejor curado del concreto al reducir la pérdida de humedad durante el primer período de hidratación, ligeros incrementos en la resistencia última del concreto, mejora la manejabilidad de la mezcla plástica, incrementa la resistencia a la abrasión y disminuye la contracción. Un exceso de cloruro de calcio puede reducir marcadamente la durabilidad del concreto.

En algunas ocasiones se llegan a emplear como aditivos en el concreto, algunos materiales pulverizados, como tierra de diatomeas, piedra pómez, cenizas ligeras y cal hidratada, principalmente como agentes para aumentar la trabajabilidad del concreto. Estudios realizados han verificado que el uso de cenizas ligeras presentan varias ventajas: una mejor protección contra la reacción alcalina de agregados y un incremento en la manejabilidad y resistencia del concreto.

Serie típica mínima de mezclas que deben ensayarse para establecer las propiedades del hormigón preparado con los materiales de obra.

| Mezcla Nº | Razon aguacemiento en peso | Contenido unitario de agua lit/m³ | Contenido unitario de cemento Kg/m³ | Contenido de agregados en kg/m³ | | Asentamiento cm | % de aire | Resistencia de rotura a la edad de 28 dias Kg/cm² | | Trabajabilidad | | |
|-----------|----------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|---------------------------------|-----------------|-----------------|-----------|---|---------|----------------|-----------|-------------|
| | | | | Arena | Agregado Grueso | | | Compresión | Flexión | Segregación | Vartileo | Terminación |
| 1 | 0.50 | 158 | 318 | 705 | 1150 | 2.5 | 4.5 | 246 | 39 | Ninguna | Buena | Buena |
| 2 | 0.50 | 168 | 340 | 665 | 1150 | 8.0 | 4.5 | 246 | 39 | Ninguna | Excelente | Excelente |
| 3 | 0.50 | 165 | 33 | 635 | 1190 | 6.0 | 4.5 | 246 | 39 | Ninguna | Excelente | Muy Buena |
| 4 | 0.44 | 165 | 374 | 600 | 1190 | 7.5 | 4.5 | 282 | 42 | Ninguna | Excelente | Excelente |
| 5 | 0.53 | 165 | 312 | 650 | 1190 | 7.0 | 4.5 | 225 | 37 | Ninguna | Excelente | Muy Buena |
| 6 | 0.62 | 165 | 268 | 650 | 1190 | 7.5 | 4.5 | 183 | 32 | Ninguna | Excelente | Buena |

Mezcla Nº1 - De bajo asentamiento
 Mezcla Nº2 - Demasiado arenosa. En mezcla nº3 aumentar al agregado grueso y reducir la cantidad de agua.
 Mezcla Nº3 - Trabajabilidad satisfactoria.

FIGURA 120

El concreto con aire incorporado registra una pequeña cantidad de aire atrapado, en forma de reducidas burbujas inconexas, que están distribuidas de manera uniforme por toda la masa. La cantidad de aire deseado es del 4 al 8% de la mezcla total. La principal ventaja que se obtiene de la inclusión de tal cantidad de aire en la mezcla, es que se incrementa su durabilidad, aún en los casos que se utilicen sales para el control del hielo. Dichas sales con frecuencia dan por resultado que la superficie de concreto se descascare gradualmente.

Las mezclas de concreto con aire incorporado tiene mayor resistencia a la acción de los sulfatos y a los ciclos de congelamiento y deshielo, tienen un alto grado de trabajabilidad en comparación con mezclas regulares similares, presentando en general muy poca tendencia a la segregación. Estas mezclas se diseñan también mediante pastones de prueba en laboratorio, es necesario determinar y controlar la cantidad de aire que realmente se encuentra incorporado a la mezcla (Método gravimétrico AASHTO T 121 y método de presión AASHTO T 152).

La preparación de la mezcla de hormigón en planta central desplazó totalmente a los antiguos procedimientos, transportándose la misma en camiones que cuentan o no con agitadores o en mezcladoras móviles. Son de uso común actualmente las plantas de dosificación y mezclado portátiles y automáticas. Este tipo de planta resulta el complemento ideal para la pavimentadora de moldes deslizantes, ya que permiten producir el gran volumen de hormigón necesario para satisfacer el movimiento continuo de avance de la pavimentadora. Un mínimo de

interrupciones en el mismo brinda una mayor lisura y mejor calidad de rodamiento al pavimento terminado.

La mezcla ejecutada en planta central para pavimentos ofrece varias ventajas, tanto para el contratista como para el camino en sí:

- El costo de instalación de una planta central es generalmente menor o igual que el de la planta dosificadora convencional que se utilizaba antiguamente.
- Se utilizan menos unidades de transporte (cada una transporta de 4.5 a 6m³ por viaje).
- Son necesarias menos operaciones, con el consiguiente menor costo por manipuleo y/o mantenimiento.
- Menos congestión en el lugar de la pavimentación, no hay camiones proveedores de agua, mangueras, etc.
- Una única planta puede alimentar simultáneamente diversos frentes de trabajo.
- Con un sólo lugar de control, la calidad y uniformidad del hormigón son máximos.

Mediante equipos apropiados de distribución y la incorporación de aire a la mezcla, se comprobó que el hormigón de planta central podía ser transportado en camiones no agitadores. Con hormigón de bajo asentamiento y con aire incorporado, la mezcla transportada no sufre efectos desfavorables en lo que concierne a la facilidad de colocación y terminación, ni en la calidad del hormigón.

La operación de terminado mecánico de la superficie del hormigón recién colocado se efectuó durante muchos años mediante un fratás longitudinal. Actualmente la combinación fratás terminadora ha desplazado al fratás longitudinal. Debido a

su gran distancia entre ruedas y a la suspensión independiente tanto de su regla oscilante posterior como de la placa alisadora, esta máquina ha mejorado la lisura de los pavimentos de hormigón en grado notable.

El desarrollo de la moderna pavimentadora de moldes deslizantes constituyó uno de los adelantos más grandes en equipos en la historia del pavimento de hormigón. Sin moldes e incorporando todas las funciones de un tren de pavimentación múltiple (distribución, vibrado, compactación y terminación) una pavimentadora de moldes deslizantes, puede ejecutar pavimentos a una velocidad de entre 2.40 y 3.30 m por minuto bajo el control de un solo operario y una reducida cuadrilla, muchas veces prescindible. A continuación se transcribe en forma panorámica las últimas tendencias referentes a pavimentos de hormigón en el continente europeo; a fin de informar sobre los diversos enfoques que se aplican en los distintos países demostrándose así una vez más la diversidad de criterios que aún están en juego, no sólo en el continente americano, sino también en el Viejo Mundo.

En los últimos años los pavimentos rígidos han despertado un creciente interés, principalmente en los países europeos, por diversos motivos algunos de los cuales responden a la evolución relativa de los precios del asfalto versus los del cemento, a los progresos registrados en los métodos y equipos de construcción, a la economía de energía y de materiales y a los menores costos resultantes para los usuarios. Otra razón fundamental es la importancia creciente que se asigna al problema de la conservación y a la construcción de refuerzos

y rehabilitación de pavimentos existentes, trabajos éstos que hacen que la preferencia por el hormigón sea cada vez mayor, por sus reducidos costos de mantenimiento.

En lo relativo a los métodos de diseño la mayoría de los países europeos tienen establecidas sus propias normas, basándose fundamentalmente en el comportamiento de los pavimentos en las reales condiciones de servicio, complementado con investigaciones destinadas a ajustar los métodos existentes a las condiciones locales.

Las estructuras más empleadas consisten en losas de hormigón simple de 4 a 6 m de longitud, cuando las juntas están provistas de pasadores. Si no se colocan dichos elementos, existe la tendencia de reducir la longitud de las losas a valores comprendidos entre 3.50 y 4.50m (caso de algunas autopistas españolas), generalmente las losas no suelen tener una longitud superior a 25 veces el espesor del pavimento. Las juntas sin pasadores siguen siendo un motivo de preocupación cuando el flujo de tránsito es pesado e intenso.

El tipo más utilizado es el de los pavimentos de hormigón simple. En algunos países, destacándose Bélgica, para tránsito pesado se construyen los pavimentos con armadura continua; llamando la atención que las ofertas de licitación para este tipo de pavimento se aproximan a las de los pavimentos de hormigón simple, con juntas provistas de pasadores. Tanto en España, como en Inglaterra y Francia se registra cada vez más un empleo marcado de este tipo de pavimento.

El uso del hormigón pretensado descolló en

Holanda con la construcción del Aeropuerto de Schiphol (Amsterdam), al que se ha designado como de "conservación nula" (construido en 1966).

Se utilizó para áreas críticas de cargas estáticas muy pesadas, sometidas a derrames de combustible y a las elevadas temperaturas de los gases provenientes de los motores de reacción. Las losas tienen un espesor de 0.18 m, un ancho de 7.50 m y una longitud variable entre 30 y 120m; están postesadas longitudinalmente mediante 7 alambres y transversalmente mediante barras corrugadas.

Otro material que está teniendo gran aceptación es el hormigón de fibra de acero, aunque su empleo es limitado debido a su alto costo.

En Francia, se está empleado cada vez más el pavimento denominado de losa gruesa. Siendo el espesor de la losa menor que el espesor combinado del pavimento y la base tratada con cemento de las estructuras francesas tradicionales, su costo resulta inferior. Otro tipo de estructura que se está aplicando mucho en varios países europeos, es el hormigón compactado con rodillo, se conforma con un contenido de ligante de aproximadamente 13% respecto al peso seco del agregado, sustituyéndose hasta un 40% por cenizas volantes, su contenido de agua es reducido, alcanzando una resistencia próxima a la del hormigón vibrado. Puede elaborarse en una planta continua, colocarse en obra con terminadoras o motoniveladoras y compactarse con rodillos. Una vez compactado y cubierto con un tratamiento superficial convencional puede librarse al tránsito.

Sobre el diseño de juntas en lo relativo a la dotación de pasadores y al sellado, aún existen diferencias de criterio; en varios países europeos se está analizando el establecer un umbral a partir del cual los pasadores se requieran por especificación para la transferencia de cargas. En Austria, Inglaterra, Bélgica, Suiza, las juntas de contracción se construyen con pasadores por exigencias de sus especificaciones; en Francia, Italia, España, Checoslovaquia se construyen juntas transversales oblicuas sin pasadores. Mediante juntas oblicuas o sesgadas se logra que las cargas rodantes de cada eje crucen por la junta individualmente, con lo que se reduce la deformación y el esfuerzo en las juntas. En las juntas sin pasadores, la transferencia de cargas mediante la superposición de los áridos entre losas contiguas empeora a temperaturas moderadas y bajas, la acción repetida del tráfico pesado conlleva a importantes deflexiones en las juntas, si las losas no están bien apoyadas. El agua que penetra por bordes y juntas puede provocar erosión en la base de apoyo y evolucionar con el escalonamiento del pavimento en las juntas, agravado por el bombeo inducido por el tráfico. Las bajas temperaturas reinantes en el continente europeo, asociadas a la magnitud de las cargas circulantes (en algunos países de Europa, las máximas cargas legales por eje simple llegan a 13.0 toneladas), constituyen factores desfavorables que prácticamente imposibilitan lograr una buena transferencia si se prescinde de los pasadores o barras de unión. Dicha situación ha sido y sigue siendo motivo de rigurosos estudios, tanto en ensayos de modelos reducidos como en tramos experimentales.

Los constructores europeos de terminadoras de encofrados deslizantes, han desarrollado dispositivos para la instalación de pasadores en el hormigón fresco que no afectan ni la regularidad superficial, ni el rendimiento en la pavimentación.

Las juntas aserradas o ranuradas se sellan generalmente, aunque la vida útil de los productos de sellado rara vez supera los cinco años. En muchos, países europeos se presta especial atención a la relación ancho-profundidad de la ranura de sellado para el control de las deformaciones del producto de sellado. Se requieren investigaciones y métodos de ensayo de productos de sellado, ya que pese a la incesante aparición de productos nuevos en el mercado en general son inadecuados, tanto respecto a su calidad como al comportamiento a largo plazo.

En lo que concierne a las subbases están comúnmente conformadas con materiales granulares tratados con cemento. La utilización de cenizas volantes en las capas estabilizadas está difundándose cada vez más por su excelente comportamiento, ya que aportan un aumento a largo plazo de la resistencia mecánica y además implican un ahorro en el contenido de cemento. En Francia y España, para carreteras de tránsito pesado, a fin de evitar la erosión y el bombeo se utilizan subbases de hormigón pobre puestas en obra con terminadoras de moldes deslizantes.

La textura superficial es un aspecto que despierta mucho interés en Europa, especialmente en autopistas y carreteras de alta velocidad por lo que se especifica una macrotextura adecuada a fin de garantizar una resistencia al deslizamiento segura con el

pavimento mojado. La textura tradicional del hormigón obtenida por cepillado fue sustituida en muchos países por un estriado transversal o longitudinal del hormigón fresco; un ranurado transversal facilita una rápida evacuación lateral del agua bajo los neumáticos reduciendo las distancias de frenado. Sin embargo las texturas profundas incrementan el nivel de ruido de rodadura afectando la comodidad del usuario y de los residentes en áreas próximas a la vía.

Investigaciones llevadas a cabo en Inglaterra y en Bélgica, han llevado a soluciones aceptables en lo relativo a dimensiones y espaciamiento de las ranuras. En España se efectúa un texturizado longitudinal mediante cepillos de púas de plástico y de acero, siendo la profundidad inicial de la textura de 1,5 mm (método del parche de arena). Se ha mejorado así la resistencia al deslizamiento, tanto en lo que se refiere a la reducción de accidentes con pavimento mojado, como a los coeficientes de medida registrados, generando además un nivel de ruido admisible.

Finalmente, aunque lo usual sea el empleo de agregados de calidad en la fabricación del hormigón, se siguen aplicando materiales locales de inferior calidad, desechos y hormigón reciclado a partir de antiguos pavimentos (hormigón demolido). Hasta no hace mucho, el agregado grueso así obtenido era reutilizado como subbase de hormigón pobre, pero actualmente al material machacado se lo utiliza para nuevos pavimentos, adicionándole entre un 15% y un 20% de arena natural. Esta solución se aplica sólo en aquellos casos en que el costo de los áridos sea demasiado elevado.

C HORMIGÓN COMPACTADO A RODILLO

El hormigón seco compactado con rodillo es un material que podría ubicarse entre la grava-cemento y los hormigones vibrados que se utilizan normalmente en pavimentos. Su puesta en obra es similar a una grava cemento, mientras que por su contenido de cemento y las resistencias que con él se obtienen, se asemeja a un hormigón vibrado normal. Su elaboración puede hacerse en plantas continuas o en centrales discontinuas de hormigón. Resulta muy importante el aspecto de su puesta en obra, ya que se requiere únicamente maquinaria para grava cemento o concreto asfáltico, que suele encontrarse normalmente en cualquier empresa constructora de carreteras, sin necesidad de recurrir a equipos especiales para la construcción de pavimentos de hormigón, sea de moldes fijos o deslizantes.

El contenido de cemento es similar al de un hormigón vibrado y el contenido de agua es similar al de una grava-cemento. Oscila más o menos entre 4.5 y 6.5% del peso total de los materiales secos, con lo cual la relación agua-cemento tiende a límites muy bajos, comprendidos entre 0.33 y 0.38.

Una característica importante que se le exige a este material es que tenga una capacidad soporte inmediata, es decir que el esqueleto de los áridos que lo conforman tenga una capacidad resistente de por sí, de manera que sea capaz de soportar de inmediato la acción del tránsito. Esta característica ha permitido su empleo como refuerzo de una carretera existente en la que no hay posibilidad de desvío de tránsito.

Actualmente se utiliza en su conformación, como conglomerante, una mezcla de cemento y cenizas volantes, obteniéndose un excelente comportamiento en servicio y una notable economía. A continuación se indicarán las ventajas e inconvenientes del hormigón compactado a rodillo.

Ventajas: 1) menor consumo energético, al no hacer uso de ligantes asfálticos y al no precisar una maquinaria especial para su puesta en obra. 2) Por su reducida relación agua-cemento, la retracción por pérdida de humedad es prácticamente nula, casi toda el agua se utiliza en la hidratación del cemento, no habiendo exceso que se elimine por evaporación. 3) No se requiere la ejecución de juntas ya que por su reducida retracción se puede dejar que el material se fisure espontáneamente (últimamente, por estética, se está comenzando a aserrar juntas en el mismo). 4) Se logra una mayor economía que con otras alternativas.

Inconvenientes: 1) La regularidad superficial (en caso de ejecutarse con motoniveladora) resulta un poco deficiente, situación que obliga a construir encima una capa de rodadura a fin de absorber tales irregularidades.

Durante su ejecución se debe efectuar un control cuidadoso a fin que los contenidos de agua y cemento sean los adecuados y se mantengan constantes, ya que el material es muy sensible a las variaciones de dichos elementos, también se debe vigilar cuidadosamente la compactación.

El control de la resistencia se realiza por tracción indirecta (ensayo brasilero), ya que es un material que trabaja a la flexión; la

confección de probetas prismáticas para flexotracción es difícil de lograr.

Teniendo en cuenta que se densifica mediante compactación superficial, es muy importante que tenga un apoyo uniforme y resistente que no ceda al ser compactado y provoque una compactación deficiente de las capas inferiores del hormigón seco, que son las que tienen la misión resistente mayor. Con tránsito ligero, se ha llegado a compactar en una capa, siempre que el terreno de apoyo tenga un CBR $\geq 10\%$. Para tránsito medio se han usado como capa de apoyo gravas bien graduadas y para tránsito pesado gravas-cenizas. Cuando se ha dejado que se fisure espontáneamente, las grietas han aparecido a distancias muy variables (entre 20 y 40 m). Últimamente se está comenzando a aserrar juntas a distancias entre 15 y 20 m, a una profundidad de $1/5$ del espesor. Pudiéndose esperar hasta una semana para aserrar estas juntas, sin que pase absolutamente nada. Debe tenerse una especial precaución en el caso de las juntas de construcción, cuyos bordes deben quedar bien verticales. Para tránsito de baja velocidad (< 40 Km/h) la textura adecuada del hormigón seco se logra mediante fratasado mecánico. Para tránsito superiores y mayor velocidad, se recubre con un tratamiento bituminoso o se ejecuta una carpeta de concreto asfáltico de 4 a 5 cm si la regularidad obtenida es muy mala. Los materiales que se utilizan para su construcción son: agregados, conglomerantes, agua y aditivos.

Agregados: su tamaño máximo es de 14 a 20 mm; con tamaños mayores es difícil que la superficie quede cerrada. Se han llegado a utilizar agregados de 38mm, pero posteriormente se debió extender una lechada

sobre el pavimento y ejecutar un fratasado mecánico para cerrar los posibles huecos que pudieran quedar. También es perjudicial un exceso de finos, que dificultan una correcta compactación. Se debe tratar que la curva del material quede comprendida dentro de los husos granulométricos recomendados; indicándose fraccionarlo en dos tamaños, por ejemplo arena de 0 a 5 mm y fracción gruesa de 5 mm a 20mm. Si se desea utilizar canto rodado (por menor costo) por lo menos el 65% del total del agregado debe ser producto de trituración, a fin de garantizar un esqueleto granular que permita el librado al tránsito en forma inmediata. Las especificaciones francesas indican como exigencia que la capacidad soporte sea $\geq 65\%$; para verificarlo se conforma una probeta acorde a la norma de ensayo del CBR e inmediatamente (sin embeber) se somete a penetración con la prensa CBR. Se asegura así que antes que el conglomerante haya comenzado a desarrollar su resistencia, el esqueleto granular tenga una capacidad portante suficiente para soportar el paso inmediato del tránsito.

Los conglomerantes utilizados son el cemento portland o una mezcla de cemento y de cenizas con proporciones que alcanzan a 60% de cemento y 40% de cenizas. Generalmente el mezclado se efectúa en la propia planta central del amasado del material, en vez de utilizar un conglomerante que se haya obtenido por molienda en fábrica. Esta forma de operar tiene una serie de ventajas: el material es controlado más cuidadosamente y por lo tanto se garantizan las proporciones en mezcla; dado que en planta se debe contar con un silo suplementario para el almacenamiento de las cenizas, si las mismas llegan húmedas,

formando grumos, se deben someter a una especie de molienda en la propia planta.

Siendo el hormigón seco un material muy sensible a la variaciones de humedad, el agua a incorporar debe ser próxima a la óptima obtenida en el ensayo Proctor modificado (AASHTO T 180). Dadas las variaciones que se pueden presentar en obra, se debe estudiar en laboratorio previamente, la influencia simultánea que puede tener en el material un descenso de densidad y una variación de humedad. A título indicativo se informa que por experiencias realizadas se ha comprobado que con un descenso del 5% en la densidad, la resistencia desciende en un 25%, y con un descenso del 3% (97% densidad exigida en obra), el descenso de resistencia es del 15%; de acuerdo a lo indicado se debe controlar cuidadosamente la compactación obtenida en obra. Considerando que en planta se pueden constatar variaciones de humedad del orden de un 0,8% y que además habrá pérdidas de humedad por el transporte (dependiendo de la distancia y el clima) que se pueden estimar en 0,5%, resulta conveniente realizar un estudio previo de laboratorio, con probetas compactadas al 97% de densidad y haciendo variar la humedad (por ejemplo la óptima menos el 1% y la óptima más 0,5%). Mediante el análisis de las resistencias obtenidas, se ajustará tanto la granulometría como el contenido de conglomerante, en base a los factores indicados. En cuanto a la elaboración de la mezcla, se han utilizado tanto centrales discontinuas de hormigón, como centrales continuas de grava cemento. En este último caso, es conveniente que las centrales dispongan de un control de cemento por peso, ya que se ha comprobado que cuando el control es volumétrico, las

variaciones que se producen en la mezcla son bastante importantes.

Dado que el transporte suele efectuarse con camiones volcadores y siendo necesario mantener el contenido de agua dentro de los límites fijados, se recomienda cubrir con toldos o lonas estos camiones para proteger al material de la desecación. Para el extendido del material se han utilizado motoniveladoras o terminadoras. En el primer caso la rugosidad superficial no resulta demasiado buena, por lo que se debe prever un sobre espesor para efectuar un perfilado fino posterior. Con la terminadora de gravacemento o de concreto asfáltico se obtienen dos ventajas: una mejor regularidad del material y una mejor compactación. Para la compactación se debe exigir como mínimo un 97% del Proctor modificado, y si es posible alcanzar el 100%. Dado que en ocasiones esto es bastante difícil de lograr, conviene efectuar como se indicara estudios en laboratorio con probetas compactadas al 97% del Proctor modificado.

El equipo de compactación de obra suele consistir en un rodillo vibrante pesado y un compactador neumático; las pasadas son el orden de 15 a 20 para el primero y de 10 a 12 para el segundo. Siendo el orden de las operaciones el siguiente; después del extendido, se efectúan primero unas pasadas del rodillo vibrante funcionando como estático (con los elementos vibratorios detenidos), para obtener una compactación inicial del 95%. En el caso que se haya extendido con motoniveladora deberá efectuarse un perfilado fino de la superficie y luego proseguir con la compactación hasta la densidad especificada. En todo momento se debe efectuar un control de las densidades

que se van obteniendo, ya sea por el método de la arena o por métodos nucleares. Para obtener una buena compactación de los bordes laterales, se debe disponer siempre de una contención lateral adecuada a fin de evitar la descompactación de los mismos. En el caso de trabajar en semi anchos, en la primera banda que se extiende se deja un cordón central sin compactar (de 40 a 50 cm) y al extender la segunda banda, se compacta este cordón central simultáneamente con el segundo semi ancho. Dada la importancia que tiene la posible pérdida de humedad durante el proceso constructivo, se debe regar primero la superficie de apoyo y una vez que la capa ha sido compactada se debe mantener humectada su superficie hasta que se distribuya el producto de curado; como también se deben evitar los excesos de humedad, se recomienda suspender su ejecución cuando llueve.

Como riego de curado, el mismo día de la puesta en obra o a la mañana siguiente se puede efectuar un riego con emulsión bituminosa con un pH lo más elevado posible y en una cantidad del orden de 600 gr/m². Para que el tránsito no la arranque se suele extender arena (tamaño comprendido entre 2 y 6mm) en una proporción del orden de 4 a 7 l/m².

Dentro de los aditivos utilizados para el hormigón seco se destacan los plastificantes para reducir el contenido de agua y por ende aumentar la resistencia y los retardadores de fragüe o en algunos casos algún producto que cumple las dos funciones (plastificante y retardador). Mediante los retardadores de fragüe se evita tener un plazo muy breve de trabajabilidad del material de forma que cualquier eventualidad en la obra no haga que

se tenga una gran cantidad de material que no pueda ser compactado debido a que ha empezado a fraguar. En el caso de trabajar en semianchos, el cordón central se ejecuta durante la construcción de la primera banda y se compacta posteriormente (durante la ejecución de la segunda banda); cuando se trabaje en el ancho completo y se deba efectuar un perfilado fino con la motoniveladora para dejar al material en cota, el material removido supone un volumen bastante importante y a fin de aprovecharlo es conveniente que no haya comenzado a fraguar, por tales motivos es recomendable que el lapso mínimo de trabajabilidad se incremente.

En refuerzos ejecutados sin tránsito, trabajando en ancho completo sin tener que efectuar un perfilado posterior, se estima un lapso mínimo de trabajabilidad de 6 horas.

En el caso de refuerzo bajo tránsito y cuando las condiciones de acceso a la obra son difíciles, se exige un lapso mayor llegandose en algunos casos a 12 horas.

Estos lapsos se determinan mediante ensayos, midiendo la velocidad del paso de ultrasonido a través de probetas de hormigón seco que han sido compactadas con aditivos retardadores, de acuerdo a la variación del paso de ultrasonido se determina el lapso de trabajabilidad del material.

3-CAMINOS NO PAVIMENTADOS

C CONSIDERACIONES GENERALES

De acuerdo con ley de Vías de Comunicación Terrestre, Decreto N° 173 - Artículo 1°, el Sistema Vial del País está integrado por cinco categorías de Carreteras. Si bien es cierto que para las categorías inferiores puede suponerse que comprende únicamente a los caminos no pavimentados, no es menos cierto que ello induce erróneamente a considerar como tales a aquellas rutas que por otras razones, la mayoría de las veces económicas o falta de adecuada planificación, no han tenido el privilegio de su calzada pavimentada aún cuando este tipo de mejora resulte impostergable.

Del mismo modo, se puede considerar en forma inequívoca que la longitud de las carreteras no pavimentadas es la de mayor importancia del país, puesto que forman parte de su propia evolución y desarrollo y el primer nexo de vinculación entre poblaciones y áreas productivas, lo que crea la necesidad de contar en forma económica y rápida de un medio de vinculación, o sea un camino no pavimentado, y luego en el futuro sustituirlo, por otro ya pavimentado o pavimentar el existente adecuándolo geométricamente en forma conveniente para satisfacer a un usuario más exigente.

Resultando en consecuencia, que se cuenta con una red de carreteras no pavimentadas en la que se incluyen distintas categorías de caminos como son, los vecinales, acceso, penetración y por lo dicho anteriormente,

también carreteras secundarias y tramos principales que necesitan de algún tipo de mejora.

Debido a la magnitud que adquieren las carreteras no pavimentadas ya sea por su longitud como por ser el factor primario de desarrollo del país, es que requieren precisamente por sus condiciones especiales de economía, la mayor eficiencia técnica.

Tratándose de una autopista, el trabajo del localizador, del proyectista y del constructor se facilita por la amplia fuente de recursos con que se cuenta para estas obras; pero la construcción de un camino no pavimentado, para el cual se dispone de muy limitados medios económicos, requiere soluciones de verdadero ingenio; gran esmero en su trazo, amplios conocimientos técnicos y mucha experiencia. Su tránsito es escaso y no se justifica una gran inversión y sin embargo, con muy poco gasto, hay que asegurar el tránsito en todas las épocas del año. Siendo mayores las dificultades por vencer y mayores también los puntos de vista que considerar, se requieren en consecuencia esfuerzo y empeño especiales, para su localización, proyecto y construcción. Un camino no pavimentado es un clásico problema de ingeniería, en el que numerosas condiciones y requisitos deben resolverse con la mínima erogación.

- **Tipo de tránsito.** La clase de vehículos que transitan por los caminos no pavimentados varía según el tipo de camino de que se trate. Así para un camino turístico

que conduzca, por ejemplo, a unas ruinas arqueológicas, tendremos que la casi totalidad del tránsito será de automóviles de pasajeros; por el contrario en un camino minero, la mayoría de los vehículos serán camiones de carga; los caminos de las regiones agrícolas de los grandes sistemas de riego tienen un tránsito compuesto en su mayor parte de camiones de carga, siendo el resto camiones ligeros tipos pick-up y vehículos de pasajeros.

- Clasificación del tránsito.- Según su tipo de tránsito variará el porcentaje de vehículos de pasajeros y el de comerciales, o en términos corrientes, de automóviles y camiones. Así por ejemplo, un camino turístico tendrá una composición vehicular mayoritaria del tipo liviano, autos, camionetas y un camino minero lo será del tipo pesado (camiones).

Previamente a la construcción del camino es difícil fijar con certeza el tipo de tránsito que tendrá; pero algo de experiencia y una observación cuidadosa de la región por lo que hace a su población, capacidad económica, etc., permitirá calificar el tránsito con porcentajes muy aproximados a la realidad.

La clasificación del tránsito puede ser un factor de importancia en el proyecto, ya que por afectar a la velocidad influye en las especificaciones geométricas y consecuentemente en el costo.

- Velocidad.- La velocidad es un factor determinante del proyecto y de ella depende las especificaciones geométricas.

Debe entenderse por velocidad, para fines de proyecto, la máxima rapidez que puede

mantenerse más o menos uniformemente en el camino o tramos de caminos, dentro de la seguridad y durante períodos de poco tránsito.

Nunca debe tomarse por tal la que podría alcanzar un conductor excepcionalmente hábil o atrevido.

Es fácil de comprender que la velocidad es el factor que determina el costo del camino y que para obtener costos mínimos debe limitarse la velocidad, que afecta a la pendiente, curvatura, visibilidad, ancho de la corona, etc.

Para caminos no pavimentados, la velocidad de proyecto máxima admisible debe ser de 60 kph, únicamente aplicable en las regiones llanas agrícolas o casos semejantes. Fuera de dichos casos excepcionales, la mayoría estará comprendida entre 40 y 50 kilómetros por hora para terreno plano y ondulado y aun menor en zona montañosa, 30 Km/h.

En el Capítulo correspondiente a las normas geométricas para el diseño de caminos no pavimentados se establece la posibilidad de adoptar un standard más bajo de diseño en relación a los caminos principales pavimentados y, como consecuencia, conseguir un costo de construcción relativamente bajo.

Aún cuando no es el único parámetro a considerar, el significado práctico de la presentación y uso de normas geométricas para estos caminos, es la disminución del valor de la velocidad de proyecto de tal manera que permita la construcción de caminos de bajo costo pero con el adecuado nivel de seguridad.

Se tendrá presente no obstante, que el camino debe ofrecer al usuario la posibilidad de su mejora futura conforme el tránsito lo requiera, y por ello es de la mayor importancia que se lo tenga en consideración en la etapa de su planificación y construcción, previendo un ancho de plataforma del movimiento de tierra suficiente para que en el futuro se lo pueda pavimentar sin disminuir peligrosamente el ancho de los hombros, característica que se observa frecuentemente en las rutas principales.

Del mismo modo, debe evaluarse convenientemente la posibilidad de prever el futuro alargue de las estructuras de drenaje en modo particular las alcantarillas, y el ancho de la infraestructura de los puentes, para evitar el efecto de estrangulamiento que han de presentar los hombros al procederse a la pavimentación de la calzada, siendo una mala práctica muy extendida, no adecuar estas estructuras por los inconvenientes al usuario y razones de índole económicas.

Para la construcción de caminos no pavimentados en general se dispone de limitados recursos, por lo que se requiere una correcta elección de su trazado, amplios conocimientos técnicos y mucha experiencia. Dado que el flujo de tránsito comúnmente es escaso, no se justifica una gran inversión, pero sin embargo con un bajo costo se debe tratar de asegurar el tránsito en todas las épocas del año. Tanto su localización, proyecto y construcción dependen de numerosas condiciones y requisitos, que deben resolverse con la mínima erogación.

El acceso a la propiedad rural y el acceso a las fuentes de producción de los recursos

naturales, sólo puede ser factible mediante la construcción de caminos por lo que se hace necesario el desarrollo y la aplicación de la tecnología para el mejoramiento de los caminos no pavimentados.

Entendiéndose que dicho desarrollo referido al camino natural o camino de tierra, debe abarcar su mejoramiento, su conservación y su construcción.

En el aspecto relativo a su conservación se deben buscar soluciones asociadas a mejoramientos progresivos, que debido a los bajos recursos usuales se deben estudiar racionalmente de acuerdo al conocimiento real de los medios locales disponibles, de los materiales, de los suelos, del clima y de todos los factores que condicionan la existencia de estos caminos.

La base fundamental para solucionar este tipo de problema es el conocimiento del perfil del suelo de la traza existente y el relevamiento de los materiales de buena calidad circundantes, cuyo acarreo no signifique un elevado costo. En zonas donde los recursos naturales disponibles no presenten los mínimos requerimientos de calidad y las situaciones que deban resolverse lo ameriten, se recurrirá a distintos tipos de estabilizaciones. Considerando una superficie de rodamiento ya existente, un suelo que ya está disponible, habrá que hacer de él su mejor uso, su más racional utilización; no emplear criterios equivocados que llevarán a enfoques erróneos, materializados en inversiones no rentables, que no traerían aparejadas ningún beneficio para los usuarios.

En el caso particular de los caminos no

pavimentados, cuya transitabilidad se deba garantizar durante todo el año, juega un papel preponderante el funcionamiento correcto del sistema de drenaje.

En lo que concierne al drenaje superficial, las principales obras para la protección del camino son:

- a) Un adecuado bombeo de la superficie, que dependerá no solo de las precipitaciones, sino del tipo de superficie del camino. Además un reducido bombeo no permite el rápido y eficiente escurrimiento de las aguas superficiales y un bombeo exagerado provoca que los conductores prefieran la banda central para circular, en lugar de conservar su carril como corresponde.
- b) Cunetas, su forma depende de la cantidad de agua que escurra y del ancho del camino y sus dimensiones dependen del volumen de escurrimiento.
- c) Contracunetas, evitan los deslaves en los cortes.
- d) Canales, para impedir que el agua llegue al camino y lo dañe; se deben construir lo suficientemente alejados del camino para que no haya saturación.
- e) Bordos de tierra o zampeados, para encauzar el agua y construir un menor número de alcantarillas de escaso caudal o bien porque la lámina de agua es muy extensa y sin cauce definido.

Las alcantarillas y puentes se ubicarán en los cruces de agua a fin que el paso de los vehículos pueda ser permanente. En muchos casos se utilizarán vados en lugar de puentes para los caminos cuya transitabilidad no sea permanente (ver Tomo 6-Capítulo VI).

Si bien para las caminos pavimentados es

fundamental el funcionamiento correcto del sistema de drenaje, para los no pavimentados directamente constituye la vida del camino.

El mantenimiento de este tipo de caminos debe ser constante y sin que se produzcan interrupciones. La principal operación consiste en pasar la motoniveladora, de manera que la calzada se mantenga perfilada y se eliminen las depresiones que retienen el agua siendo a veces necesarios ligeros escarificados y reperfilados. El uso de las motoniveladoras es poco provechoso si el material que conforma la calzada no registra cierto grado de humedad, cuando se trata de un sand-clay o de un suelo sin tratar. De tiempo en tiempo debe adicionarse nuevo material, siendo también necesario efectuar un bacheo constante. Dada la diversidad y frecuencia de operaciones, a las que se agrega el acondicionamiento sistemático de los elementos de drenaje (bombeo mediante el perfilado, reconformación de cunetas, contracunetas y canales, limpieza de alcantarillas, etc), la aplicación de un sistema de conservación mediante cuadrillas o brigadas permanentes para una longitud definida es preferible a cualquier otro.

Una condición desfavorable que se presenta muy frecuentemente en las calzadas enripiadas o de pedregullo fino, es la formación de ondulaciones transversales en el material de la superficie (promedio entre cresta y cresta aproximadamente 75 cm, profundidad inferior a 5 cm). Alcanzan a veces todo el ancho de la calzada, aumentando con el paso del tránsito. El tratamiento necesario consiste en frecuentes perfilados y rastreados. La única forma de impedir que las ondulaciones se vuelvan más pronunciadas es una conservación efectiva.

En un camino enripiado es un error creer que el perfilar y rastrear en tiempo seco no resulta beneficioso. Las ondulaciones rítmicas no tienden a desarrollarse rápidamente, si sobre la calzada se mantiene en constante movimiento una delgada capa de material suelto con suficiente porcentaje de partículas angulares.

C DISEÑO DE CAMINOS NO PAVIMENTADOS

Se considerarán tres tipos de camino:

- 1- Camino de tierra
- 2- Camino de subbase

3- Camino de base

En los caminos de tierra, su capacidad de carga estará dada en función del CBR de diseño de la subbase compactada; en los caminos de subbase, el espesor de la misma variará en función de CBR de diseño de la subbase compactada y en los caminos de base, el paquete estructural está constituido por una capa de base de 15cm de espesor y una subbase de material seleccionado (o selecto) cuyo espesor variará en función del CBR de diseño de la subbase compactada.

1- Camino de tierra

Los valores correspondientes a la capacidad de carga de los caminos de tierra en función del CBR de diseño de la subbase, son los que a continuación se indican.

| ANCHO DEL CAMINO (m) | NUMERO DE TROCHAS | CBR DE DISEÑO DE LA SUBRASANTE (%) | | |
|----------------------|-------------------|------------------------------------|-----------|--------|
| | | 7.0 - 7.5 | 8.0 - 8.5 | > 10.0 |
| 4 | 1 | 3500 | 6700 | 24000 |
| 6 | 2 | 7000 | 13400 | 48000 |

Capacidad de carga en caminos de subbase compactada (número de repeticiones de eje standard de 8.2 ton). Los valores de CBR indicados deben obtenerse por lo menos en el rango de variación de un porcentaje de humedad del 6%. Las características especificadas para el suelo son:

LL # 40%
IP # 10%

El suelo local se debe compactar en sus 20 cm superiores, de acuerdo al tipo de material que se trate, recomendándose los siguiente niveles de compactación.

GRADOS DE COMPACTACIÓN COMO PORCENTAJE DEL MÁXIMO REQUERIDO (AASHTO T 180)

| CLASE DE CAMINO | TIPO DE SUELO SEGUN CLASIFICACIÓN AASHTO (HRB) | | | | | |
|------------------------|--|------|----------------|-------------------|------------------|-------------------------|
| | A-1 | A-3 | A 2-4 A 2-6 | A 2-7 A-4, A-5 | A-6 A 7-6 (5) | A-7-6 (6) A-7-6 (20) |
| DE BASE | 0.97 | 0.97 | 0.95 | 0.93 | 0.92 | 0.9 |
| DE SUBBASE Y DE TIERRA | 95% | 95% | 93% | 91% | 90% | 89% |

A continuación se indican algunas recomendaciones referentes a este tema:

- En el caso de subrasantes en corte, la preparación consistirá generalmente en una capa de 15 cm. de profundidad con el propósito de obtener una adecuada homogeneidad y resistencia.
- Cuando el nivel de la superficie del camino

sobre la subrasante natural sea de 60 cm. en caminos de base y de 45 cm. en caminos de subbase no habrá necesidad de compactar la subrasante natural.

- En caso de relleno, cada capa debajo de la base y/o subbase será compactada según los requisitos ya indicados y el espesor máximo que tendrá cada capa se determinará según lo detallado a continuación.

ESPESOR MÁXIMO DE LAS CAPAS DE RELLENO DESPUÉS DE LA COMPACTACIÓN (En centímetros)

| CLASE DE CAMINO | TIPO DE SUELO SEGUN CLASIFICACIÓN AASHTO (HRB) | | | |
|----------------------|--|-----|-------------|-------------|
| | A-1 | A-3 | A-2-4-A-2-5 | A-2-6-A-7-6 |
| BASE | 20 | 30 | 15 | 15 |
| DE SUBBASE DE TIERRA | 30 | 40 | 25 | 20 |

2- Camino de subbase

El diagrama que se adjunta en la figura 121 es el que se utiliza para el diseño de caminos de subbase. Se aplica para caminos de 6 m de ancho (48,000 repeticiones de carga en ambas direcciones) y de 4m de ancho (24,000 repeticiones), considerando un eje standard de 8.2 ton. Se deben tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Sobre una subrasante cuyo CBR de diseño sea $\geq 15\%$ no habrá necesidad de construir una capa de subbase, siendo suficiente que se compacte un espesor de 20 cm en la forma indicada.
- Cuando se registren subrasantes cuyo CBR de diseño sea $< 3\%$, deberán ser removidas y

reemplazadas por un material de mejor calidad o mejoradas mediante el tratamiento que corresponda a ese tipo de suelo.

- La densidad a exigir en obra a la capa de subbase será el 96% de la densidad obtenida mediante el AASHTO T 180.

3- Caminos de base

El diagrama de la figura 122 se aplica para el diseño de caminos de base, para 200,000 repeticiones (ambas direcciones) del eje standard de 8.2 ton. En este caso el espesor de la capa de base tiene un valor constante y el espesor de la capa de material seleccionado varía en función del CBR de diseño de la subrasante.

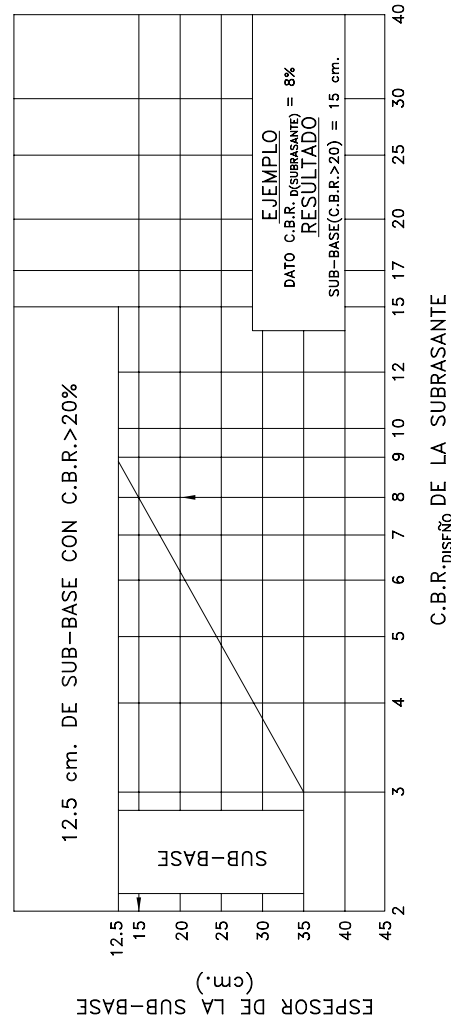


FIGURA 121
DISEÑO DE CAMINOS DE SUB-BASE
(48,000 Y 24,000 REPETICIONES - EJE 8,160 KG,
ANCHO DE 6.00 m Y 4.00 m RESPECTIVAMENTE)

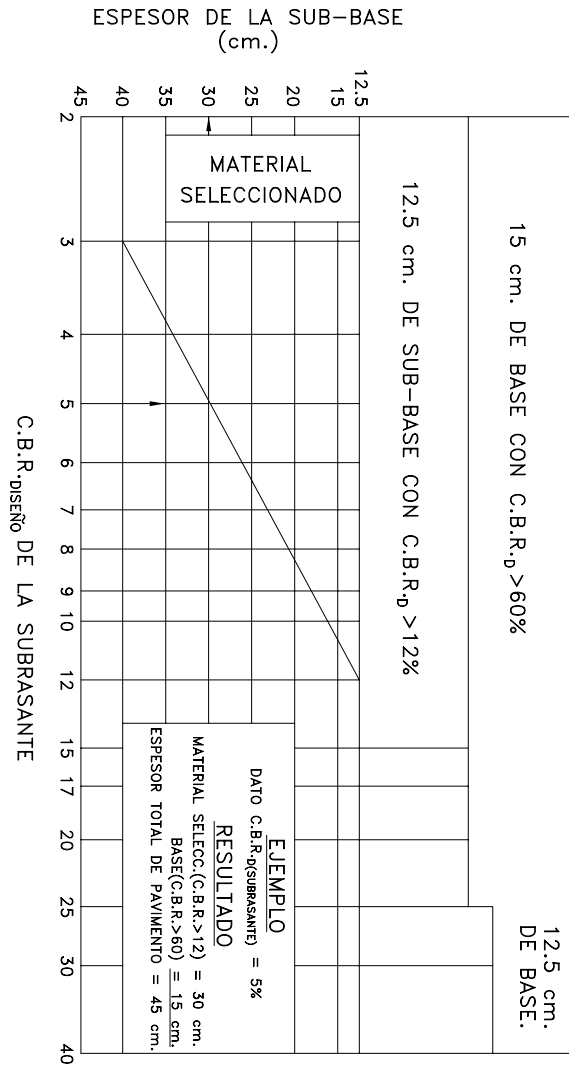


FIGURA 122
 DISEÑO DE CAMINOS DE BASE
 (200,000 REPETICIONES – EJE 8,160 Kg.)

Se deben tener en cuenta las siguientes condiciones:

- Sobre una subrasante cuyo CBR de diseño sea $\geq 15\%$ no habrá necesidad de construir la capa de material seleccionado.
- Sobre una subrasante cuyo CBR de diseño sea $\geq 25\%$, el espesor de la base se podrá reducir a 12.5cm.
- Cuando se registren subrasantes cuyo CBR de diseño sea $\geq 3\%$, se aplicará igual criterio que para caminos de subbase (remoción o tratamiento mejorativo).
- La compactación a exigir en obra para la capa base será por lo menos $\geq 98\%$ de la densidad máxima correspondiente al AASHTO T180 y para la capa de suelo seleccionado será por lo menos $\geq 95\%$ del AASHTO T 180.

Con respecto a las características mecánicas, para caminos de base la capa de base deberá registrar un CBR $\geq 60\%$ (embebido) dentro de un rango de humedad mayor del 3% y la capa de suelo seleccionado deberá registrar un CBR $\geq 12\%$ (embebido) dentro de un rango de humedad mayor del 3%. Para caminos de subbase el CBR requerido es $\geq 20\%$ (embebido) y dentro de un rango de humedad del 3%.

C EJEMPLO ILUSTRATIVO: CAMINOS NO PAVIMENTADOS

En lo relativo a diseño de caminos nominados de tierras, de subbase y de base, a continuación se da un ejemplo ilustrativo para cada caso.

1- Camino de tierra

Se asume que el tramo en estudio registrará un número de aplicaciones de carga de aproximadamente 7000 ejes equivalentes a 8.2 ton, antes de ser rehabilitado; el ancho del camino es de 6m por lo que corresponde considerar dos trochas.

De acuerdo a la tabla que se adjunta para caminos de tierra, el CBR de la subrasante que servirá como superficie de rodamiento debe ser de aproximadamente 7%, valor que se debe obtener sobre probetas cuyo rango de variación de humedad oscilará en un 6%.

2- Camino de subbase

Asumiendo un tramo de 6m de ancho (2 trochas), solicitado por 24.000 repeticiones de carga equivalentes a 8,2ton en cada sentido antes de ser rehabilitado, y un CBR de la subrasante de 8%, de acuerdo al gráfico de diseño (figura 121) se debería construir una capa de rodamiento (subbase) de 15cm, cuyo CBR deberá ser mayor o igual a 20%, dentro de un rango de humedad del 3%.

3- Caminos de base

Considerando un número de aplicaciones de ejes equivalentes a 8.2ton de 100,000 ejes por trocha, un CBR de subrasante mayor o igual a 5%, para una capa de rodamiento (base) de 15 cm de espesor y CBR $\geq 60\%$ se deberá construir una subbase de 30cm, conformada con un material cuyo CBR debe ser mayor o igual a 12%.

Los valores soportes consignados (60% y 12%) deben registrarse dentro de un rango de humedad mayor al 3%.

C T R A N S I T A B I L I D A D P E R M A N E N T E E N C A M I N O S D E T I E R R A

La intransitabilidad de los caminos de tierra o calzadas naturales durante parte del año se debe generalmente a factores climáticos no manejables (precipitaciones y condiciones de secado).

Cuando dichos caminos están conformados por suelos arcillosos o limosos su capacidad portante decrece marcadamente cuando su contenido de humedad aumenta, llegando a ser nula cuando alcanzan la condición de saturados.

Una solución adecuada para evitar una transitabilidad condicional, debe prever como mínimo:

- a) un bajo costo inicial
- b) una conservación de bajo costo
- c) transitabilidad bajo cualquier condición climática

La transitabilidad de los caminos de tierra está íntimamente vinculada al régimen de lluvias y a la mayor o menor capacidad de secado de los suelos, ya sea por drenaje o por evaporación, dependiendo también del tipo de suelo, de las exigencias del tránsito, de la severidad del clima y de las características del drenaje.

Generalmente en las zonas dedicadas a la agricultura, el suelo que las caracteriza y hace más productiva dicha actividad no es el apropiado desde el punto de vista vial.

Un relieve plano provoca un deficiente drenaje de las aguas superficiales. Las

precipitaciones concentradas en un período de 7 a 8 meses constituyen un agravante del problema. En zonas llanas es común que el camino se construya sobre un terraplén, conformando una frontera hidráulica entre las dos zonas adyacentes a la obra. Un drenaje eficiente del camino obliga a un correcto desagüe y además no debe generar modificaciones importantes en el escurrimiento superficial pre existente.

Los fenómenos erosivos del agua deben ser tenidos en cuenta; un reducido tamaño de las partículas de suelo (arcillas y limo), asociado a una falta de control de la erosión traen como consecuencia la colmatación de las obras de drenaje, reduciendo la velocidad del agua y provocando la sedimentación de las partículas. Incrementándose así los costos de mantenimiento de cunetas, canales y obras de arte.

Los principales factores que influyen desfavorablemente en las calzadas naturales son las cargas pesadas y la acción del agua.

En el caso de caminos rurales, generalmente la producción se transporta en camiones o acoplados remolcados por tractores de uso agrícola. Las mejoras que se efectúen al camino traerán aparejadas el uso de un medio de transporte más eficiente, más económico y generalmente con un aumento considerable de su carga por eje. Huelga mencionar que dichas mejoras implican una disminución en los costos de transporte y en los tiempos de viaje, garantizan un transporte continuo de los productos perecederos, incrementan la seguridad del usuario, además de influir favorablemente en las conductas sociales y en otros factores externos a la infraestructura vial (innovaciones tecnológicas, fomento de

la producción, nivel remunerativo de la producción, etc).

Los parámetros de deterioro que usualmente se registran en las calzadas naturales son: ahuellamiento, baches, corrugaciones (crestas paralelas entre sí y perpendiculares al eje del camino) y erosión, que genera surcos perpendiculares al eje y colmatación de las cunetas.

Siendo las causas que originan dichas fallas las sollicitaciones del tránsito, materiales de mala calidad, técnicas constructivas inadecuadas, falta de conservación o bien la combinación de alguna de ellas.

Considerando que las calzadas naturales o caminos de tierra registran un escaso flujo de tránsito, los métodos de diseño usualmente desarrollados para calzadas pavimentadas no brindan una solución satisfactoria pese a lo cual, se consideró oportuno y de interés incluirlos en la sección anterior (Diseño de caminos no pavimentados, 1- Caminos de tierra). Las deformaciones plásticas de la superficie de rodamiento provocadas por el tránsito y la acción del clima, se toleran hasta un cierto límite (ahuellamiento); se admite también que se forme polvo, situación que obliga a reducir la velocidad de circulación; la pérdida de materiales de la superficie por la acción erosiva de los agentes climáticos, el tránsito y las propias operaciones de mantenimiento es un hecho usual. Todas estas consideraciones llevan a pensar que la ponderación del tránsito como equivalente en su efecto destructivo (concepto clásico para diseño de pavimentos) no resulta suficiente para diseñar un camino precario. Es decir, aún cuando se proyecte una subbase de un estabilizado adecuado, teniendo esta capa el

carácter de superficie de rodamiento, su espesor será función del tipo de subrasante, de las cargas del tránsito, del nivel de rigidez que sea capaz de alcanzar el estabilizado, de sus características y comportamiento frente a la erosión, de los deterioros generados por el uso y del tipo de mantenimiento a aplicar.

El nivel de rigidez a lograr en la capa que actuará como superficie de rodamiento debe estar limitado tanto en lo relativo a su valor inferior, ya que se tratará de evitar excesivas deformaciones permanentes, como en su nivel superior, ya que la capa superior debe permitir la regularización de la superficie de rodamiento mediante operaciones de perfilado efectuadas mediante cuchillas o rastras. Estas tareas requieren que el material constitutivo pueda ser arrancado, desmenuzado, trasladado y reincorporado a la estructura con una mínima compactación, para poder rellenarse depresiones y quitar las sobre elevaciones generadas por las deformaciones plásticas.

El empleo de agregados con un tamaño máximo inferior a un centímetro, tiende a evitar que al ser despedidos por la acción del tránsito, causen daño a personas o al propio vehículo o a otro vehículo que se cruce. El hecho de utilizar agregados no muy gruesos facilita las tareas de conservación ya que no se generan estrías por arrastre durante las operaciones y además se evita un desgaste prematuro de los equipos de mantenimiento.

A fin de evitar, reducir o controlar la acción erosiva, se debe hacer una selección adecuada del tamaño, forma y peso específico de las partículas que conforman el recubrimiento, a fin de poder retener en su posición a las mismas. Las pendientes

transversales reducidas disminuyen la velocidad del agua y se limita de esta forma el arrastre de los materiales finos a los costados adyacentes. La retención de los finos, puede incrementarse con la incorporación en la superficie de arenas angulares de alto peso específico, como las escoria de acería o arenas de trituración basálticas que proveen de marcados efectos limitantes al proceso de erosión.

El diseño de las mejoras a proyectar debe tener en cuenta el equipo efectivamente disponible en el área en que se materializarán los trabajos. Como ya se manifestara al inicio de este capítulo (Diseño de caminos no pavimentados) las razones económicas son de tal peso que convierten a los procesos constructivos en un factor preponderante en la selección de la solución técnica a aplicar.

La construcción por etapas resulta muchas veces una solución óptima, tratando siempre de realizar construcciones sucesivas sin perder lo ya ejecutado, ya que queda formando parte de la estructura de mayor calidad, más aún si es factible el reciclado de materiales estabilizados y/o la adición de correctores o mejoradores si se requiriera.

Suponiendo mejoras sucesivas para el caso de suelos plásticos, como primera etapa se podrá prever su estabilización o corrección con cal, luego el reciclado de parte de esta capa y la adición de arena, obteniéndose así un notable aumento en su capacidad portante. Se llega así a una capa de superficie apta para recubrir con riegos o sellos asfálticos, actuando el estabilizado como capa estructural de un pavimento clásico. En lo que concierne al diseño geométrico si se tratara de un camino de 4,00m de ancho, se

estabilizará una sola trocha con sobreechanos a distancia pre establecidas y demarcadas, que permitirán la espera cuando no se puedan efectuar cruces o sobrepasos. Se ampliará el camino a dos trochas cuando las condiciones económicas y la demanda del tránsito lo justifiquen. No se debe perder de vista que lo que se está tratando de solucionar es el problema de la transitabilidad condicional de calzadas naturales.

En la sección siguiente se tratarán las posibles mejoras progresivas a realizarse mediante distintos tipos de estabilizados.

C MEJORAS PROGRESIVAS

En lo que corresponde a las mejoras progresivas de un camino de tierra, para llegar a soluciones más adecuadas, se citan a continuación varias alternativas que, como ya se indicara, su empleo dependerá de las condiciones locales.

1- Caminos de "sand - clay"

Desde hace muchas décadas se reconoce la conveniencia de usar ciertas mezclas naturales o artificiales de arena y arcilla para construir caminos rurales o vecinales, a los que no se les aplicará ningún tipo de revestimiento. La construcción exige la adecuada selección de los materiales constitutivos y la mezcla de los mismos en condiciones favorables de humedad. Así se ejecutaron grandes longitudes de rutas no pavimentadas en EE.UU. y latinoamérica mediante:

- a- Subrasantes arenosas tratadas con arcilla
- b- Subrasante arcillosas tratadas con

- arena
- c- Subrasantes ordinarias tratadas con mezclas naturales de arena y arcilla
- d- Subrasante ordinarias tratadas con aplicaciones separadas de arena y arcilla

Además de un correcto sistema de drenaje se requiere un cuidadoso perfilado de la subrasante, una íntima mezcla de los materiales, una humedad adecuada y una

compactación suficiente. Estas capas se construyen generalmente de un espesor de 20 cm o más, siendo las más convenientes cuando se carece de agregados pétreos gruesos y el camino no amerita una mayor inversión, ubicándose los componentes del sand-clay en la zona. La cantidad conveniente de arcilla a adicionar es la requerida para llenar los vacíos de la arena (aproximadamente un tercio en volumen). Las proporciones recomendadas, se indican a continuación:

| CLASE | A | B | C |
|-----------------|-------|-------|-------|
| Arena | 65-80 | 50-70 | 55-80 |
| Limo | 5-15 | 10-20 | 10-20 |
| Arcilla % arena | 9-18 | 15-25 | 10-25 |
| R # N° 60 | 45-60 | 30-45 | 15-30 |

La arena aquí referida, se define como un material duro, generalmente silíceo, que pasa por el tamiz N° 10 y es retenido por el N° 200. Se entiende por arcilla, el material separado por decantación en el agua, que posee propiedades plásticas o adhesivas; por limo se hace referencia al material fino e inerte. Denominándose "material grueso" al constituido por partículas duras, retenidas por el tamiz N° 10. Un 10% o más de este material en la mezcla total favorece la durabilidad de la misma.

Una arcilla con un contenido de humedad entre el LL y LP suministra adhesivida y cohesión, variando estos valores en razón inversa del contenido de humedad. En tiempo seco la integridad de la mezcla se mantiene, pero cuando la arcilla alcanza su LL, su característica adhesiva se vuelve despreciable. Para zonas secas o semiáridas se recomienda un IP entre 9 y 15%, en regiones medianamente húmedas de 4 a 8%

y en zonas muy húmedas un IP # 3%, dichos valores se refieren al mortero de suelo y arcilla.

La mayoría de las arenas tienen de 30 á 35% de vacíos, pero el limo los llena parcialmente, reduciendo así la cantidad requerida de arcilla.

2- Caminos estabilizados

Se denominan "caminos estabilizados" o "calzadas de suelo estabilizado", aquellas construídas con grava relativamente fina, arena gruesa, pedregullo de roca fino o grava triturada y un mortero de suelo como ligante. Generalmente el tamaño máximo es de una pulgada. La mezcla se mantiene unida por la trabazón y la fricción interna de los agregados y la acción cohesiva y adhesiva de una arcilla conveniente, con un contenido de humedad adecuado. En condiciones favorables se obtienen calzadas muy estables.

De acuerdo a las especificaciones dadas por AASHTO (M-147) las granulometrías nominadas C, D, E y F son las indicadas para los estabilizados granulométricos, cuando deben funcionar como capa de rodadura. Siendo sus características físicas:

LL # 35%
4% # IP # 9%

Mínimo P # N° 200 = 8%

3- Estabilización con cal

Mediante diferentes reacciones físico químicas la cal modifica las propiedades de los suelos, influyendo particularmente en su granulometría, plasticidad, cambios de volumen, sensibilidad al agua, presión de hinchamiento, permeabilidad, densidad, humedad de compactación, trabajabilidad constructiva, resistencia y durabilidad en servicio. Con reducidos porcentajes de cal se logran los cambios favorables indicados.

Al adicionarle cal a un suelo de características plásticas, es decir los de peor calidad vial, no se pretende generar una gran rigidez, no se pretende cementar, sino obtener un material de mejor calidad, manejable desde el punto de vista vial, que pueda admitir algún grado de conservación a lo largo del tiempo, después de las lluvias y después de períodos de sequía prolongados, que pueda servir para ser reaprovechado a lo largo de retratamientos sucesivos y constituir así bases o subbases para un futuro pavimento. En pocas palabras lo que se quiere significar es que aquellos suelos más deleznable, de peor condición vial, de más difícil tratamiento, lo más plásticos, los más expansivos, los que forman barro, los que

después de una lluvia tardan días en secarse, pueden ser corregidos con cantidades de cal muy económicas, obteniéndose buenas superficies de rodaduras mediante métodos constructivos que no resultan críticos ni demasiados costosos.

4- Estabilización con cemento

Se entiende por suelos tratados con cemento a una mezcla íntima de suelo pulverizado, cemento y agua. Dentro de los suelos tratados con cemento se debe considerar al suelo modificado por cemento; que siendo una mezcla íntima similar a la anterior, la cantidad de cemento es más reducida, por lo que se obtiene una mezcla no endurecida o semi endurecida. La cantidad a utilizar se mide por los cambios de las constantes físicas, cambios en el valor portante, en la capacidad de cambios volumétricos del suelo o en alguna otra característica como la impermeabilidad.

El suelo - cemento es el material endurecido de una mezcla íntima de suelo pulverizado, cemento y agua, compactada antes de la hidratación del cemento. El contenido de cemento hidráulico requerido se establece primordialmente midiendo la durabilidad y secundariamente la resistencia a la compresión de las mezclas.

Considerando que algunos caminos no pavimentados están sujetos a tránsito de alta frecuencia y magnitud, sin llegar a justificarse una estructura pavimentada, puede ser económicamente rentable la construcción de reducidos espesores (de 10 a 12 cm) de suelo-cemento en algunos casos curados con riegos bituminosos o con una imprimación reforzada.

Dado que es fundamental la influencia de la pulverización de los suelos en la elaboración de las mezclas tratadas con cementos (se exige que por lo menos el 80% pase por el tamiz N° 4), se suele expresar que son posibles de tratar con cementos todos aquellos suelos que económicamente sean pulverizables. Debiéndose tener en cuenta además que los que son de difícil pulverización, como los arcillosos, tampoco son aptos para ser tratados con cemento, no desde el punto de vista técnico, sino desde el punto de vista económico, ya que requerirían una cantidad elevada de cemento.

En lo que concierne a suelos modificados con cemento, con algunas diferencias, su acción es similar a la de la cal.

A continuación se muestran los cambios que experimenta un suelo A-6 (12); con 3% de cemento en volumen (aproximadamente 45Kg de cemento por m³) se reduce su plasticidad a la mitad y con un 6% se vuelve no plástico. También cambia su granulometría, ya que parte de lo que es limo-arcilla se transforma en arena. Mediante el tratamiento con cemento, el suelo mejora las condiciones de transitabilidad de las calzadas constituidas por ellos. Así como un suelo arcilloso del grupo A-6 mejora sus características, lo mismo ocurre con suelos limosos, donde un tratamiento similar con cemento, podría ser tan efectivo como el se acaba de indicar.

CONSTANTES FÍSICAS Y GRANULOMETRÍA DE UN SUELO A-6 (12)
MODIFICADO POR CEMENTO

| Volumen % CEMENTO EN Peso | 0 | 3% | 6% | 9% |
|---------------------------------------|------|------|------|------|
| LL | 38 | 36 | 34 | 34 |
| LP | 24 | 29 | 33 | NP |
| IP | 14 | 7 | 1 | NP |
| L de CONTRACCIÓN | 20 | 21 | 26 | 29 |
| ARENA GRUESA (%) (de 2.0 a 0.25mm) | 2 | 1 | 4 | 6 |
| ARENA FINA (%) (0.25 a 0.05mm) | 15 | 15 | 26 | 28 |
| LIMO Y ARCILLA (< 0.05 mm) | 84 | 84 | 70 | 66 |
| DENSIDAD (Kg/m ³) | 1560 | 1520 | 1536 | 1584 |

Suelo-cemento pulverizado, luego de 7 días de curado húmedo, compactación AASHTO T 99.

Como resumen de todo lo que se acaba de manifestar, se llegaría a la conclusión de que

existen variadas soluciones para los caminos no pavimentados, estando estas soluciones condicionadas al factor tránsito. Las distintas alternativas pueden ser desde una conservación eficiente a un sand-clay, a un recubrimiento con suelos aptos, a un

estabilizado granulométrico, al tratamiento con cal cuando los suelos sean del tipo arcilloso, al tratamiento de los suelos arcillosos de bajo índice de plasticidad o limosos con cemento en cantidades reducidas, es decir suelos modificados con cemento y en los casos en que el tránsito lo llegara a justificar, algunas capas de suelo-cemento, de reducido espesor, curado mediante riegos bituminosos o una imprimación reforzada.

5. Estabilización con materiales asfálticos

Los productos asfálticos resultan demasiado viscosos para ser incorporados directamente a un suelo, por tal motivo deben usarse calentados, emulsificados en agua (emulsiones) o rebajados con un solvente, generalmente volátil. Las emulsiones y los asfaltos diluidos son los productos más utilizados para estabilizaciones de suelos.

Los asfaltos diluidos o rebajados más usuales son los de curado medio y lento, aunque en arenas se han también aplicado de curado rápido, obteniéndose un resultado satisfactorio.

Las emulsiones que generalmente se emplean son las de rotura media y lenta; siendo las emulsiones suspensiones muy finas de partículas de asfalto en agua, el asfalto se liga con el suelo cuando la emulsión se rompe (o coagula). Si la rotura ocurre en forma casi inmediata, se tendrá una penetración escasa e inadecuada.

Prácticamente casi todos los tipos de suelo responden a la estabilización con asfalto, pero los mejores resultados se obtienen con arena y gravas arenosas, materiales a los que

el bitumen les proporciona cohesión e impermeabilidad.

Para las características de los materiales a tratar se establecen las siguientes pautas:

- El tamaño máximo de las partículas debe ser menor que un tercio del espesor compactado.
- Más del 50% del material debe pasar por el tamiz N° 4 y más del 35% debe pasar por el tamiz N° 40.
- El material retenido en la malla N° 200 debe estar comprendido entre 10 y 50%.
- El límite líquido debe ser menor a 40%.
- El índice plástico debe ser menor a 18%.

En arenas muy limpias puede haber problemas de falta de adherencia entre el bitumen y los materiales silíceos, lo que se refleja en el desprendimiento del asfalto y por ende la desaparición de sus efectos beneficiosos. Los suelos húmedos pueden presentar el problema de que al añadir más líquido, durante el proceso constructivo, lleguen a una consistencia tal que sea muy difícil compactarlos. En el caso de arenas muy limpias que se presenten húmedas, con un P # 200 mayor al 3%, una pre-estabilización con 2% de cal puede dar buenos resultados para mejorar al adherencia arena-asfalto.

Tanto el contenido de sales, como el de materia orgánica perjudica la adherencia entre el suelo y el bitumen.

Los efectos estabilizantes del asfalto se

registran a través de dos mecanismos. El primero consiste en una liga entre las partículas del suelo, a través del asfalto, situación que se refleja en la cohesión del conjunto, el segundo consiste en la protección del suelo contra la acción del agua. El primer mecanismo es importante sobre todo en suelos granulares, mientras que el segundo resulta beneficioso en suelos cohesivos.

A continuación se tratarán algunos temas de interés sobre las principales propiedades de los suelos estabilizados con asfalto y de los diferentes factores que influyen en su variación.

C Peso volumétrico seco

En la figura 123 se muestra la variación del peso volumétrico seco de las mezclas para distintos porcentajes de asfalto rebajado.

En la parte (a) de la figura 123 se observa como en términos generales, el asfalto rebajado adicionado hace disminuir el peso volumétrico seco al que puede llegarse. Esta disminución no cobra demasiada importancia, ya que mediante la estabilización se produce un mejoramiento en las propiedades mecánicas y/o en la resistencia ante la acción del agua, que compensan con holgura la menor densidad. La parte (b), de la misma figura, demuestra que la adición del asfalto y los líquidos que lo acompañan reduce la necesidad de agua para la compactación.

La adición del asfalto en forma de asfalto rebajado o diluido, conlleva una proporción de solventes volátiles que es importante en el comportamiento de la mezcla obtenida.

Cuanto mayor sea el contenido de bitumen, menor será la pérdida de resistencia por saturación, respecto al suelo no tratado; por otra parte cuando los solventes superan ciertos porcentajes, las resistencias de la mezcla, así como su peso volumétrico seco, disminuyen. Para cada uno de los conceptos indicados, existen contenidos óptimos de solventes, valores que no deben excederse a fin de no disminuir la resistencia más de lo deseable.

En la figura 124 se resume gráficamente lo arriba indicado. Debe tenerse en cuenta que tanto las emulsiones como los asfaltos diluidos, aportan agua y solventes que se añaden a la fracción líquida y consecuentemente incrementan la humedad de la mezcla, debiéndose tal situación considerarse a los efectos de la compactación.

La figura 125 muestra curvas típicas de compactación en laboratorio (AASHTO T180) para varios tipos de suelos finos estabilizados con los porcentajes de asfalto rebajado o diluido que se indican, de curado medio. El contenido de agua con que se elaboró la mezcla, se refiere al total de la fase líquida.

C Resistencia

En la figura 126 se observa la influencia del contenido de solventes en los asfaltos diluidos sobre la resistencia a la compresión simple de las mezclas obtenidas. Respecto al contenido de residuo asfáltico propiamente dicho, puede decirse en términos generales, que cuanto mayor sea, mejor será el comportamiento de la mezcla obtenida, dentro de los límites prácticos. Este

mejoramiento no se refiere necesariamente a las mismas propiedades; en suelos finos el aumento del contenido de bitumen no influye en la resistencia a la compresión simple (figura 126). Así en un suelo limo arcilloso, tratado con emulsión asfáltica, si se mide la resistencia a la compresión simple para distintos porcentajes de emulsión, después de curada la mezcla, la misma se mantiene prácticamente constante. No ocurre lo mismo en suelos de naturaleza friccional, en los que se observa un incremento de la resistencia cuando el contenido de asfalto aumenta hasta cierto límite, ya que si este último crece demasiado, la resistencia se reduce. Además en los suelos finos, el contenido de asfalto influye notablemente si se analiza el comportamiento de la mezcla ante la acción del agua. En la figura 126 se observa el crecimiento de la resistencia para mayores contenidos de asfalto, sobre mezcla rehumedecidas. Esto no quiere significar que se deba incrementar el contenido de asfalto en forma indiscriminada en los suelos finos, ya que dicho aumento desmedido (por solvente de los diluidos o por agua de las emulsiones) traería aparejado una mezcla plástica, y poco resistente.

En la figura 127 se muestra la influencia del tiempo de mezclado del suelo asfalto, sobre la resistencia a la compresión simple de la mezcla. Se ilustran resistencias inmediatamente después de curada la mezcla y después de un rehumedecimiento; se trata de un suelo limo arcilloso tratado con 5% de asfalto diluido. También se presentan datos de esa misma mezcla, a la que se adicionó 2% de pentóxido de fósforo, cuyo efecto en la resistencia es notable en ambos casos.

El tiempo de curado de las mezclas también

influyen en sus resistencias; cuanto mayor sea ese tiempo y mas elevada la temperatura del curado, en el caso de emplearse asfaltos diluidos, mayor será la perdida de solventes. También se cumple que cuanto mayor sea el período de rehumedecimiento a que se somete la mezcla de suelo-asfalto, mayor será la cantidad de agua embebida. La resistencia de un suelo asfalto resultará inversamente proporcional al contenido de solventes en el momento de efectuarse la prueba, de modo que cuanto más solventes se pierdan, mayor será la resistencia obtenida en el ensayo.

C Valor Soporte

El valor de esta propiedad tiene importancia práctica en las mezclas de suelo-asfalto, el VS de las mismas aumenta con el contenido de asfalto hasta un cierto límite y luego decrece. Dado que generalmente se buscan contenidos de asfalto relativamente altos, a fin de lograr mezclas que resistan convenientemente la acción de agua, se debe compatibilizar el porcentaje de bitumen a adicionar de modo que se alcancen niveles razonables en ambos casos (resistencia adecuada y una estabilidad suficiente ante la acción del agua). En laboratorio, se realizan pruebas VS sobre probetas previamente sometidas a un período de inmersión.

En la figura 128 se observa la variación del VS con el contenido de bitumen para mezclas ensayadas después de un período normal de curado y para mezclas sometidas previamente a un baño de inmersión (no se especifica el tiempo de embebimiento).

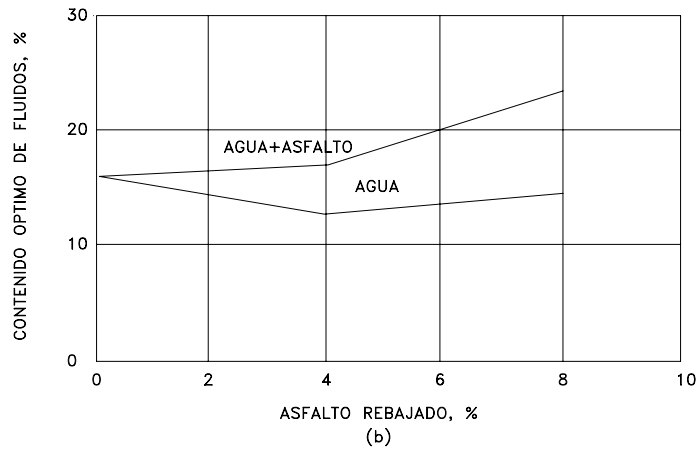
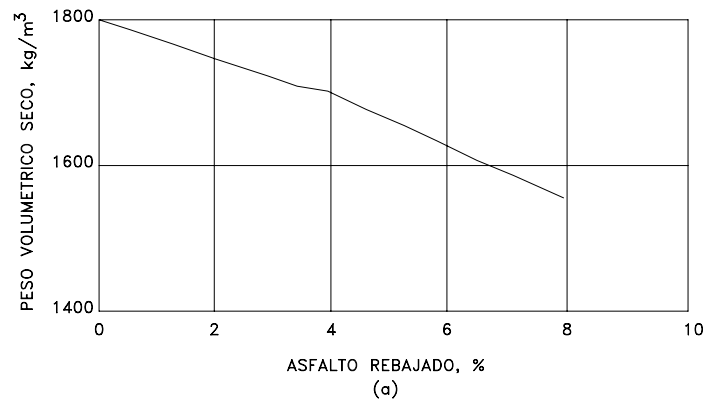


FIGURA 123
VARIACION DEL PESO VOLUMETRICO SECO Y DEL
CONTENIDO OPTIMO DE AGUA, EN ESPECIMENES
ESTABILIZADOS CON ASFALTOS REBAJADOS.

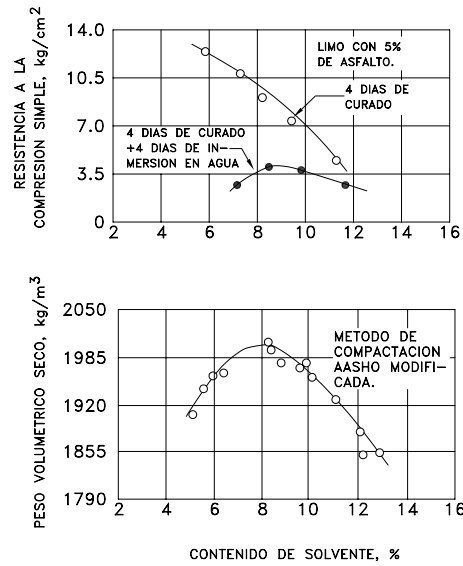


FIGURA 124
 EFECTO EN EL PESO VOLUMETRICO SECO Y EN LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, DEL CONTENIDO DE SOLVENTES EN ESPECIMENES ESTABILIZADOS CON ASFALTO.

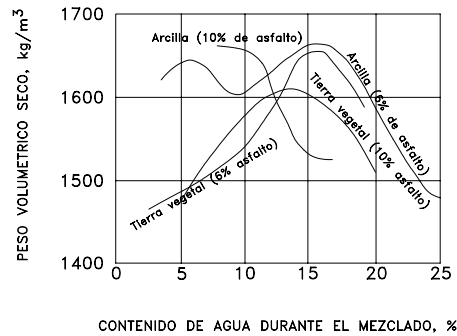


FIGURA 125
 EFECTO DE ESTABILIZACION ASFALTICA DE ESPECIMENES DE VARIOS SUELOS, EN SU COMPACTACION.

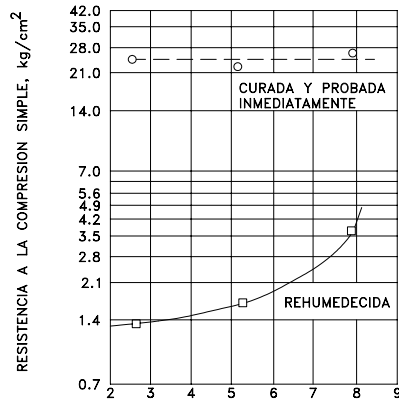


FIGURA 126
EFECTO DEL CONTENIDO DE ASFALTO EN LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE DE ESPECIMENES DE LIMO ARCILLOSO, ESTABILIZADOS CON EMULSION.

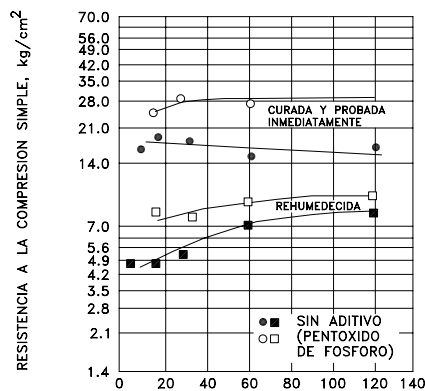


FIGURA 127
EFECTO DEL TIEMPO DE MEZCLADO EN LA RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE DE ESPECIMENES DE LIMO ARCILLOSO ESTABILIZADOS CON 5% DE ASFALTO REBAJADO, CON Y SIN ADITIVO.

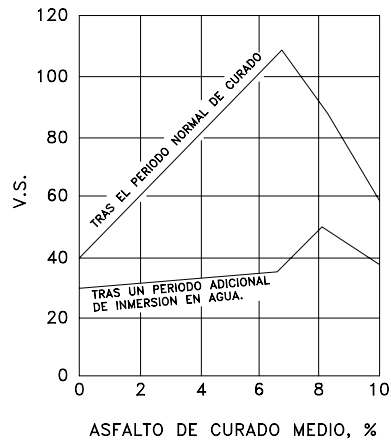


FIGURA 128
 VARIACION DEL V.S. CON EL CONTENIDO DE ASFALTO, EN PROBETAS DE ARENA-GRAVA, PROBADAS TRAS EL PERIODO NORMAL DE CURADO Y DESPUES DE SU INMERSION EN AGUA.

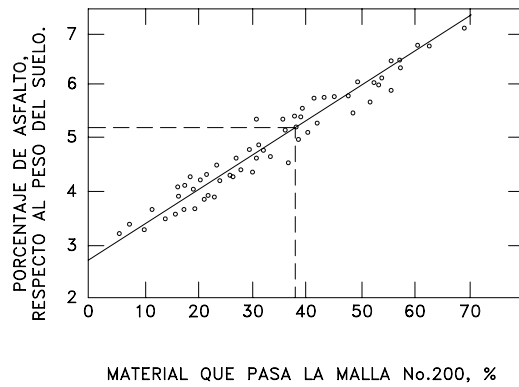


FIGURA 129
 ABACO PARA ESTABLECER EL PORCENTAJE DE ASFALTO EN PROBLEMAS PRACTICOS.

C Estabilidad en Presencia de Agua

La característica indicada es la que se busca cuando se estabiliza con asfalto a los suelos finos de naturaleza cohesiva. Como ya se manifestara, cuando aumenta el contenido de asfalto, se incrementa también la estabilidad de la mezcla ante la acción del agua, hasta un nivel en que los solventes del asfalto diluido hacen crecer en demasía la fase líquida de la mezcla y la tornan excesivamente plástica y poco resistente. Este nivel o grado representa un límite que no se debe sobrepasar, ya que lo que se gana en estabilidad frente a la acción del agua, se pierde en resistencia.

En la figura 129 se pueden estimar los porcentajes de asfalto tentativo para la estabilización de distintos tipos de suelo, en base a la fracción pasante por el tamiz N° 200.

La secuencia constructiva de una capa de suelo-asfalto comprende las siguientes etapas:

- Pulverización del suelo.
- Adición del agua necesaria para un mezclado apropiado.
- Adición del producto asfáltico y mezcla con el suelo.
- Aereación para llegar a un contenido de solventes apropiado para la compactación.
- Compactación .
- Acabado.
- Aereación y curado.

Siendo las operaciones de mezclado y la etapa de reducción de solventes los pasos más delicados.

En suelos arcillosos un alto contenido de

solventes favorece el mezclado y la compactación, por lo que se requiere un período de aereación después de compactar la capa. Cuando se utilizan emulsiones, a fin que se produzca la eliminación de la fracción líquida, es conveniente la colocación de capas de reducido espesor.

Dado que no existe una metodología preestablecida para el diseño de estas mezclas, el proyectista debe actuar de acuerdo a su experiencia y en base a los tipos de prueba de laboratorio que considere convenientes para el caso, ya que las mezclas de suelo asfalto pueden responder como se indicara a objetivos diferentes.

Puede pretenderse lograr la resistencia máxima, en suelos no cohesivos, la que deberá alcanzarse empleando el contenido óptimo de asfalto o puede tenerse como objetivo dar al suelo estabilidad ante la acción del agua, situación frecuente en suelos cohesivos o en suelos friccionales con una fracción fina importante, en cuyo caso los contenidos de bitumen podrán ser más altos, pero previendo que no excedan al límite que compromete la resistencia de la mezcla.

La selección del tipo y cantidad de asfalto se debe hacer mediante ensayos de laboratorio que determinen y comparen características de resistencia y de estabilidad ante la acción del agua.

C DISEÑO DE CAMINOS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO (MÉTODO AASHTO, 1993)

Los requerimientos para el diseño son:

- 1- Predicción del tránsito futuro, en W_{18} .

- 2- Duración de las estaciones anuales.
- 3- Módulo resiliente estacional del suelo de subrasante.
- 4- Módulo elástico (E_{BS} en psi) de la capa de base conformada por agregados.
- 5- Módulo elástico (E_{SB} en psi) de la capa de subbase conformada por agregados.
- 6- Pérdida de serviciabilidad considerada para el diseño (Δ PSI)
- 7- Ahuellamiento admisible (RD en pulgadas) en la capa superficial.
- 8- Pérdida de agregados (GL en pulgadas) en la capa superficial.

Un ejemplo del procedimiento a seguir se desarrolla a continuación, pudiéndose observar en la figura 133 los resultados obtenidos en las distintas etapas del diseño:

Etapa 1: Seleccionar cuatro valores diferentes para el espesor de la base (D_{BS}), que corresponderán a probables soluciones. Para cada una de ellas se preparará una tabla similar a la que se adjunta (figura 130 y 133), ubicando el espesor (D_{BS}) que corresponda a cada alternativa donde se indica (en el ejemplo 8 pulgadas).

Estos requerimientos de diseño, son utilizados en conjunción con la tabla y los nomogramas de diseño que se adjuntan en las figuras 130, 131 y 132.

Planilla para computar el total del deterioro del camino (criterios de serviciabilidad y ahuellamiento) basado en el espesor de la base.

| ESPESOR BASE DBS (pulgadas) | | | | Criterio de Serviciabilidad Δ PSI = _____ | | Criterio de ahuellamiento RD (pulgadas) _____ | |
|--|--|--|---|---|--|---|---|
| (1) Estación (Condición de Humedad de la Subrasante) | (2) Módulo Resiliente de la Subrasante MR(psi) | (3) Módulo Elástico de Base E_{BS} (psi) | (4) Tránsito Proyectado (ESAL) 18 kip (W_{18}) | (5) Tránsito Admisible (ESAL) 18 kip (W_{18}) _{PSI} | (6) Deterioro Estacional W_{18} $(W_{18})_{PSI}$ | (7) Tránsito Admisible (ESAL) (W_{18}) _{Ahuell.} | (8) Deterioro Estacional W_{18} (W_{18}) _{Ahuell.} |
| Invierno (Congelamiento) | | | | | | | |
| Primavera Deshielo (Saturada) | | | | | | | |
| Primavera/otoño (húmeda) | | | | | | | |
| Verano (Seco) | | | | | | | |
| Tránsito Total = | | | Deterioro Total = | | Deterioro Total = | | |

FIGURA 130

Etapa 2: En base a los parámetros de diseño que se adopten Δ PSI y RD se termina de llenar el bloque superior (3.0 y 2.5 pulgadas respectivamente).

resilientes de subrasante (MR) apropiados para cada estación (columna 2), así como también los módulos correspondientes a la base (E_{BS} , en psi, columna 3). Los módulos de base pueden ser proporcionales a los módulos resilientes de la subrasante en las

Etapa 3: Se transcriben los módulos

distintas estaciones. En el ejemplo se utilizó un módulo constante (30,000 psi) ya que parte del espesor de la base se consideró conformando un espesor de subbase que por lo tanto reduce los efectos provenientes de la mayor o menor humedad de la subrasante.

Etapa 4: En la columna 4 se registran los ejes equivalentes a 18 kip (ESAL) distribuidos por estación. De acuerdo a la duración de las mismas se distribuyen proporcionalmente para cada una. Si existiera en algún tramo un período crítico de restricción, se distribuye el número total de ejes equivalentes entre las estaciones en que el tránsito de camiones está

permitido (En el ejemplo, se asumió una duración de 2.5 meses, 1.5 mes; 4 meses y 4 meses para un total de 21,000 ejes equivalentes).

Etapa 5: Mediante el nomograma de la figura 131 se estima el número de ejes admisibles para cada estación acorde a la pérdida de serviciabilidad adoptada. Dichos valores se registran en la columna (5). Si el módulo de la subrasante (durante el período de congelamiento) fuera tal que el valor resultante superara los límites del nomograma, se asume en la práctica un valor de 500,000 ejes de 18.

| ESPESOR BASE DBS (pulgadas) <u>8</u> | | | | Criterio de Serviciabilidad) PSI = <u>3.0</u> | | Criterio de ahuellamiento RD (pulgadas) <u>2.5</u> | |
|--|---|---|---|---|--|---|--|
| (1) Estación (Condición de Humedad de la Subrasante) | (2) Módulo Resiliente de la Subrasante MR(psi) | (3) Módulo Elástico de Base E _{BS} (psi) | (4) Tránsito Proyectado (ESAL) 18 kip (W ₁₈) | (5) Tránsito Admisible (ESAL) 18 kip (W ₁₈) _{PSI} | (6) Deterioro Estacional W ₁₈ <u>(W₁₈)_{PSI}</u> | (7) Tránsito Admisible (ESAL) (W ₁₈) _{Ahuell.} | (8) Deterioro Estacional W ₁₈ <u>(W₁₈)_{Ahuell.}</u> |
| Invierno (Congelamiento) | 20000 | 30000 | 4400 | 400000 | 0.01 | 13000 | 0.03 |
| Primavera Deshielo (Saturada) | 1,500 | 30,000 | 2600 | 4900 | 0.53 | 8400 | 0.31 |
| Primavera/Otoño o (Húmeda) | 3300 | 30000 | 7000 | 8400 | 0.83 | 20000 | 0.35 |
| Verano (Seco) | 4,900 | 30000 | 7000 | 16000 | 0.44 | 29000 | 0.24 |
| Tránsito Total = 21,000 | | | Deterioro Total = 1.81 | | Deterioro Total = 0.93 | | |

Figura 133

Etapa 6: Mediante el nomograma de la figura 132 se estima el número de ejes admisibles para cada estación, de acuerdo al ahuellamiento máximo permitido. Aplicando igual criterio que en la etapa anterior, si por

altos valores de MR se superan los valores límites del nomograma, se asumen 500.000 ejes de 18 kip. Dichos valores se registran en la columna 7.

EJEMPLO

$D_{BS} = 8$ pulgadas.

$E_{BS} = 30,000$ psi

$M_R = 4,900$ psi

$\Delta PSI = 3.0$

SOLUCION: $W_{18psi} = 16,000$ (18Kip ESAL)

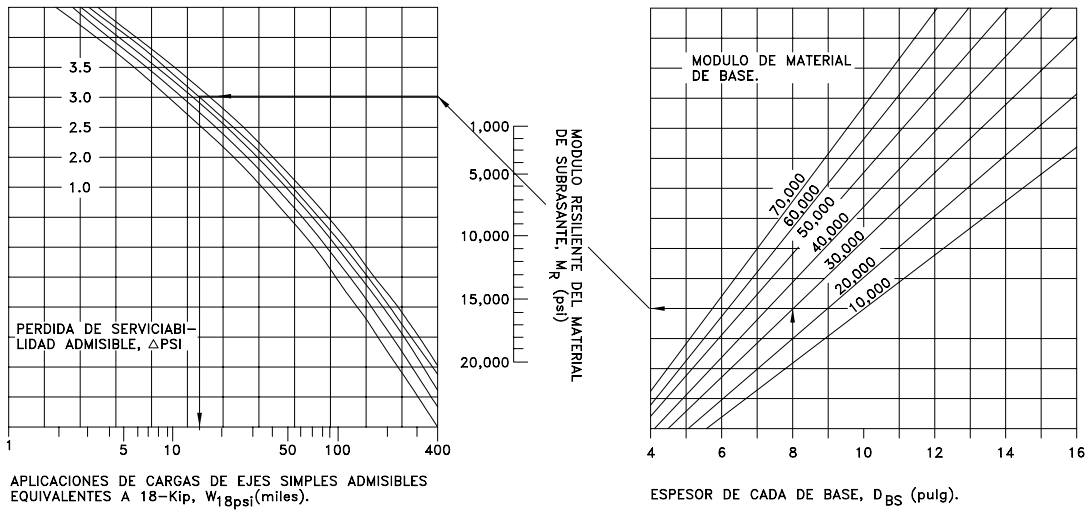


FIGURA 131
 CARTA DE DISEÑO PARA CAMINOS NO PAVIMENTADOS
 CONSIDERANDO LA PERDIDA DE SERVICIABILIDAD ADMISIBLE

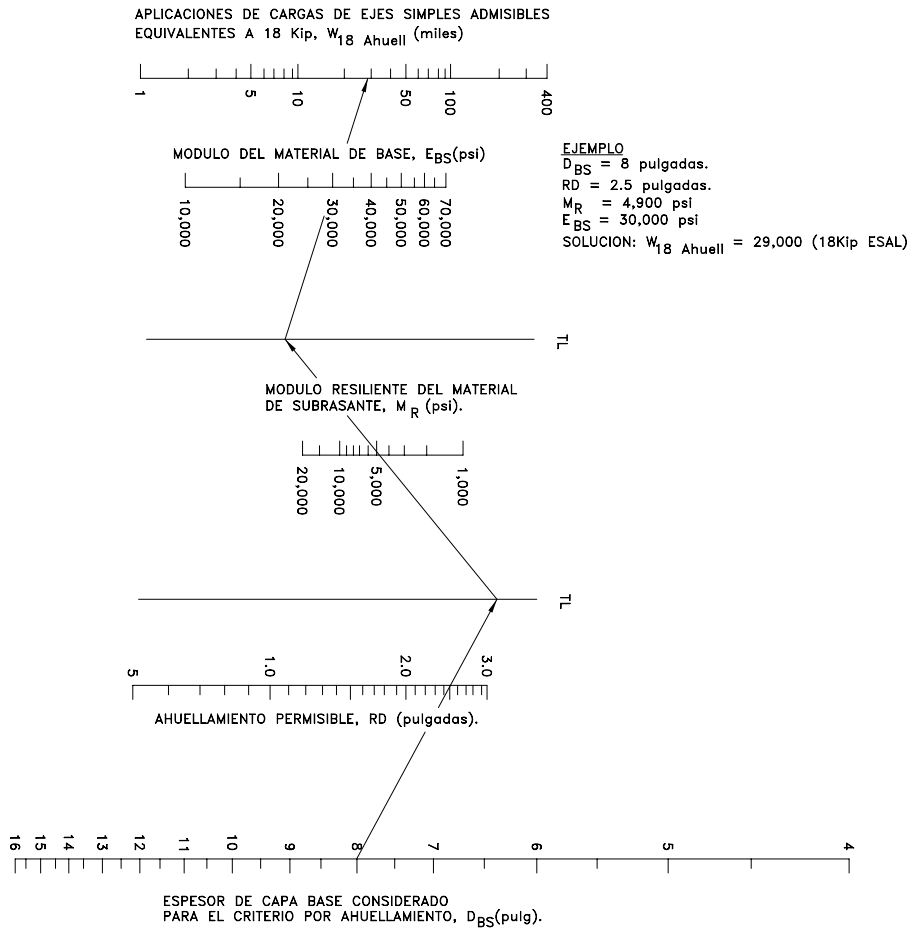


FIGURA 132
 CARTA DE DISEÑO PARA CAMINOS NO PAVIMENTADOS,
 CONSIDERANDO EL AHUELLAMIENTO ADMISIBLE

Etapa 7: Se calcula para cada estación el deterioro en base a la pérdida de serviciabilidad (columna 6, PSI) y al criterio de ahuellamiento (columna 8, RD), dividiendo el número de ejes estimado para el proyecto por el número de ejes admisibles para cada caso.

Etapa 8: Se calcula el total de deterioro en base a ambos criterios, sumando los correspondientes a las distintas estaciones.

Así para las cuatro alternativas de diseño (base granular de distintos espesores) se preparará un gráfico en que se registrarán ambos deterioros totales versus espesor de base (figura 134).

Se adoptará el espesor (\hat{O}_{BS}) que corresponda a un deterioro total igual a 1.00.

En el ejemplo corresponde un valor resultante de $\hat{O}_{BS} = 10$ pulgadas, siendo el criterio de serviciabilidad el que gobierna la situación.

Etapa 9: El valor obtenido será el de diseño si la pérdida de grava es insignificante. En el caso que correspondiera tenerla en cuenta, se ajusta el espesor obtenido mediante la siguiente relación:

$$D_{BS} = \hat{O}_{BS} + (0.5 * GL)$$

Siendo:

GL: el total de pérdida de grava estimado durante el período de diseño (en pulgadas)

Si fuera GL – 2 pulgadas, resultaría

$$D_{BS} = 10'' + (0.5 * 2'') = 11''$$

Etapa 10: En el último paso se debe convertir parte del espesor de base a un espesor equivalente de material de subbase.

Mediante el nomograma de la figura 135 se selecciona primeramente el espesor de base deseado (6 pulgadas en el ejemplo), con el módulo elástico de la subbase ($E_{SB} = 15,000$ psi) y la reducción en el espesor de la base ($11'' - 6'' = 5''$), acorde al módulo de la base ($E_{BS} = 30,000$ psi) se calcula el espesor requerido para la subbase (8 pulgadas).

En la figura 136 se presenta para la Región I de Ee Uu (clima similar al del país 7.5 meses húmedos y 4.5 meses secos), el diseño de caminos no pavimentados, de bajo volumen de tránsito y distintos tipos de suelo de subrasante. Los niveles de tránsito se clasifican en:

Alto 60,000 a 100,000 ejes equivalentes a 18 kip

Medio 30,000 a 60,000

Bajo 10,000 a 30,000

Los valores que se consignan corresponden a espesores de base, para cuyo módulo se asumió $E_{BS} = 30,000$ psi, independientemente de la calidad del suelo de subrasante. Este valor debe ser el usado en la figura 135 para obtener el espesor de subbase, para cuyo módulo (E_{SB}) se adoptará un valor intermedio entre el de la base y el de la subrasante.

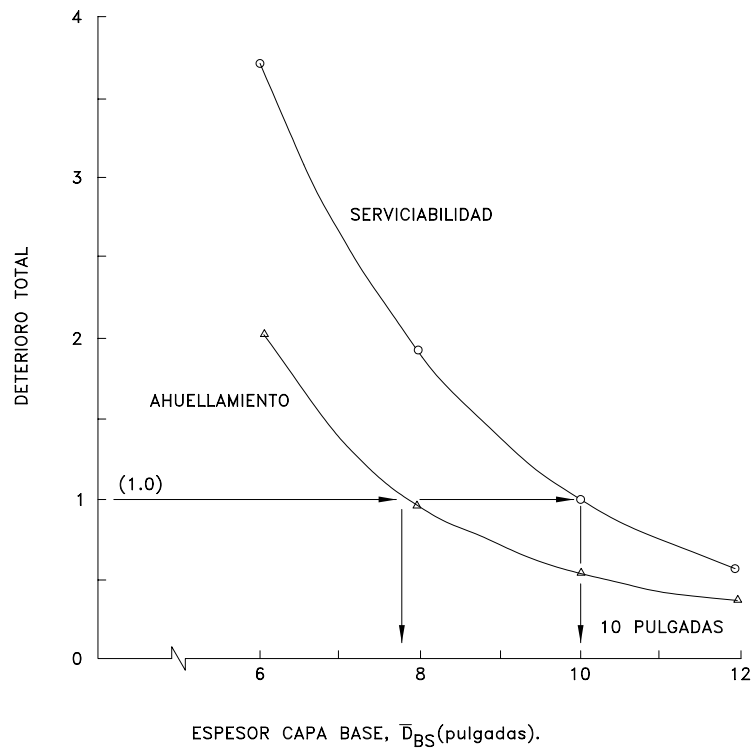


FIGURA 134
EJEMPLO DEL CRECIMIENTO DEL TOTAL DE DETERIORO
VERSUS EL ESPESOR DE LA CAPA BASE, PARA LOS CRITERIOS
DE SERVICIABILIDAD Y AHUELLAMIENTO

EJEMPLO
 $D_{BSI} = 11$ pulgadas.
 $D_{BSf} = 6$ pulgadas.
 $E_{SB} = 15,000$ psi
 $E_{BS} = 30,000$ psi
SOLUCION: $D_{SB} = 8$ pulgadas.

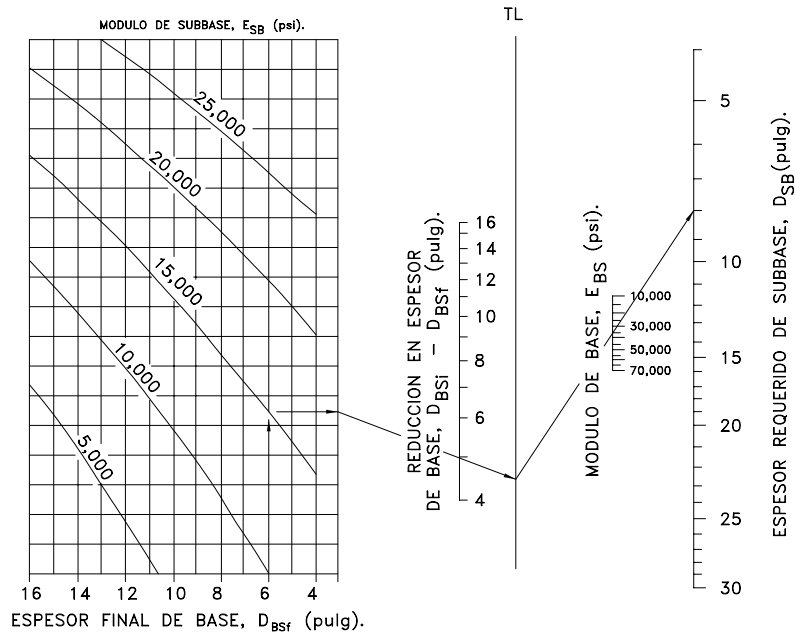


FIGURA 135
 CARTA PARA CONVERTIR UNA PARTE DEL ESPESOR DE
 LA CAPA BASE EN UN ESPESOR EQUIVALENTE DE
 DE SUBBASE

FIGURA 136

VALORES RECOMENDADOS PARA ESPESORES DE BASE (en pulgadas)

| Calidad de subrasante | Nivel de tránsito | Región I |
|-----------------------|-------------------|----------|
| Muy buena | Alto | 8* |
| | Medio | 6 |
| | Bajo | 4 |
| Buena | Alto | 11 |
| | Medio | 8 |
| | Bajo | 4 |
| Regular | Alto | 13 |
| | Medio | 11 |
| | Bajo | 6 |
| Pobre | Alto | ** |
| | Medio | ** |
| | Bajo | 9 |
| Muy mala | Alto | ** |
| | Medio | ** |
| | Bajo | 11 |

* Espesor requerido en pulgadas

** Se recomienda un diseño de pavimento de más alto nivel.

ANEXO: DISEÑO DE CAMINOS NO PAVIMENTADOS

C MEJORAS PROGRESIVAS: ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CAL relación en peso entre los componentes hidraulizantes (sílice, alúmina y óxido de hierro) y el CaO:

Cal Hidratada. Cal para corrección o estabilización de suelos.

$$i = \frac{SiO_2 + Al_2O_3 + Fe_2O_3}{CaO}$$

Se denomina cal aérea a la que se endurece al aire mediante un proceso de desecación, cristalización y carbonatación; denominándose cal hidráulica a aquella cuyos componentes hidraulizantes aseguran su endurecimiento bajo el agua.

Según Vicat en las cales aéreas $i < 0.10$ y en las cales hidráulicas varía de 0.10 a 0.50. Tanto las cales aéreas como las hidráulicas, son del tipo hidratado (hidróxido de calcio, o hidróxido de calcio y magnesio), o no hidratadas, cal viva o quicklime (óxido de calcio o de magnesio, o combinaciones de ambos).

Siendo el Índice de hidraulicidad (i) la

Para la estabilización de suelos con cal, los tipos más empleados son la cal aérea hidratada y la cal hidráulica hidratada cuya comercialización en forma de polvo envasado en bolsas facilita su manipulación y transporte, existiendo también la posibilidad de su venta a granel; la cal viva (no hidratada) se comercializa en terrones, estando limitado su uso por los riesgos que presenta su manipuleo, ya que por su intensa avidez de agua produce efectos cáusticos.

En general las cales aéreas hidratadas producen con menor porcentaje de cal el mismo efecto que las cales hidráulicas hidratadas, situación que implica una economía en su utilización.

En la práctica vial se deben distinguir dos tipos de tratamientos con cal:

1-. Tratamiento de materiales granulares (capa base), que generalmente registran una fracción P#Nº 40 < 50%, se les adiciona del 2% al 4% de cal referido a su peso seco, a fin de mejorar la calidad del binder cuando corresponda.

2-. Mejoramiento de subrasante, capa de recubrimiento o subbase, cuando se trata de suelos arcillosos. Los porcentajes de cal a adicionar varían del 2% al 8% según de que tipo de tratamiento se trate, distinguiéndose en este caso dos clases de interacción suelo-cal.

2-a Corrección del suelo con cal: los cambios de propiedades se producen rápidamente y conducen a un material de mejor calidad vial que el original; el fenómeno se traduce en un desplazamiento de la curva granulométrica hacia el lado grueso y en una reducción de la sensibilidad al

agua que se refleja en menores cambios de volumen por la variación del contenido de humedad. Los porcentajes de cal requeridos para esta corrección del suelo oscilan entre un 2% y un 4% referido a peso del suelo seco.

2-b Estabilización del suelo con cal: se requiere un mayor porcentaje de cal que para el caso anterior (del 4% al 8%) . Se desarrollan fuerzas de cohesión generadas por un proceso de cementación, que une a las partículas dando origen a una matriz cuando el suelo ha sido compactado. Esta matriz confiere a la capa una menor deformabilidad bajo cargas que el suelo sin estabilizar en condiciones similares. Estos cambios se desarrollan gradualmente en función del tiempo, siendo altamente favorecidos por la compactación y un curado húmedo; simultáneamente en presencia de altas temperaturas la evolución del fenómeno es más rápida. Un mayor grado de pulverización del suelo coadyuva a acelerar el proceso. En igualdad de otros factores el desarrollo de la acción cementante depende fundamentalmente de la naturaleza mineralógica de las fracciones arcillosas presentes en cada suelo.

La experiencia, la técnica y la práctica vial en sí, indican que la adición de un reducido porcentaje de cal aumenta la trabajabilidad o posibilidad de mezclado efectivo en suelos altamente plásticos, siendo su efecto sobre la resistencia prácticamente nulo. Cantidades adicionales de cal aumentan su capacidad portante; es decir que en una primera

instancia se debe satisfacer la afinidad del suelo por la cal y que la reacción cementante requerida para producir un aumento de resistencia no se produce hasta que no se satisfaga dicha afinidad.

La evolución de este proceso es fácilmente comprobable mediante ensayos de probetas a la compresión inconfiada, conformadas por suelo arcilloso con distintos porcentajes de cal, compactadas y curadas previamente a ser ensayadas.

Desde el punto de vista de la corrección o estabilización de un suelo se denomina Cal Util Vial (C.U.V.) a la cal que de origen o liberada es capaz de reaccionar física y químicamente con el suelo, produciendo cambios en sus propiedades y cementación entre las partículas que conforman su estructura. Se deduce así que la determinación de la C.U.V., por cualquier procedimiento o ensayo, permitirá correlacionar las dosificaciones de suelo-cal de acuerdo a sus respectivos % de C.U.V., ya sea expresado en hidróxido de calcio (Ca(OH)₂) o en óxido de calcio (OCa).

Los efectos de la cal en las características de los suelos se indican a continuación:

- C Influye sobre la granulometría del suelo.
- C Modifica las constantes físicas del suelo.
- C Reduce el hinchamiento volumétrico de los suelos.

- C Actúa sobre el peso por unidad de volumen (densidad) de los suelos y sobre su humedad óptima (se incrementa).
- C Incrementa la resistencia del suelo.
- C Modifica el nivel del acidez del suelo.

En este último fenómeno se basa el criterio aplicado para definir el porcentaje de cal necesario y suficiente para estabilizar un determinado tipo de suelo (pH \leq 12,30; AASHTO M 216).

Al incorporarse cal a un suelo arcilloso, se produce la sustitución del ión H por el ión Ca, modificándose el pH del suelo, ya que de condición ácida pasa a ser netamente alcalino.

Sabido es que cuando hay un predominio del ión H, la dispersión es de carácter ácido; si la concentración de iones H y (OH) es similar se obtiene un estado neutro (pH \approx 7,0) y cuando existe una combinación de sales, especialmente de Ca, Mg y Na, se genera en la dispersión del suelo un predominio de iones (OH) con respecto a los H, resultando así la dispersión de carácter alcalino. En cualquiera de estos casos la relación se mide en término de concentración de iones H y se expresa logarítmicamente en valores de pH, que es el logaritmo de la recíproca del valor de la concentración del hidrógeno, en iones (H).

Para soluciones neutras o agua pura el valor del pH = 7,0; en suelos se encuentran usualmente los siguientes valores:

| Condición | pH |
|-----------------------|---------|
| Muy alcalino | > 8.0 |
| Alcalino | 7.4-8.0 |
| Neutro | 6.6-7.3 |
| Ligeramente ácido | 6.0-6.5 |
| Moderadamente ácido | 5.5-5.9 |
| Fuertemente ácido | 5.0-5.4 |
| Muy fuertemente ácido | 4.3-4.9 |
| Extremadamente ácido | <4.3 |

A los efectos de determinar el porcentaje óptimo de cal, se citan a continuación experiencias llevadas a cabo por Chester Mc Dowell ("Evaluation of soil-lime stabilization Mixtures; H.R. Record N° 139; 1966), los resultados que permitieron llegar al ábaco que se adjunta (Fig. 13) provienen de ensayos de laboratorio y de observaciones y análisis efectuados sobre caminos en servicio, en el Estado de Texas, por un período superior a los 10 años, y su correspondiente correlación. Este ábaco figura también en la norma AASHTO T-220, que versa sobre la determinación de la resistencia a la compresión inconfínada de mezclas de suelo-cal; dicho ábaco se utiliza para fijar el porcentaje de cal que debe emplearse al preparar las probetas que a posteriori se ensayarán a la compresión simple.

El suelo a utilizar se individualiza por su Índice Plástico y por el porcentaje que pasa el tamiz N° 40, ambas determinaciones se deben hacer por vía húmeda. El ábaco muestra distintas curvas que representan diversos porcentajes de cal, referido a peso de suelo seco.

En el diagrama se entra con el I.P. del suelo en la abscisa superior, se baja paralelamente a la curva más cercana hasta cortar con una horizontal que proviene del porcentaje de la

fracción que pasa el tamiz N° 40 del suelo.

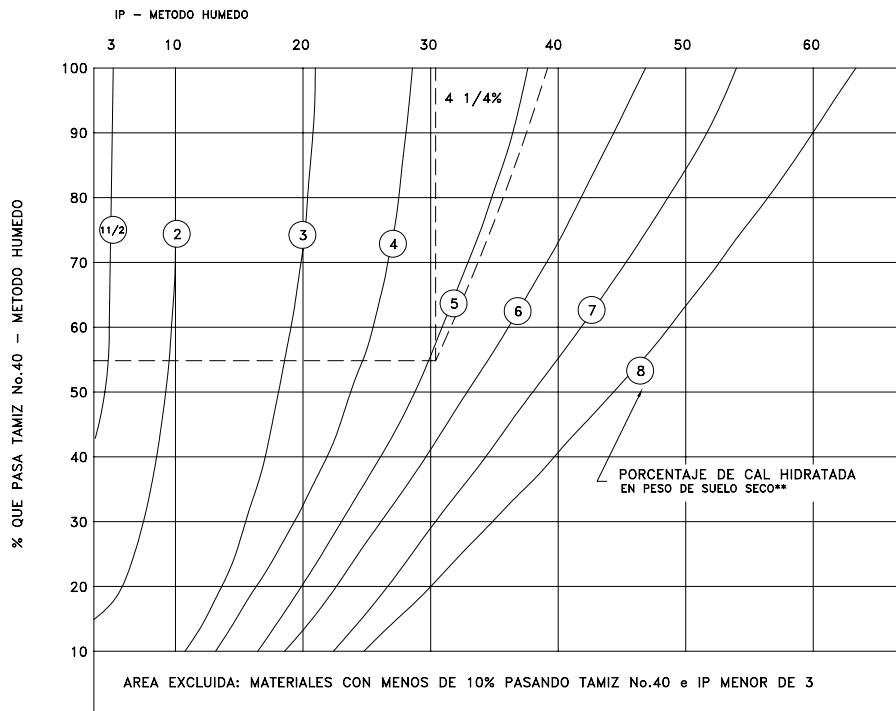
Desde ese punto de intersección se levanta una vertical hacia arriba, donde se lee el porcentaje de cal requerido para la estabilización.

En el caso del ejemplo de la Figura 13, para un suelo de IP = 39% (por vía húmeda) y un P#N° 40 = 55% (por vía húmeda), el porcentaje de cal requerido para la estabilización de ese suelo es de 4.25%. Se observa en el diagrama que cuanto mayor sea la fracción pasante por el tamiz N° 40 (suelo más fino), mayor será el porcentaje de cal requerido para similar plasticidad y cuanto mayor sea el IP (arcilla de mayor actividad), mayor será la cantidad de cal requerida para igual porcentaje de pasa tamiz N° 40.

Cabe aclarar que este ábaco fue hecho para cales hidratadas con una fracción pasante por el tamiz N° 200 \$ 85% y con más de 90% de hidróxidos de Ca y/o Mg. Es lógico pensar que cales que no registren esa finura y/o esa pureza (expresada como % C.U.V.), obligarán a la adición de un mayor porcentaje de cal. Asumiendo igual nivel de fineza (P#N° 200 \$ 85%) y un % de (HO)₂Ca del 60%, correspondería adicionar un 6,4% de cal para obtener efectos similares sobre el mismo suelo.

PORCENTAJES DE CAL RECOMENDADOS PARA LA ESTABILIZACION DE SUBRASANTES Y BASES (H.R.B. 139,1966)

DICHOS PORCENTAJES DEBEN SER CONFIRMADOS MEDIANTE ENSAYOS PARA CADA SUELO PARTICULAR



** PORCENTAJE DE CAL RELATIVAMENTE PURA CON MAS DE 90% DE HIDROXIDOS Ca Y/O Mg Y MAS DE 85% QUE PASA TAMIZ No.200

FIGURA 13

Lo manifestado significa que es necesario corregir los porcentajes obtenidos del ábaco en base a las características del suelo, de acuerdo a las propiedades de la cal disponible en cada caso.

Además la aplicación del ábaco implica que las técnicas constructivas sean las correctas, es decir un adecuado proceso de distribución y mezclado, pulverización del suelo hasta que más del 60% pase por el tamiz N° 4 y una correcta compactación, además de tomar los recaudos necesarios para que no se produzca un exceso de carbonatación; los porcentajes de cal obtenidos del ábaco, corregidos o no (según sea el % Ca (HO) < 90% o \geq 90%) deben ser siempre ratificados mediante ensayos de laboratorio, efectuados sobre el suelo que se desea estabilizar y con distintos porcentajes de la cal a adicionar.

En la norma AASHTO T220 se indica explícitamente debajo del ábaco de la Figura 13, que el porcentaje de cal obtenido es el que corresponde para la estabilización de subrasantes y capa de base cuando se requiere un efecto perdurable a través del tiempo.

Para un resultado temporal satisfactorio alcanza con el uso de un porcentaje reducido a un valor tal como la mitad del resultante del ábaco.

Cuando se utilizan los términos "efectos perdurables" o "resultado temporal" se refieren al fenómeno de cementación.

Cuando se seleccionan los porcentajes óptimos de cal a utilizar en obra, debe tenerse en cuenta que durante los procesos constructivos siempre se pierde parte de la

misma, ya sea en la descarga, por acción del viento, por carbonatación en contacto con el aire, etc, por lo que es aconsejable utilizar en obra un pequeño porcentaje por arriba del valor resultante de los ensayos.

C MEJORAS PROGRESIVAS: ESTABILIZACIÓN DE SUELOS CON CEMENTO

Dentro de los suelos tratados con cemento se pueden considerar:

1-. Suelo modificado por cemento, que es una mezcla íntima de suelo pulverizado, cemento y agua, generalmente no endurecida o semi-endurecida.

La cantidad de cemento requerida para lograr una modificación del suelo, puede medirse por los cambios en las constantes físicas (I.P.), incrementos en el valor portante o reducción en los cambios volumétricos ante la presencia de agua.

2-. El suelo-cemento, en cambio, es el material endurecido que se obtiene cuando una mezcla íntima de suelo pulverizado, cemento y agua es compactada previamente a la hidratación del cemento.

El porcentaje de cemento portland adecuado se establece en función de la durabilidad de la mezcla y secundariamente se determina su resistencia a la compresión simple.

La acción estabilizante del cemento sobre los suelos es prácticamente similar a la de la cal, con la diferencia en que la cementación es más activa y más rápida, tratándose de otro tipo de reacción.

La práctica vial ha demostrado que existen tres principios fundamentales que se deben seguir en la elaboración del suelo cemento, a fin de obtenerse un buen comportamiento en servicio, es decir una mezcla estable y durable:

- 1-. Incorporación de la humedad óptima que coincide con la que corresponde al suelo solo con igual energía de compactación; dicha cantidad de agua es suficiente para hidratar al cemento y alcanzar la densidad máxima.
- 2-. Compactación uniforme y a la máxima densidad, previamente a la hidratación del cemento.
- 3-. Incorporación de la cantidad de cemento suficiente para que el porcentaje de pérdida en peso, en los clásicos ensayos de durabilidad sea inferior a los límites establecidos.
- 4- Ensayos de compresión confinada (7 días de curado)

El contenido de cemento se fijará mediante los ensayos de durabilidad: ciclos de humedecimiento y secado. Cabe aclarar que estos ensayos se realizan después de colocar las probetas 7 días en cámara húmeda, es

decir a posteriori de hidratarse y endurecerse el cemento.

Los materiales que conforman la mezcla como ya se indicara son:

Cemento Portland: puede emplearse cualquier tipo de cemento portland aprobado.

Agua: Debe ser limpia y libre de cantidades perjudiciales de álcalis , ácidos o materia orgánica.

Suelo: cualquier tipo de suelo; no necesariamente deberán estar constituidos por agregados bien graduados, ya que la estabilidad se obtiene principalmente por la hidratación del cemento y no por la cohesión y fricción interna propia de los materiales.

A continuación se indican los contenidos normales de cemento para suelos de distintos grupos (clasificación HRB) valores que se deben ratificar o rectificar mediante los ensayos de durabilidad indicados, pero que en una primera instancia se pueden tomar para estimaciones de costos y como porcentajes iniciales en las pruebas de laboratorio.

LÍMITES NORMALES DE LOS CONTENIDOS DE CEMENTO EN LOS SUELOS

| GRUPO DE SUELO (HRB) | % EN VOLUMEN | % EN PESO |
|----------------------|--------------|-----------|
| A _{1-a} | 5-7 | 3-5 |
| A _{1-b} | 7-9 | 5-8 |
| A ₂₋₄ | 7-10 | 5-9 |
| A ₂₋₅ | 7-10 | 5-9 |
| A ₂₋₆ | 7-10 | 5-9 |
| A ₂₋₇ | 7-10 | 5-9 |
| A ₃ | 8-12 | 7-11 |
| A ₄ | 8-12 | 7-12 |
| A ₅ | 8-12 | 8-13 |
| A ₆ | 10-14 | 9-15 |
| A ₇ | 10-14 | 10-16 |

En base a los valores ilustrativos que se indican, se procederá a efectuar el ensayo de durabilidad por humedecimiento y secado de probetas de suelo-cemento que previamente se habrán colocado 7 días en cámara húmeda.

El contenido de cemento será tal que la pérdida del peso del suelo-cemento no sea superior a los límites que se indican para cada tipo de suelo:

| SUELOS | % DE PÉRDIDA |
|-----------------------|--------------|
| A-1, A2-4, A2-5 y A-3 | #14% |
| A2-6, A2-7, A4 y A-5 | #10% |
| A-6 y A-7 | #7% |

Si bien son fundamentales las características mecánicas de la mezcla (resistencia a la compresión), es fundamental también que dicha característica perdure durante su comportamiento en servicio, por tal motivo se procede a efectuar previamente el ensayo de durabilidad indicado. La resistencia a la compresión de suelo-cemento tiene un significado relativo; altas resistencias a la compresión obtenidas con un suelo-cemento no indican que sea apto para ser utilizado.

Se han obtenido mezclas que con 8% de cemento (7 días de curado), acusaban una $R_c=35\text{Kg/cm}^2$ y que, sometidas al ensayo de pérdidas por humedecimiento y secado,

apenas soportaban hasta desintegrarse totalmente uno ó dos ciclos; en cambio, otros tipos de suelos, con apenas una $R_c=21\text{Kg/cm}^2$ podían soportar todos los ciclos acusando al final del ensayo una pérdida de peso menor que la establecida como admisible. Si bien existe una cierta relación entre la R_c y la durabilidad, se manifiesta generalmente en los suelos granulares (A-1, A-2, A-3), por lo que siempre se recomienda recurrir a los ensayos de durabilidad, no sólo al de humedecimiento y secado sino también al de congelación y deshielo (AASHTO T136), aunque en la región en que se deba emplear el suelo-cemento no se produzcan esas alternativas climáticas. En suelos salinos, la acción perniciosa de las sales se detecta más fácilmente en los ensayos de congelamiento y deshielo.

En general se recomienda hacer ambos ensayos a fin de estimar el contenido apropiado de cemento, ya que los mismos no miden solamente la durabilidad sino que miden, esencialmente, la resistencia estructural del material.

Durante el proceso constructivo se debe tener en cuenta la influencia de la densidad, de la humedad de compactación, retardo de la compactación y del grado de pulverización del suelo, sobre la calidad del suelo-cemento.

ORDENAMIENTO E INSTRUCCIONES DE LOS TRABAJOS INHERENTES A ESTUDIOS Y PROYECTOS DE CAMINOS

1- CONSIDERACIONES GENERALES

Los procedimientos a ser seguidos en los distintos trabajos que requiere el diseño de un proyecto de camino, después de efectuarse las etapas preliminares de ubicación general de traza y estudios de factibilidad técnico económica, comprenden tres elementos fundamentales:

- 1- Obras básicas
- 2- Suelos, materiales, fundaciones y pavimento
- 3- Puentes

Para la materialización de los elementos 1 y 2 se requiere efectuar trabajos en campaña, en laboratorio y en gabinete de distinta naturaleza y con puntos comunes de intercambio de información.

El estudio y proyecto de puentes (3) es un elemento condicional que puede existir o no en cada proyecto.

El objetivo de un diseño es obtener un juego de documentos de proyecto que respondan al criterio de diseño adoptado, que faciliten la licitación y la posterior construcción de los distintos elementos del mismo.

Si bien en este capítulo se tratará con mayor detalle el rubro relativo a suelos, materiales, fundaciones y pavimentos (2), se considera de utilidad mencionar las tareas que involucra el rubro obras básicas (1), pudiendo clasificarse las mismas en a) trabajos de campaña y b) trabajos de gabinete, como así también toda la documentación técnica requerida para una correcta licitación y una

eficiente construcción.

1- a) Trabajos de campaña

1-a-1- **L e v a n t a m i e n t o s** planimétricos: comprende esencialmente dos operaciones el alineamiento y la planimetría.

1-a-2 Levantamientos altimétricos: comprende la colocación de puntos fijos, su nivelación y cierres sobre puntos de cota conocida; la nivelación del eje; el levantamiento de perfiles transversales y los levantamientos requeridos para las obras de desagües.

1-a-3 **L e v a n t a m i e n t o s** planialtimétricos para intersecciones y cruces.

1-a-4 Estudios de napa freática y aguas superficiales.

1-b) Trabajos de gabinete

1-b-1 Planos, el juego de planos a ser presentado estará integrado por: carátula; planimetría general; perfiles tipos de obra básica y estructura del pavimento*; planimetría de detalle; planos de intersecciones, diagrama de movimiento de suelos; perfil de suelos*; planimetría general de yacimientos*; planos de yacimientos*; planos de detalle; perfiles transversales y perfiles de desagüe; planos de traslado

de líneas aéreas (el contenido de los planos marcados (*) responderá a las instrucciones de Estudio de Suelos, M a t e r i a l e s , Fundaciones y Pavimentos).

- 1-b-2 Informe de Ingeniería, estará conformado por: información general; relevamiento planialtimétrico; suelos y materiales*; pavimento*; obra básica; estudios de drenaje; tránsito; intersecciones, estudios de costos; misceláneas (el contenido de los informes marcados(*) responderá a las instrucciones de Estudio de Suelos, Materiales, Fundaciones y Pavimentos).
- 1-b-3 Especificaciones, cálculos y presupuesto, estará integrado por: Memoria descriptiva; Pliego General y Complementario de condiciones; Pliego Complementario de Especificaciones; Pliego de Especificaciones Generales (mediante referencias); Cálculos métricos y Presupuesto.

Considerando que para cumplir con su función las inspecciones o supervisiones de obra, sólo cuentan con un instrumento legal que está constituido por la documentación del Contrato (Condiciones y Especificaciones,

Cálculo métrico y Planos de Obra), huelga decir la fundamental importancia que se le debe dar a dichos documentos.

2- SUELOS, MATERIALES, FUNDACIONES Y PAVIMENTOS

C Consideraciones Generales

El estudio de suelos, materiales, fundaciones y pavimentos comprende una investigación exhaustiva de suelos de subrasantes y capas inferiores, materiales de préstamos, agregados comerciales, fundaciones y todo otro estudio requerido para el proyecto.

Las actividades a desarrollar son:

- a- Recopilación de la información disponible sobre mapas de suelos existentes, mapas geológicos, fotografías aéreas e información proveniente de reparticiones viales de los suelos de la zona del proyecto.
- b- Reconocimiento preliminar de los suelos y materiales del proyecto.
- c- Determinar el tipo y ubicación de las perforaciones a efectuar.
- d- Clasificar visualmente todos los materiales provenientes de las perforaciones.
- e- Tomar muestras de materiales para ensayos de laboratorio (representativas y en cantidad suficiente), de traza y de yacimientos.
- f- Preparación de planillas de cada perforación.
- g- Desarrollar todos los ensayos requeridos de campo y de laboratorio, sobre suelos, materiales y mezclas de materiales.
- h- Efectuar los diseños de pavimentos, estudio de costos y seleccionar la

- alternativa técnico-económica óptima.
- i- Analizar las especificaciones complementarias que se consideren necesarias.
 - j- Si se requirieran estudios suplementarios preparar un programa adicional para su ejecución.
 - k- Recopilación de toda la información obtenida.
 - l- Preparación de láminas, planos y planillas correspondientes a: ensayos, perfil edafológico, descripción y ensayos de yacimientos, perfiles geotécnicos para fundaciones, estudios adicionales realizados, etc.

Se destaca la importancia de que el estudio someramente indicado sea dirigido y supervisado por un profesional experimentado, ya que generalmente a las numerosas variables que entran en juego, se adiciona un reducido plazo de tiempo para su ejecución. Se debe tener en cuenta que para una de las primeras operaciones a realizar (estudio de suelos de traza), es necesario contar con la planialtimetría del trazado. Situación que lleva a tener que esperar que las brigadas o comisiones topográficas hayan terminado sus actividades (de campo y de gabinete) y el ingeniero proyectista haya definido el perfil longitudinal de la rasante, acorde además a los estudios hidrológicos e hidráulicos efectuados por el profesional especializado en drenaje.

Los estudios de suelos, materiales, fundaciones y pavimentos comprenden trabajos de campaña, de laboratorio y de gabinete. En dicho orden serán desarrollados a continuación.

2-a) Trabajos de campaña

Dicha actividad permitirá confeccionar el perfil de suelos de la traza, la investigación completa de yacimientos y agregados comerciales y los estudios de suelos para fundaciones.

2-a-1 Perfil de suelos y ensayos

Las perforaciones se realizarán a lo largo del eje del trazado con una separación máxima de 300m en zonas de terraplén y de 200m en zonas de desmonte, debiéndose realizar perforaciones intermedias cuando en dos muestras consecutivas se registren distintos tipos de suelos. Las profundidades de perforación serán hasta la línea de desagüe y como mínimo de 1,50m, bajo el terreno natural en zonas de terraplén y de 1,00m bajo la línea de rasante estimada en zonas de desmonte.

Se volcarán todos los datos y resultados de ensayos a un plano en escala conveniente para representar el perfil edafológico de la traza, se indicará además la rasante y el fondo de cuneta.

2-a-2 Investigación de yacimientos

Se tratará de localizar yacimientos dentro de una distancia de acarreo reducida.

Las perforaciones para la investigación de los materiales que conforman el yacimiento se efectuarán por lo menos cada 50m y en ambas direcciones, debiéndose generalmente realizar perforaciones para delimitar el área a utilizar. La profundidad debe alcanzar por lo menos 0.30m bajo la cota inferior del material en estudio.

Para cada yacimiento se debe describir la forma de extracción del material, la necesidad de limpieza y desbosque del yacimiento, el volumen de destape, el volumen aprovechable y la posible utilización del material por sus características físicas y de durabilidad. Debe considerarse además el posible empleo del material de destape para conformar el terraplén proyectado, siempre que resulte económicamente factible.

Los yacimientos seleccionados para su utilización deberán ser correctamente ubicados dentro de la propiedad, debiendo consignarse en los planos correspondientes:

- C Nombre y domicilio del Propietario
- C Superficie total del yacimiento
- C Destape promedio del yacimiento
- C Volumen de destape
- C Espesor del manto aprovechable y volumen del mismo
- C Desbosque y destronque si se requiere efectuar
- C Distancia a la traza en estudio
- C Mojoneros colocados.

La planimetría general de los yacimientos deberá indicar como mínimo el eje de la traza, los yacimientos factibles a utilizar en la obra, los caminos de acceso y la distancia hasta el eje del estudio.

2-a-3 Agregados comerciales

Los estudios sobre agregados comerciales incluirán la identificación, ubicación y capacidad productiva de las canteras comerciales cercanas, juntamente con los resultados de los ensayos realizados sobre materiales representativos, producidos en la misma cantera.

2-a-4 Estudio de fundaciones

Los ensayos relativos a los suelos correspondientes a estudios de fundaciones incluirán determinación de humedad natural, ensayo normal de penetración (S.P.T.), análisis mecánico, pesos específicos, límites de Atterberg y Clasificación por el Sistema Unificado (ASTM-2487); siendo conveniente incluir otras características tales como color, presencia de materia orgánica, clasificación mineralógica y petrográfica y toda otra aquella propiedad que pudiera considerarse de interés. Si fuera necesario realizar ensayos de corte directo, compresión simple o triaxial se efectuarán sobre muestras indisturbadas.

2-a-5 Otros estudios

Se deberá investigar otras condiciones que redundarán en beneficio del proyecto, tales como: suelos colapsibles, expansivos, susceptibles de erosión, asentamientos, deslizamientos de taludes, provisión de agua apta para la construcción, requerimientos sobre estabilización de suelos, etc.

2-a-6 Programa suplementario de investigaciones

Considerando todo lo anteriormente indicado como un programa básico, podrá surgir la necesidad de estudios adicionales para llegar a un correcto diseño. En tal caso se deberá preparar un programa de trabajo que incluirá la justificación de las tareas a realizar, su planeamiento y la descripción detallada de las tareas de campo, laboratorio y gabinete que se adicionen.

Dicho programa suplementario podría

incluir:

- C Toma de muestras en calicatas y ensayos.
- C Sondeos en cursos de agua y zonas inundables.
- C Ensayos de carga.
- C Extracción de muestras para estudios de consolidación.
- C Muestreo con extractor de muestras especiales.
- C Perforaciones en roca y extracción de testigos.
- C Estudios detallados sobre distintos tipos de estabilizaciones.
- C Otros estudios.

A fin de complementar el texto relativo al trabajo en campaña, se harán algunas consideraciones sobre tipos de perforaciones, antes de entrar en el tema relativo a trabajos de laboratorio.

2-a-7 Las perforaciones consistirán en pozos a cielo abierto, perforaciones a barreno o sondeos. El tipo a utilizar será el adecuado para obtener las muestras requeridas y la confección de un perfil de suelos preciso.

- Pozos a cielo abierto (calicatas).

Serán generalmente de 1m × 2m, pudiéndose excavar a mano o a máquina. Normalmente se usan para investigar los suelos de la traza y materiales de yacimiento, donde la profundidad del estudio se limita a 3,00m. Una de las paredes será lo más vertical posible para extraer las muestras. Terminada la excavación, las muestras de cada tipo de material que se presenten deben extraerse

mediante un corte uniforme de la caras del pozo y en el espesor total de cada capa. La muestra extraída se colocará cuidadosamente sobre una tela o bandeja garantizándose que no sea adulterada su representatividad por otros materiales (contaminación), se mezclará adecuadamente antes de ser colocada en bolsas o sacos rotulados (número de muestra, tramo, sección, progresiva, profundidad, fecha, responsable del muestreo).

- Perforaciones a barreno

Serán de tipo rotativo (helicoidal) si se utiliza el sistema mecánico, pudiendo también usarse sistemas manuales.

Las perforaciones a barreno pueden reemplazar a las calicatas, debiendo ser el diámetro mínimo del barreno de 15cm para suelos y de 90cm para ripios u otros materiales gruesos.

Cuando se utilice perforación de tipo helicoidal el avance en profundidad se hará mediante incrementos discontinuos de no más de 1.00m. Al completarse cada descenso parcial, el barreno debe retirarse lenta y cuidadosamente, a fin de reducir la alteración de la muestra. Al ser retirado el barreno roza contra la superficie lateral de la perforación, pudiendo arrastrar material de las distintas capas de la misma, por lo que se le debe raspar la periferia del material extraído antes de depositar la muestra sobre una tela o bandeja para mezclarla, envasarla y rotularla. Las muestras se tomarán de los barrenos a intervalos que no excedan 50cm de profundidad.

- Sondeos

Consistirán en perforaciones encamisadas o no encamisadas en suelos y en perforaciones de tipo rotatorio en rocas o materiales duros.

Se usarán para estudiar formaciones rocosas, desmontes profundos, fundaciones de puentes y terraplanes y toda otra condición de los suelos que no pueda investigarse adecuadamente con los métodos ya descriptos. La selección y uso del equipo apropiado estará en relación con la condición y tipo de materiales a investigar. Al completarse cada sondeo se registrará la altura de la napa freática. En lugares donde existan suelos cohesivos o expansivos, debe dejarse abierta y protegida por lo menos una perforación, de forma tal que pueda medirse la profundidad de napa uno o dos días después de completadas las perforaciones.

El diámetro mínimo interior de la perforación (encamisada o no mecanizada) será de 75mm para suelos finos y arenas. Para ripios y materiales gruesos, el diámetro mínimo será tal que evite la rotura de partículas, siendo conveniente que su dimensión sea aproximadamente 15mm más grande que el mayor diámetro de partículas.

Las muestras se tomarán a intervalos que no excedan 1,50m de profundidad para suelos finos y cada vez que haya un cambio de estrato.

Los ensayos de penetración se realizarán a intervalos preferentemente de 1,50m o cada vez que cambie el tipo de suelo. La energía de impacto se obtendrá con una masa de 63,5Kg o de 70,0Kg de peso y 76cm o 70cm de caída libre respectivamente.

El ensayo normal de penetración (S.P.T.), se

realizará con el penetrómetro standard (diámetro exterior: 50,8mm y diámetro interior: 35mm) y acorde a la norma de ensayo correspondiente.

Cuando el penetrómetro se utilice simultáneamente como toma muestras para ensayos mecánicos, sus características deberán asegurar una disturbación mínima de la muestra; actualmente es muy empleado el penetrómetro de punta intercambiable, según se lo utilice para suelos cohesivos blandos, medios o resistentes, arena, grava fina o suelos cohesivos muy duros.

Durante el curso de cada perforación se deberá registrar el espesor y tipo de suelo de las distintas capas en toda la profundidad, clasificándose los suelos y materiales en el campo por simple inspección visual, ratificándose o rectificándose dicha clasificación cuando se completen los ensayos de laboratorio. La planilla de cada perforación deberá contener los items que a continuación se indican, además de toda otra información adicional que se considere necesaria:

- Fecha de iniciación y terminación de la perforación.
- Ubicación y tipo de perforación.
- Planimetría y altimetría.
- Cota de cada cambio de suelo o material
- Profundidad de napa freática
- Profundidad a que se tomaron las muestras.
- Descripción y clasificación de las condiciones y tipo de suelos o materiales hallados.
- Número de golpes requeridos para cada 30cm de penetración del encamisado (u otras observaciones sobre el descenso del encamisado).

- Número de golpes requeridos por cada 30cm de penetración de la cuchara toma muestras.

Debe destacarse una vez más que el muestreo de los suelos y materiales es uno de los rubros más importantes en el estudio y proyecto de un camino, por este motivo deben tomarse todas las precauciones posibles para obtener muestras apropiadas, representativas y en cantidad suficiente para poder ser investigadas, además de identificarlas claramente. La cantidad de cada muestra disturbada será tal que permita la ejecución de todos los ensayos de laboratorio requeridos; las muestras para determinar su contenido de humedad natural, deberán colocarse en recipientes herméticos; las muestras no disturbadas o relativamente indisturbadas deben obtenerse en tubos plásticos (P.V.C.) que serán sellados en ambos extremos con parafina y tapados.

2-b) Trabajos de laboratorio

Se considera conveniente montar un laboratorio en el lugar del proyecto, que contará como mínimo con los equipos para realizar los siguientes ensayos: granulometría, límites de Atterberg, peso específico y determinación de densidad " in situ". Los ensayo de equivalente de arena, Índice de lajidad, durabilidad (desgaste Los Angeles y ciclos en SO_4Na_2), compactación, contenido de sales, absorción, CBR y ensayos sobre mezclas de materiales, pueden realizarse en el laboratorio de campaña o en un laboratorio central.

Los ensayos y clasificación de materiales deben efectuarse de acuerdo a las normas vigentes en la D.G.C.

2-b-1) Materiales de la zona de camino

Todas las muestras obtenidas de la zona de camino deben ensayarse con el propósito de identificarlas y clasificarlas, incluyendo granulometría, límites de Atterberg y contenido de sales. Una vez completados los ensayos los suelos deberán ser clasificados nuevamente o agrupados en un menor número de grupos típicos, a fin de efectuar sobre ellos los ensayos de: peso específico, compactación y CBR y si fuera necesario establecer las necesidades de una estabilización.

Los requerimientos de especificaciones para compactación en obra, se dan en el Capítulo que versa sobre Materiales, acápite Suelos, Exigencias de compactación de subrasante; en las mismas se establecen los niveles de compactación a exigir, en base al tipo de suelo (clasificación HRB) y a su ubicación en profundidad. En dichas condiciones volumétricas se seleccionará el CBR de diseño.

De acuerdo al método de diseño que se utilice (Shell, Asphalt Institute, AASHTO o cualquier otro) se deberán seguir las pautas planteadas en cada uno de ellos para el muestreo y la determinación del CBR de diseño.

Se aconseja realizar un número suficiente de determinaciones de densidad natural (in situ) a fin de obtener información sobre el factor de compactación de los materiales que se podrán usar conformando el terraplén.

2-b-2) Materiales de yacimientos

Deben ensayarse todas las muestras provenientes de yacimientos, efectuándose además aquellos ensayos que se consideran necesarios para definir adecuadamente la calidad del material y su uso específico (capa de subbase, base, tratamientos bituminosos, concretos asfálticos, hormigón, etc). La calidad de los agregados para la conformación de las distintas capas, se establece en el Capítulo Materiales, acápite Agregados.

2-b-3) Agregados comerciales

Los ensayos a realizar serán todos aquellos que permitan definir su uso específico. La información deberá indicar para cada tamaño granulométrico los límites dentro de los cuales el productor o proveedor puede proporcionar el material y mantenerlo en todo momento.

Tanto para los materiales de yacimientos (2-b-2) como para los agregados comerciales (2-b-3) de acuerdo al tipo de capa que se consideren aptos para integrar, se efectuarán los ensayos de calidad correspondientes, indicados en el Capítulo Materiales-Acápite Agregados.

2-c) Trabajos de gabinete

Se deberán desarrollar varias alternativas de diseño estructural del pavimento, basadas en los resultados obtenidos en la investigación realizada sobre subrasante, materiales locales y comerciales, análisis de tránsito, condiciones ambientales, Normas y especificaciones en vigencia y acordes al método de diseño empleado.

Las distintas alternativas de diseño reflejarán

el uso más económico de los materiales disponibles y deberán estar fundamentadas en un análisis que contenga una evaluación de los parámetros de diseño y la memoria de cálculo empleada.

Los componentes del pavimento o capas se identifican en general con los términos de subrasante, capa de recubrimiento, subbase, base y capa de rodamiento, pudiendo consistir estos componentes en uno o más tipos de materiales o capas.

Una vez completados los estudios de diseño, se preparará un análisis de precios estimativo para cada ítem del pavimento, incluyendo mejora de subrasante o capa de recubrimiento, si fueran requeridas.

En general para caminos de dos trochas se suministran los costos para diseños estructurales cuyo período de servicio alcance 10 y 20 años.

El análisis de costo debe incluir el costo total del pavimento, el costo total de cada capa y el costo promedio por kilómetro, dicho análisis se debe incorporar al Informe de Ingeniería.

Como así también se deben incluir las distintas estrategias de mantenimiento para cada alternativa de diseño y estimarse los costos anuales de mantenimiento que les correspondan (de rutina y periódicos). Dentro de las alternativas de diseño técnicamente comparables, es decir que podrán tener un comportamiento similar en servicio durante la vida útil proyectada, se seleccionará aquella que resulte económicamente óptima (menor costo de: construcción más costos de mantenimiento,

reducidos a Valor Presente).

Una vez seleccionado el diseño estructural del pavimento a licitar, se presentarán los cómputos métricos en planillas indicativas del cálculo de cantidades de cada ítem de construcción y de los materiales necesarios. Como así también el costo de construcción por ítem, incluidos gastos generales y beneficios.

En base a las necesidades específicas del proyecto se preparará el Pliego Complementario de Especificaciones y con respecto al Pliego General de Especificaciones será incorporado mediante referencias. En lo que concierne al Informe de Ingeniería, en el punto 1-b-2 (al inicio) se indica su contenido. Así como en el punto 1-b-1 se indican los planos a ser presentados.

ORDENAMIENTO E INSTRUCCIONES DE LOS TRABAJOS INHERENTES A ESTUDIOS Y PROYECTOS DE REFUERZO O RECONSTRUCCIÓN DE PAVIMENTOS

1- CONSIDERACIONES GENERALES

Asumiendo que tanto el sistema de drenaje, como la traza y pendientes de un camino sean las adecuadas, el refuerzo o mejora de un pavimento existente podrá consistir en a) ensanche donde sea necesario, b) sellado de fisuras y bacheo de áreas falladas y c) restitución de gálibo y recapado o refuerzo con mezcla asfáltica en caliente (concreto asfáltico).

El método de mejoramiento a emplear deberá seleccionarse en función de bases técnicas y económicas. El procedimiento para realizar esta selección debe responder en forma general a los requerimientos que a continuación se indican, debiéndose realizar además todos los estudios adicionales que el ingeniero proyectista considere necesarios, a fin de conseguir la solución más efectiva.

2- INVESTIGACIONES SOBRE LA OBRA EXISTENTE

Dicha tarea consistirá en:

- C Información sobre la historia constructiva del camino: proyecto de licitación, proyecto ejecutado, registros de control de obra, mantenimiento de rutina aplicado, mantenimiento periódico ejecutado, obras de mayor envergadura llevadas a cabo desde su habilitación.
- C Análisis de tránsito desde su habilitación.
- C Cortes típicos de las estructuras del pavimento existente.
- C Perfil longitudinal detallado de la superficie a lo largo del eje, basado en cotas leídas cada 50m o menos.
- C Secciones transversales de la zona de camino a intervalos de 100 a 250m, dependiendo de la topografía general.

- C Secciones transversales del coronamiento en áreas típicas que indiquen en escala adecuada la naturaleza general de las deformaciones del pavimento (ahuellamiento, asentamiento, levantamiento, corrugación, hundimiento acompañado de desplazamiento) y las condiciones de estado de los hombros.
- C Ubicación y tipos de fallas representativas (indicando magnitud y frecuencia).
- C Características climáticas de la zona y materiales disponibles.
- C Todo otro tipo de información que pudiera ser requerida para desarrollar un programa adecuado de ensayos y estudios, a fin de llegar a un diseño apropiado y determinar además los procedimientos constructivos más eficientes.

deflectométrica, las mediciones mediante la regla Benkelman se efectuarán en la huella exterior de la trocha más crítica o alternando entre ambas trochas si el nivel de deterioro registrado es similar en ambos carriles. Se realizará un promedio mínimo de cinco mediciones por kilómetro, recomendándose también la determinación del radio de curvatura (R_c), a fin de conocer el radio del círculo osculador de la parábola que integra parte de la deformada. La ubicación de cada medición de deflexión será identificada y pintada sobre el pavimento.

3-1-b Pozos a cielo abierto o calicatas

Consistirán en excavaciones realizadas sobre el pavimento existente, donde se medirán espesores y se definirán los tipos de capas que componen la estructura, la humedad y densidad "in situ" de la subrasante y de las capas granulares, la condición de mayor o menor macro y micro fisuración en capas cementadas, el estado de las interfases, etc. Se extraerán muestras representativas y en cantidad suficiente para efectuar los ensayos de laboratorio que se requieran para los distintos materiales.

3- ENSAYOS A REALIZAR

Una vez completada la investigación indicada en el punto anterior (historia del camino, antecedentes, tránsito, evaluación de la condición de estado superficial, características ambientales, materiales locales, etc), se preparará un programa de ensayos de campo y de laboratorio a fin de contar con la información esencial para diseñar las mejoras.

3-1- Ensayos de campo

3-1-a Deflectometría

Consistirá en una auscultación

Considerando el carácter destructivo de esta evaluación, se tratará de optimizar la ubicación de las excavaciones, a fin que con el menor número se obtengan resultados valederos. Su frecuencia dependerá de la mayor o menor homogeneidad que presente el tramo y su profundidad debe interesar como mínimo a 30cm de la subrasante, se ubicarán sobre la huella externa.

Dado que los resultados obtenidos de los ensayos a realizar sobre las distintas capas, deben ser representativos de todos las

variaciones que hubiera en las condiciones del pavimento, ya sea que correspondan a zonas con alto nivel de deterioro, como a áreas no falladas, se recomienda que en base a la deflectometría realizada y al cálculo estadístico efectuado con los valores medidos (D_m , D_c), se realicen las excavaciones en aquellos lugares en que la deflexión característica calculada (D_c) coincida con la deflexión medida, además de registrar el área un tipo de falla representativo (en magnitud y frecuencia) de la sección. Dichas excavaciones así ubicadas corresponden a las zonas más críticas. Un menor número de perforaciones se podrán ubicar en aquellas zonas donde la deflexión medida coincide con la deflexión media calculada (D_m) o es menor que ella; dicha condición corresponderá a una zona de regular a buen comportamiento. También deben ser objeto de atención aquellos lugares en que los radios de curvatura (R_c) de la deformada acusaron valores menores a 80 o 100m, dichas zonas merecen un estudio especial de la capa subyacente a las capas asfálticas.

3-2 Ensayos de laboratorio

Los ensayos a realizar sobre las muestras extraídas consistirán en:

3-2-a Sobre suelos de subrante y capas granulares:

Granulometría, límites de Atterberg, clasificación, determinación de contenido de sales, ensayos de compactación y determinación de CBR en las condiciones volumétricas que registraba el material "in situ".

3-2-b Sobre suelo-cal o suelo-cemento:

Las muestras extraídas del pavimento deben ser taladradas o aserradas, siendo la dimensiones requeridas para testigos cilíndricos de 0,10m de diámetro y 0,10m de altura y para cúbicos de 0,10m de lado, sobre estos testigos encabezados en ambos extremos se realizara el ensayo de compresión inconfiada, previamente al ensayo se colocarán en un baño de inmersión durante cuatro horas. Dada la dificultad que presenta este procedimiento (generalmente la probeta se desintegra o se rompe durante la operación de taladrado o aserrado), se indica que se haga una descripción detallada de su aspecto (mayor o menor macro y micro fisuración) y la determinación de densidad de obra. De conocerse la procedencia del suelo estabilizado y de poder contar con muestras del mismo, mediante la determinación del pH del suelo original y del suelo tratado, es posible conocer el porcentaje existente ya sea de cal o de cemento.

3-2-c Sobre capas bituminosas

De tratarse de carpetas de rodamiento conformadas originalmente con tratamiento bituminoso doble o triple (doble o triple sello), no se efectúa generalmente ningún tipo de ensayo, ya que las operaciones de mantenimiento ejecutadas desde su habilitación, enmascaran las reales características del tratamiento ejecutado originalmente. De observarse sólo reducidas áreas recubiertas con mezcla colocada

durante las operaciones de mantenimiento, se extraerá de las zonas no recubiertas una muestra representativa del tratamiento existente sobre la misma se efectuarán los siguientes ensayos: extracción del bitumen, granulometría y cubicidad (o Índice de la lajosidad) del inerte.

En el caso de tratarse de mezclas asfálticas en caliente (concretos asfálticos), se determinará sobre una misma muestra su densidad "in situ" y su densidad máxima medida (ensayo Rice), a fin de calcular el % de vacíos. Posteriormente se realizará la extracción del bitumen y la granulometría de inerte, siendo conveniente que todos los ensayos mencionados se realicen sobre la misma muestra y en el orden indicado, se contará así con los datos necesarios para calcular las características volumétricas del concreto asfáltico existente (% Vb; %V; %Vagr; % VAM; %RBV). De disponerse del equipo ABSON, mediante la recuperación del bitumen de mezcla, además de los datos ya consignados se podrá conocer también las características del asfalto de la mezcla en servicio.

En caso de proyectarse un reciclado (material removido más material virgen más asfalto con o sin adición de rejuvenecedores de acuerdo a las características que registre el bitumen de la mezcla existente), es imprescindible la utilización del

equipo ABSON, a fin de determinar la cantidad, tipo y grado del bitumen (aditivado o no) a adicionar.

4- TRABAJOS DE GABINETE

4-1 Planos, tanto la presentación como el contenido responderán en un todo a lo indicado en 1-b-1.

4-2 Informe de Ingeniería, se seguirán los lineamientos indicados en 1-b-2, teniendo el texto referido a suelos y materiales el siguiente ordenamiento.

- C Consideraciones Generales
- C Descripción de los suelos de subrasante
- C Descripción de los materiales locales y comerciales a utilizar en las distintas capas de refuerzo
- C Planillas de ensayos de suelos y materiales y ensayos sobre materiales estabilizados y carpeta de rodamiento del pavimento existente, acompañadas por las planillas de ubicación de las perforaciones.
- C Auscultación deflectométrica
- C Planilla resumen donde para toda la sección (o tramo) se indica la evaluación de la condición superficial (tipo de falla, frecuencia e intensidad), CBR de la subrasante, medidas de deflexiones y radios de curvatura, tránsito soportado desde su habilitación y espesor y aporte estructural (o

características mecánicas) de las distintas capas que conforman el pavimento existente (todo referido a las progresivas correspondientes).

4-3- Especificaciones, cálculos y presupuesto se seguirán los lineamientos expuestos en 1-b-3 y 2-c.

Cabe aclarar que cuando el tramo en estudio presenta características que obligan a subdividirlo en secciones homogéneas (similar comportamiento estructural, tránsito, CBR de subrasante y condición de estado superficial), cada sección requerirá un espesor de refuerzo distinto, como así también un reacondicionamiento integral propio, por lo que si bien las especificaciones, cálculos y presupuesto se presentarán en forma global, en el Informe de Ingeniería se tratará cada sección por separado, a fin de justificar y describir el espesor de refuerzo adoptado para cada una de ellas.

El capítulo relativo a Pavimentos tendrá el siguiente ordenamiento:

- C Consideraciones Generales
- C Criterio de diseño de espesores de refuerzo aplicado
- C Análisis del diseño resultante, planillas, ábacos, gráficos, etc. relativos al mismo
- C Descripción detallada de las capas de refuerzo.
- C Análisis económico comparativo si hubiese varias alternativas de diseño
- C Planilla resumen de costos (del tramo, de cada capa y promedio por kilómetro)

CAPÍTULO II: MANTENIMIENTO DE CAMINOS

INTRODUCCIÓN

Cuando tengamos que referirnos a una carretera, deberemos hacerlo imaginando no solamente la superficie de una estructura construida específicamente para el confortable tránsito de los vehículos, sino en un grupo de características que deliberadamente construidas forman un sistema armónico que exige ser conservado lo mas cercano posible a las condiciones originales de construcción para preservar de esa manera las inversiones hechas en la construcción de tales obras y que puedan cumplir tal como se planeó, como la herramienta que lleve el desarrollo social y económico a los poblados comunicados por la Red Vial.

Lo anterior puede lograrse solamente emprendiendo una serie de acciones de carácter particular normalmente denominadas actividades de obra mediante las cuales el organismo encargado de la administración vial busca conseguir la Conservación de un determinado nivel de servicio. Dicho nivel de servicio se expresa en términos de las condiciones aceptables para los pavimentos, drenajes, etc., en función de las unidades de trabajo requeridas para un determinado periodo, la calidad define el nivel de servicio de mantenimiento a ser proporcionado, cuando el plan de mantenimiento requiere mayores recursos que la capacidad financiera del ente responsable, el nivel de servicio de mantenimiento aceptable debe ser ajustado a través de la reducción de algunas normas de cantidad.

ENFOQUE GENERAL

La problemática de la administración o gestión vial en los países de la región Centroamericana y del resto de América Latina tiene características de fondo muy similares. Los resultados del deterioro acelerado de las redes viales, altos costos de operación del transporte terrestre e inversiones de capital anticipadas para rehabilitar la infraestructura vial a un alto costo financiero, son aparentemente causados por una organización inadecuada, falta de recursos económicos para realizar la actividad y bajos rendimientos de ejecución de las tareas de conservación.

En tal sentido es necesario detenerse y analizar cual o cuales podrían ser los grupos de decisión que pudieran brindar un interés más estable hacia la actividad de administración o conservación vial.

A la luz de los hechos ocurridos y a los resultados obtenidos en otros países latinoamericanos, conformados por una población de similar idiosincrasia a la del lugar se deduce que el grupo de decisión que puede brindar el mayor grado de interés permanente a la problemática de la conservación vial es el sector privado, y por ende el enfoque general del proceso para el mejoramiento constante de la vialidad debe orientarse hacia el logro de una participación activa de este último grupo económico, no sólo en la parte de ejecución de las obras de conservación vial sino también en el proceso de toma de decisiones.

Para alcanzar este objetivo es necesario tomar en cuenta los siguientes parámetros:

a. Debe existir una decisión política firme, al más alto nivel del gobierno antes de continuar el proceso, con una definición y aceptación clara de las metas a alcanzar dentro de su período de administración.

b. La actividad de conservación y administración vial debe convertirse en un mercado atractivo económicamente para el sector privado, con niveles de precios que aseguren el interés de parte de los inversionistas y con márgenes de utilidad razonables.

c. Deben revisarse continuamente, según sea necesario, los procedimientos de administración pública relativos a la contratación y pago por ejecución de obras, en vista de que los atrasos en las inversiones de conservación pueden desestimular la participación privada (debido al costo de oportunidad del dinero) si la recuperación del capital de trabajo no es ágil.

d. Es necesario implementar permanentemente medidas administrativas y legales para permitir la formación, el crecimiento y fortalecimiento de la oferta del sector privado, de manera que se logre un nivel de competencia adecuado que asegure la racionalización de precios para el Estado y una participación amplia y distribuida en el mayor número de empresas posible para lograr con ello la integración de un grupo gremial sólido que junto con la banca privada, comerciantes, productores, industriales y transportistas puedan mantener el grado de interés hacia la vialidad en el transcurso del tiempo. El resto que se

plantea, es lograr la permanencia de ese interés aún durante los períodos de condición aceptable de la carretera.

e. El papel de la institución gubernamental encargada de la vialidad del país debe mantenerse orientado hacia las labores de planificación y control principalmente, o en su caso, también con responsabilidades de ejecución directa, en la ejecución de actividades de emergencia o actividades cuyo volumen de trabajos es tan pequeño que movilizar una gran flota privada resulta antieconómico, pero siempre bajo una dimensión manejable y eficiente; y en toda circunstancia en condiciones de estímulo profesional y económico paralelas a las que brinde el sector privado.

Esto implicará la maximización de los recursos financieros que se obtengan (locales y externos) para mantener el programa, con la aplicación de algunos conceptos novedosos desde el punto de vista legal y de la administración pública.

Debe considerarse oportunamente la aplicación del concepto de concesiones de rehabilitación, operación y mantenimiento de caminos principales, ya que existen experiencias muy positivas en las que el sector privado toma el riesgo de la inversión, bajo supervisión del Estado y que se derivan en ventajas muy convenientes para el Estado entre las cuales podemos mencionar entre otras :

i.- Garantía de la Ejecución permanente de las Obras de Mantenimiento adecuadas durante el período de la Concesión.

ii.- Eliminación del alto Costo Financiero provenientes actualmente de Inversiones de

Capital anticipadas para la Rehabilitación de la Infraestructura vial

iii.- Buena y permanente Calidad de los Servicios y control de los costos de operación del transporte terrestre al conservarse en buen Estado las condiciones de transitabilidad.

iv.- No hay endeudamiento del Estado.

v.- El riesgo de la Inversión deja de ser Estatal transfiriéndose al Sector Privado.

vi.- Seguridad Vial para el Tráfico Usuario

CONCEPTOS Y TÉRMINOS DE LA CONSERVACIÓN VIAL

Conservación Vial : Amplio conjunto de actividades destinadas a asegurar el funcionamiento adecuado, a largo plazo, de un camino o de una red de caminos, al menor costo posible. Uno de los objetivos primordiales de la conservación es evitar, al máximo posible, la pérdida innecesaria de capital ya invertido, mediante la protección física de la estructura básica y de la superficie del camino. La conservación procura, específicamente, evitar la destrucción de partes de la estructura de los caminos y la necesidad de una posterior rehabilitación o reconstrucción. La conservación incluye actividades tales como el mantenimiento (rutinario y periódico) y el refuerzo de la superficie, incluido el agregado de capas adicionales sobre el camino, sin alterar la estructura existente.

Mantenimiento Rutinario : Reparación localizada de pequeños defectos en la calzada y el pavimento; nivelación de superficies sin pavimentar y bermas; mantenimiento regular del drenaje, los taludes laterales, los bordes, los dispositivos para el control del tránsito y

otros elementos accesorios; limpieza de la faja del derecho de vía, control del polvo y de la vegetación, limpieza y mantenimiento de zonas de descanso y aditamentos de seguridad. Cada aplicación del mantenimiento rutinario suele tener un costo que fluctúa entre menos de 300 dólares y más de 5,000 dólares por kilómetro. Según las condiciones específicas de cada camino, debe aplicarse una o más veces al año.

Tratamiento de la superficie. Actividad de conservación de los caminos pavimentados, por la cual se procura restablecer algunas características del pavimento, sin constituirse en un refuerzo estructural. Entre las características a mantener en buena forma está la textura, que asegura la fricción adecuada entre el vehículo y el camino. En caminos asfálticos, se trata de mantener la durabilidad de la mezcla asfáltica y prevenir el desarrollo prematuro de fisuras y grietas, que suelen ser provocadas por la oxidación y radiación solar. El tratamiento de la superficie normalmente no se aplica mientras el pavimento esté en buen estado, no habiendo alcanzado a llegar ni siquiera al estado regular. Algunas técnicas de tratamiento de la superficie son : ranurado (Grooving), riego de neblina (Fog Seal), lechada asfáltica (Slurry Seal), sello (seal) y tratamiento superficial (Surface treatment).

Renovación de la superficie. En un camino sin pavimentar, se refiere a la reaplicación de grava. En caminos pavimentados significa agregar una o varias capas adicionales sobre el pavimento, sin alterar la estructura subyacente. También incluye el reciclado del pavimento. El objetivo de la renovación de la superficie es preservar la calidad de rodadura, asegurar la integridad estructural del camino

por un tiempo más prolongado y evitar su destrucción. Los caminos pavimentados normalmente necesitan renovar su superficie cuando se encuentran en estado regular, debiendo iniciarse ese proceso, de todos modos, antes de que lleguen a estar en mal estado. Eso también es válido para caminos no pavimentados, salvo que estos tengan muy poco tránsito. La renovación de la superficie a veces recibe el nombre de Mantenimiento Periódico. El costo de cada renovación puede variar entre menos de 8,000 dólares y más de 40,000 dólares por kilómetro.

Refuerzo de la superficie : Es una actividad similar a la renovación de la superficie, pero cuyo objetivo específico consiste en aumentar la resistencia estructural del pavimento.

Mantenimiento Periódico : Esta expresión puede inducir a equívocos, porque todas las actividades de conservación son periódicas, es decir, deben repetirse cada cierto tiempo. No obstante, suelen denominarse actividades “periódicas”, el tratamiento de la superficie y la renovación de la superficie.

Rehabilitación : Reparación selectiva y refuerzo del pavimento o de la calzada, previa demolición parcial de la estructura existente. La rehabilitación se efectúa cuando el camino se encuentra demasiado deteriorado como para poder resistir una mayor cantidad de tránsito en el futuro, pudiendo incluir, además, algunos mejoramientos del drenaje. La Rehabilitación tiene el objeto de restablecer la solidez estructural y la calidad de rodadura. El costo de la Rehabilitación puede variar entre menos de 30,000 dólares por kilómetro en el caso de caminos sin pavimentar y más de 200,000

dólares por kilómetro, si se trata de caminos pavimentados. En el caso de estos últimos, el costo es significativamente más alto que el de renovación de superficie, sobre todo por el alto gasto que significa tener que demoler y reemplazar las partes dañadas de la estructura existente. En la mayoría de los casos, la Rehabilitación es necesaria cuando no ha habido una conservación adecuada. Dentro de un esquema sano de conservación, la Rehabilitación debería ser solo ocasionalmente necesaria, como cuando deben rehabilitarse las fracciones defectuosas de una obra nueva.

Fracción defectuosa. Pequeña porción de obra que no cumple con la calidad general requerida. Este defecto se produce por una falta de homogeneidad en la ejecución considerada como normal. La fracción defectuosa puede hacer necesario un pequeño volumen de trabajos de rehabilitación, incluso en un esquema sano de conservación.

Reconstrucción: Renovación completa de la estructura del camino, con previa demolición parcial o completa de la estructura existente, que generalmente se efectúa usando la explanación y el alineamiento regulares del camino. El objetivo de esta actividad es remediar las consecuencias provocadas por el descuido prolongado, y se realiza cuando la rehabilitación ya no es posible. La reconstrucción puede tener dos causas : una deficiente construcción, o bien, la ausencia de un esquema sano de conservación. El costo de reconstrucción de un camino varía considerablemente entre alrededor de 45,000 dólares y más de 300,000 dólares por kilómetro.

Restauración. Conjunto de importantes

trabajos de rehabilitación y reconstrucción que se efectúen en un camino.

Mejoramiento. Mejoras de los caminos relacionadas con el ancho, el alineamiento, la curvatura o la pendiente longitudinal, incluidos los trabajos relacionados con la renovación de la superficie y la rehabilitación. El objetivo de estas labores es incrementar la capacidad del camino y la velocidad y seguridad de los vehículos que por él transitan. Los trabajos de mejoramiento no son considerados como una actividad de conservación, excepto la operación auxiliar de renovación de la superficie. El costo de esta actividad puede variar considerablemente, según la complejidad de los mejoramientos geométricos que se ejecuten.

Construcción nueva. Construcción de un camino pavimentado, de grava o de tierra; aumento de los carriles, o construcción de calzadas nuevas adicionales, vías de servicio, vías de enlace a desnivel o autopistas divididas en varios carriles. El costo de una construcción nueva puede variar entre menos de 50,000 dólares por kilómetro, en el caso de un camino de grava, y más de un millón de dólares por kilómetro, cuando se trata de una carretera de cuatro carriles con acceso limitado.

Mantenimiento diferido/Conservación diferida: Acciones de mantenimiento/conservación que, según criterios técnicos, deberían haberse ejecutado en el pasado, pero que por alguna razón no se han realizado.

Reparación de emergencia : Arreglos superficiales que se ejecutan cuando el camino está intransitable o en pésimo estado,

como consecuencia del descuido prolongado o de un desastre natural, por no disponerse de los recursos necesarios para reconstruirlo, que es lo que correspondería hacer. Normalmente no se remedian las fallas estructurales, pero se hace posible un flujo vehicular regular durante un tiempo limitado. En el mejor de los casos, las reparaciones de emergencia dejan el camino en estado regular.

Rugosidad : Rugosidad de una carretera, se entiende como la variación longitudinal de la altura (Cota) de la superficie, a lo largo del camino, que causa vibraciones en los vehículos que la transitan a una determinada velocidad.

IRI : Los resultados de las mediciones de rugosidad, se expresan en IRI, que corresponde al (International Roughness Index), Índice de rugosidad Internacional, que se obtienen indirectamente de diversos equipos calibrados por procedimientos estándares, definidos en una experiencia internacional en Brasil en 1982.

Sector : La porción de la Red Oficial de Carreteras de Honduras definida por la **DIRECCIÓN**, que será atendida total o parcialmente mediante la ejecución de obras por la modalidad de Contratación de Empresas privadas, al cual corresponden un listado de caminos y un mapa de ubicación.

Meta de Inversión Anual : El monto de inversión programada en forma anual en el sector para un determinado período, definido por la Dirección.

Plan anual de Mantenimiento : (PAM) las cantidades de trabajo anual a nivel de

actividad por camino que la SUPERVISIÓN preparará y someterá a la Dirección previo al inicio de cada año y el cual será ejecutado posteriormente por el contratista, debiendo cumplir con la meta de inversión Anual establecida.

Nivel de Inversión por Concepto :

Significa el techo máximo estimado de inversión por tipo de concepto de obra por kilómetro de acuerdo a una tabulación en la que se le asigna un determinado monto de recursos financieros según la categoría de los caminos.

Programa Anual de trabajo : La distribución en el año para la ejecución de los trabajos, que debe preparar el contratista para cumplir con el plan anual de mantenimiento.

A continuación se detallan en forma somera aquellas actividades de mantenimiento inherentes al camino propiamente dicho.

- Mantenimiento rutinario

Bajo la denominación de mantenimiento rutinario u obras de conservación de rutina se incluyen distintos trabajos a realizar en la ruta que tienen en común la continuidad de su ejecución. Dichas operaciones se repiten una o más veces todos los años; parte de las mismas deben ejecutarse después de determinar su necesidad mediante inspecciones, mientras que en otros casos la periodicidad de las tareas a realizar es previsible.

Las actividades que conforman el mantenimiento de rutina requerido para un cierto sector de la calzada pueden dividirse en dos grandes categorías: la primera

relacionada con la serviciabilidad propiamente dicha de la calzada, e incluye las tareas inherentes al sellado de fisuras y grietas, acondicionamiento de juntas, bacheo superficial y profundo, relleno de ahuellamiento, corrección de rugosidad, reposición de material o balastado, perfilado o conformación de la superficie de rodamiento, etc., y otra no relacionada con su serviciabilidad propiamente dicha que comprende las tareas relativas a limpieza y conservación de obras de drenaje, acondicionamiento de hombros y taludes, cortes de pastos y malezas en la zona de camino, mantenimiento de los bosquecillos existentes, acondicionamiento de la señalización vertical y de la demarcación horizontal en centro y bordes de calzadas, mantenimiento de las barandas de defensa, remoción de derrumbes en la zona de camino y desprendimiento del material que amenace desprenderse, mantenimientos de puentes, etc.

- Mantenimientos periódico

El mantenimiento periódico comprende aquellas operaciones que solamente se repiten una vez cada "n" años, pudiendo citarse los riegos asfálticos; sellos; tratamientos bituminosos superficiales; reconstrucción de superficies de rodamiento; escarificado, remoción y perfilado; reconstrucción de hombros; reparación de puentes; etc.

La frecuencia que corresponda a las distintas operaciones, así como el tipo de acondicionamiento que se aplique a la calzada variará según el tipo de capa de rodamiento, el clima, la topografía, el volumen de tránsito, las normas de diseño

adoptadas y fundamentalmente de la mayor o menor eficiencia de las operaciones de mantenimiento de rutina, que además de tenerse que ejecutar correctamente, deben llevarse a cabo en el momento oportuno.

La conservación de rutina y el mantenimiento periódico consisten en el conjunto de actividades requerido para resguardar al camino en su condición o mantenerlo a un determinado nivel, incluyendo aquellos procesos tanto preventivos como correctivos que no involucren alteraciones mayores en la estructura existente del pavimento ni en su diseño original, o sea que no constituyan mejoras en sí mismas.

- Obras de mejoramiento

Cuando a las operaciones de conservación de rutina y de mantenimiento periódico se adicionan trabajos de construcción, se define una tercera categoría de operaciones nominadas obras de mejoramiento, pudiendo consistir las mismas en la ejecución de un espesor de refuerzo acompañado o no de un mejoramiento en el sistema de drenaje, rectificaciones del trazado, ensanche de la calzada, tratamiento o pavimentación de hombro etc; este tipo de obra también se suele denominar rehabilitación o reconstrucción.

En este caso la magnitud de la obra dependerá en lo que respecta al mejoramiento de la calzada del grado de severidad del clima, del tipo de superficie de rodamiento, de la frecuencia y oportunidad en que se hayan ejecutado las operaciones de mantenimiento periódico y de rutina, del volumen de tránsito que la solicitara y de la edad del pavimento.

- Construcción nueva

Identificados aquellos tramos que presentan deficiencias, en base a la evaluación de las características geométricas y al estado superficial y estructural de sus pavimentos, se definirán las mejoras a efectuarse.

En lo que concierne a las mejoras de tipo geométrico en el caso de calzadas pavimentadas, las mismas generalmente corresponden a la corrección de algunas curvas o pendientes que se encuentran fuera de las normas vigentes y generando por lo tanto un peligro para el usuario. En ciertos casos las mejoras requeridas obligan a modificaciones parciales del trazado, situación que involucra una construcción nueva. Dado que su consideración escapa al alcance del tema mantenimiento y ya ha sido tratado en el área que versa sobre diseño de pavimentos, no se efectuará en este capítulo su análisis.

- Reparación de emergencia

Cuando se requiera algún tipo de actividad que sea necesario ejecutar en forma inmediata para seguridad del usuario, para evitar mayores deterioros de las obras existentes, para permitir la continua transitabilidad de la calzada, etc, la misma se ejecutará con la premura requerida, aunque no esté incluida en el Plan de Tareas de Mantenimiento.

Las operaciones de mantenimiento en general se deben llevar a cabo en forma regular y especialmente en el momento oportuno. Los beneficios no sólo se reflejarán en un menor costo de operación de los vehículos, sino que además permitirán desplazar en el tiempo la

necesidad de construir un espesor de refuerzo; no porque las operaciones de mantenimiento incrementen de alguna manera la capacidad estructural del pavimento, sino porque al reducir la velocidad de deterioro coadyuvan a incrementar y/o mantener su vida remanente durante un período más prolongado.

La ejecución de las operaciones requeridas en el momento oportuno, es un factor decisivo en la protección de las carreteras pavimentadas frente a la penetración del agua (fisuras no selladas, baches abiertos, alcantarillas y cunetas que no han sido limpiadas con regularidad o antes del período lluvioso y por lo tanto no garantizan la rápida evacuación del agua de lluvias, etc).

Un factor de perniciosa influencia en el crecimiento inusitado del nivel de deterioro, lo constituye la excesiva y frecuente sobrecarga en los camiones. Tanto el control de cargas por eje en las carreteras (censos punitivos) a fin de detectar y castigar a los transportistas con cargas excedidas como la fiscalización de la importación de ciertos tipos de camiones constituyen medios eficaces para solucionar o reducir el problema y por lo tanto salvaguardar el patrimonio vial.

Las obras viales y en especial los pavimentos se caracterizan por la heterogeneidad de los materiales locales que se utilizan y por la acción directa del clima y del medio ambiente, que se reflejan en condiciones particulares de drenaje, profundidad de napa freática, existencia de infiltraciones, congelamiento y deshielo, copiosas precipitaciones, etc. Si a estas variables, algunas no manejables por el proyectista, se

adiciona la complejidad que presenta el análisis de la distribución de tensiones, la imperfecta definición de las condiciones de borde e interfase y las dificultades que se presentan en la caracterización de los materiales y en la predicción de la magnitud y frecuencia de las cargas del tránsito, se llega a la conclusión que para poder programar las operaciones de mantenimiento requeridas durante "n" años se deben adoptar hipótesis en extremo simplificadas, que muchas veces no coinciden con el comportamiento real del camino en servicio. Una manera de llegar a conclusiones relativamente certeras, en lo que concierne al comportamiento de las distintas estructuras viales durante su vida en servicio, se logra mediante el seguimiento metódico de la red vial, con empleo de técnicas normalizadas y equipos de medición adecuados, que permiten mediante el análisis global de los valores resultantes detectar los primeros síntomas de fatiga, o una deficiencia estructural prematura o la necesidad de recurrir en forma urgente a un mantenimiento preventivo a fin de evitar mayores daños o cualquier otro tipo de diagnóstico que redundará, mediante el acondicionamiento o restauración de la falla, en un comportamiento en servicio satisfactorio. Además de los beneficios indicados, el seguimiento actualizado del estado de la red, sistematizado en forma ordenada y confiable constituye un apoyo experimental invaluable para el conocimiento del comportamiento en servicio de los pavimentos, con relación a las cargas que lo solicitan.

De acuerdo a las curvas de deterioro que cada tipo de paquete estructural registre, para un clima, topografía y características de subrasante similares, se tendrá para distintos

flujos de tránsito por lo menos una tendencia, situación que llevará a que la información asumida para la simulación se acerque con mayor grado de certeza al comportamiento real que tendrá el camino en servicio.

Actualmente al diseño estructural de un pavimento se le asigna un carácter dinámico, es decir que no está integrado solamente por la determinación de los espesores de las distintas capas que conforman el paquete estructural, sino que debe complementarse con la predicción de su performance, su posible deterioro y la correspondiente programación de las tareas de mantenimiento a ejecutar durante "n" años.

Corresponde por lo tanto analizar en la etapa de proyecto, el comportamiento de varias alternativas de construcción inicial, como así también sus estrategias de mantenimiento correspondientes, incluyendo el costo de operación de los usuarios, planteo que permitirá optimizar las inversiones totales del transporte vial.

Dentro del conjunto de modelos matemáticos existentes que permiten valorizar las distintas alternativas, se destaca el H.D.M. (Highway Design and Maintenance Model) auspiciado por el Banco Mundial. Mediante su aplicación se simula el comportamiento de la calzada frente a la acción combinada de las cargas y del medio ambiente, cuantificándose el deterioro del pavimento, los costos de mantenimiento y los costos de operación del usuario que serán función del nivel de deterioro, año por año.

PLANIFICACIÓN DEL MANTENIMIENTO DE CARRETERAS

La ejecución de las actividades de conservación de Caminos exigen la inversión de continuas y considerables cantidades de recursos financieros, los cuales normalmente no son abundantes, en tal sentido las Instituciones encargadas de enfrentar estas responsabilidades se ven en la necesidad de optimizar los recursos disponibles y por tal razón se ven en la necesidad de buscar procedimientos y metodologías que les permitan hacer mas efectivos el enfrentamiento de sus obligaciones. Para lograr lo anteriormente apuntado, es de suma importancia disponer de los mecanismos que le permitan visualizar con anticipación las necesidades que deberán enfrentarse en determinados períodos. Eso podrá obtenerse de manera razonablemente segura utilizando las herramientas de la planificación.

En la Planificación del mantenimiento de carreteras es sumamente indispensable la consideración de algunas variables que en razón de estar fuera del control de la institución responsable de la vialidad, deberán estudiarse y analizarse de manera continua y detallada debido a que son precisamente éstas las de mayor incidencia en el grado y rapidez de deterioro de los elementos de una vía, dentro de estas variables deben mencionarse algunas tales como el volumen y las características del tránsito, clima y característica geológica de la zona en la que se ubican los tramos específicos, algunas características geométricas del Diseño original, etc.

Solamente al considerar estas y otros variables que influyen en el costo de las actividades de mantenimiento de caminos puede la institución estar en condiciones de definir el estado en que pretende conservar la

operación de su red vial, es decir establecer el nivel de servicio que en función de la disponibilidad de recursos puede ofrecer a los usuarios.

EL ESTADO DE LOS CAMINOS Y SU CLASIFICACIÓN

En relación a la determinación del Estado de la Red Vial, la **SOPTRAVIA** ha sistematizado la evaluación de estado de las vías, definiendo las metodologías de Inspección y la clasificación de las diferentes fallas que sirven de fundamento para planear las estrategias de priorización de las inversiones a mediano y largo plazo, que permite en el tiempo entre otras cosas :

- Evaluar la condición de la red o de los tramos individuales.
- Identificar secciones con excesivo deterioro
- Determinar la estrategia de Mantenimiento más apropiada en cada caso particular.
- Evaluar las consecuencias de las políticas de conservación y asignaciones presupuestarias en la calidad de servicio de las carreteras y los costos totales de transporte vial.

Este sistema se basa en la evaluación de los siguientes indicadores :

Deterioro Superficial

En base a una inspección visual y a la calidad de circulación o nivel de servicio mediante el análisis de Rugosidad

El Sistema de evaluación de Estado bajo el cual se analizan las rugosidades proveen procedimientos sistemáticos para evaluar la condición de estado superficial de la red.

Debido a la importancia que reviste la rugosidad en el análisis de costos de operación de los vehículos se ha planteado la recomendación de que la auscultación de los caminos pavimentados de la Red Principal y Secundaria sea ejecutada en forma anual debido a la importancia que estos datos tienen para mejorar los conocimientos de lo que efectivamente acontece en la red vial nacional, para mejorar los procedimientos de planificación de infraestructura de transporte y para apoyar a los ingenieros de diseño vial y economistas, proporcionándoles información de mayor calidad.

La rugosidad es un indicador del estado de la Carretera, tanto respecto al comportamiento del pavimento como elemento determinante para el costo de operación de los vehículos. La necesidad de medir esta característica ha ocasionado la abundancia de equipos que tratan de medirla.

La obtención sistemática de las medidas de calidad de rodado en los caminos, permiten obtener parámetros objetivos de comparación y de priorización. También estas medidas directamente correlacionadas con los modelos de costos de operación de vehículos, permiten realizar las evaluaciones económicas y la determinación de los costos de transporte con el mismo objetivo.

OPERATIVO DE INVESTIGACIÓN DE LA RUGOSIDAD EN LA RED

Debe elaborarse en forma secuencial las

actividades de :

Definición de los Caminos a Auscultar

- Lista de Caminos
- Cartografía
- Tramos en los que se realizará la auscultación.

Calibración del Aparato

- Determinar Pistas de Calibración

Para escoger las pistas de calibración se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

Mínimo número de pistas: 8
 Longitud mínima de Pista: 200 m
 Longitud Total recomendada: 4.5 km.
 Recorrido por Pista: 1000 m/Long. Pista
 Distancia Mínima de aproximación: 50 m

- Nivelación con equipos de alta precisión, mira y nivel y/o MERLIN

La rugosidad debe cubrir un amplio espectro de valores para lograr tener pistas desde muy suaves hasta muy rugosas y podrán se medidas a través de los siguientes métodos.

Nivel y Mira :

El método tradicionalmente usado consiste en la nivelación de precisión de las pistas de calibración midiendo los perfiles longitudinales con equipos de Topografía de alta calidad, sin embargo este método requiere muchos recursos humanos, tanto en la toma de datos como en el procesamiento posterior.

Merlin

Una opción utilizada en la **SOPTRAVI**, para

la determinación de la rugosidad en las Pistas de calibración, es mediante el perfilómetro **MERLIN**, que es un equipo con buena correlación con otros perfilómetros de gran precisión como el perfilómetro óptico de no contacto K.J.Law.

Para determinar la Rugosidad de cada una de las pistas de calibración, se requiere como mínimo cuatro mediciones, este número dependerá finalmente de la confianza que se tenga en la repetición de mediciones realizadas con este equipo.

- Calibrar el Rugosímetro Mays Meter
- Definidas las pistas y sus rugosidades, se procede a la calibración del Rugosímetro Mays Meter, lo cual en términos generales es la obtención de valores de acuerdo a su propia escala, en un recorrido con el equipo en mención a varias velocidades constantes sobre las pistas de control.

- Obtener las Ecuaciones de Calibración, para distintas velocidades
- Con todos los datos de campo de las pistas de calibración, se procede a la digitación de todos los pares de puntos para hacer la regresión lineal y obtener la ecuación de correlación, con la cual se encuentran los valores **IRI**.

La ecuación de calibración determinada para el Rugosímetro Mays Meter, para una velocidad de 60 km./h, utilizada en un operativo es la siguiente :

$$\text{IRI} = \text{ARS} * 0.018074 - 1.07017$$

ARS : Average Rectified Slope = Pendiente Media Rectificada, corresponde al valor que proporciona directamente el equipo a una

velocidad prefijada, para un equipo de medición de rugosidades tipo respuesta.

IRI : Índice de Rugosidad Internacional.

En casos especiales del operativo, en que se tenga que reducir la velocidad del vehículo, se utilizan las siguientes ecuaciones para velocidades de 30 km./h y 40 km./h, según sea el caso.

$$V = 30 \text{ km/h:}$$

$$\text{IRI} = \text{ARS} * 0.018195 - 2.62905$$

$$V = 40 \text{ km/h:}$$

$$\text{IRI} = \text{ARS} * 0.020384 - 2.72902$$

Pistas de Control y Realización de Operativo

Las Pistas de control cumplen la función de verificar las variaciones que el equipo pueda tener en el tiempo.

Estas consisten en pistas de 2 km. de longitud (2 ó 3 en total) sin nivel, una rugosa, otra media y otra suave, las cuales serán recorridas periódicamente por el equipo, siempre a la misma velocidad antes y después de cada operativo.

Es conveniente que las pistas de control se encuentren cerca de las pistas de calibración.

- Realizar el operativo de mediciones en tramos específicos de la Red Vial.

Cumplidas las etapas de calibración y control del equipo, se procede a la realización del operativo de rugosidades propiamente dicho, midiendo en cada una de las pistas de los tramos de caminos establecidos previamente.

Procesamiento de la Información

- Digitar las mediciones formando una base computacional

Para el Procesamiento de la información se han utilizado computadora con programas de hojas electrónicas (QPRO) en las cuales se han digitado para cada carril los valores obtenidos del Mays Meter, formando un archivo computacional por cada tramo de camino y procesadas con las funciones estadísticas de las hojas de calculo, para obtener promedios, desviaciones estándar, valores máximos y mínimos y coeficientes de variación. Se producen gráficos por tramo, (utilizando Harvard Graphic para el caso).

- Procesar las mediciones y obtener las medidas de rugosidad cada 200 m y a nivel de tramos.
- Elaborar las gráficas representativas de cada tramo.
- Hacer el análisis e interpretación de la información.

Los Resultados de la auscultación y específicamente de las mediciones de Rugosidad se presentan en forma tabulada y en forma gráfica.

Para cada tramo en particular se muestra la información en forma tabulada de las medidas cada 200 m para cada uno de los carriles o trochas, el valor promedio de las mediciones directas en los 200 m, el valor medio de rugosidad para los 200 m y el análisis estadístico a nivel de tramos que provee los resultados del valor promedio de rugosidad, valor máximo, valor mínimo y la

desviación estándar.

Se determina el valor promedio ponderado por la longitud de la Rugosidad para la Red Principal y Secundaria en IRI para el período de la medición para el total o una parte de dicha red, incluyendo o no los caminos que estén durante ese período, en proceso de Reconstrucción o mantenimiento mayor al momento del operativo.

La auscultación de caminos y los resúmenes estadísticos no consideran correcciones de valores por efecto de túmulos, ejecución de mantenimiento menor o Rutinario, paso por puentes u otras singularidades, por considerarse que a pesar de ser distorsiones importantes localizadas, éstas tienen influencias sobre longitudes menores (inferiores a los 200 m) y de menor importancia respecto a la longitud promedio del tramo, razón por la cual, se estimó que a nivel estadístico no sería demasiado relevante el efecto sobre los valores promedios, que mostrarían un pequeño sesgo por el lado mayor al obtenido exclusivamente por el deterioro.

Esta consideración anterior debe tomarse en cuenta cuando se pretende con los operativos detectar la rugosidad promedio del tramo de camino, en un momento dado y conocer su evolución debido principalmente a las solicitaciones del tránsito (volumen y carga), para luego en función de estos valores, exentos de externalidades, determinar los costos de operación de vehículos y el costo total del transporte, para cada alternativa de mantenimiento.

Se puede perfectamente tabular la ubicación de las distorsiones locales que son importante

conocer y que afectan el confort y la seguridad de rodado, mostrando en forma directa, sin las correcciones estadísticas de estas singularidades ajenas al deterioro del pavimento.

La evolución de la rugosidad de la estructura del pavimento, puede determinarse en zonas fijas de muestreos con medidas sistemáticas en el tiempo y determinar modelos de deterioro de pavimento propios o usar modelos preestablecidos tomando como punto de partida las medidas promedios de rugosidad en un momento dado.

Se presenta las estadísticas de rugosidad en forma global para la Red Principal y Secundaria, el estado de la Red según sus rugosidades y su comparación respectiva entre varios períodos evaluados.

Se puede observar el deterioro de la Red al comparar los porcentajes de las condiciones de la misma en distinto periodo, al asignar un determinado valor a una condición específica, es decir se considerarán caminos en buen estado aquellos cuyo valor de Rugosidad sea menor que 3.5 IRI, se considerarán en estado regular aquellos cuya Rugosidad este comprendida entre 3.5 y 6.0 IRI, y por último, se considerarán caminos en mal estado aquellos cuyo valor de Rugosidad sea mayor que 6.0. En forma complementaria se pueden presentar gráficos donde se muestra la distribución de rugosidades para el periodo evaluado, incluyendo los tramos en reparación.

El inventario de las características viales deberá estar encaminado a la determinación objetiva y clara en el momento preciso de su ejecución de la condición de cada una de las

características a fin de tener la información necesaria que permita definir el estado o condición global del tramo en consideración y mediante estos la clasificación del estado de la Red en su totalidad. El mismo a su vez deberá suministrar todos los elementos necesarios para la determinación de los volúmenes de trabajo necesarios a ejecutar en cada una de las características para mantener el camino al nivel de servicio en que la institución pretenda mantener su Red.

Es importante tomar en consideración al momento de la determinación de las cantidades de obra en los tramos específicos, el impacto que causa el volumen de tránsito su clasificación y composición, así como el clima de la zona en consideración.

La clasificación de los caminos puede estar definida en función del grado de importancia de la vía, del tipo de superficie o del estado de la misma.

Los tipos y cantidades de trabajo están íntimamente ligados a la cantidad y condición de las características viales que requieren mantenimiento. El inventario de las carreteras debe enfatizar sobre la identificación y medición de estas características.

La recopilación de los datos del inventario vial debe complementarse con la inspección de los supervisores de área (Sectores) a fin de identificar y documentar necesidades ordinarias o extraordinarias de mantenimiento, así como la necesidad de ejecutar obras de rehabilitación y/o mejoramiento.

La Secretaría de Estado en los Despachos de

Obras Públicas, Transporte y Vivienda, cuenta con un Inventario actualizado de los caminos incorporados a la Red Vial, clasificados en forma funcional y plasmados en diferentes documentos que reflejan un trabajo de actualización de dicha información

La clasificación de la Red Vial en función de la importancia se define en base a la Ley de Vías de Comunicación Terrestre del Decreto 173 del 20 de Mayo de 1959 (ver Tomo 3, Capítulo II: Tránsito, pág. II - 4).

SISTEMA DE GESTIÓN DE PAVIMENTOS

A continuación se describen en forma detallada las distintas actividades, operaciones y mediciones que implica el llevar a cabo una sistematización de la gestión de pavimentos de manera satisfactoria.

Los Sistemas de Gestión de Pavimentos (Pavement Management Systems) definen las metodologías a seguir para el planeamiento, proyecto, construcción, evaluación y conservación de pavimentos, a los efectos de mantenerlos en una condición de servicio adecuada durante un determinado período de tiempo.

Generalmente los recursos disponibles son inferiores a los requeridos para mantener la red vial en un nivel de serviciabilidad satisfactorio, por lo que las decisiones respecto a las actividades mencionadas provocan un notable impacto en el presupuesto de las distintas reparticiones nacionales. Antiguamente el proceso de decisión se fundamentaba en un criterio tradicional, como por ejemplo la experiencia

local (muchas veces no documentada) y juicios subjetivos que en no pocas ocasiones respondían a una necesidad política. Siendo la disponibilidad de fondos cada vez más limitada, los antiguos procedimientos indicados pasaron a ser menos aceptados. el resultado de esta situación llevó a que se aplicaran métodos que permitieran a los responsables de tomar decisiones, contar con procedimientos defendibles, como los proporcionados en un Sistema de Gestión de Pavimentos. Para implementar un sistema computarizado de este tipo, se puede optar por distintas alternativas, pudiendo citarse: adquirir un sistema comercialmente disponible, adaptar alguno de los sistemas existentes a los requerimientos de la Repartición o desarrollar un sistema propio que tomara en cuenta las necesidades y características locales, así como también los requerimientos de la Administración. Cualquiera de las tres alternativas que sea seleccionada obliga a contar con una importante base de datos que se debe mantener permanentemente actualizada.

Un Sistema de Gestión de Pavimentos, debe necesariamente incluir los siguientes elementos:

C Inventario Vial

Toda la información recogida (que a posteriori se detallará) debe ser indefectiblemente almacenada en una base de datos. Toda base de datos o sistema de procesamiento de datos debe considerarse como parte de un sistema que permitirá optar por decisiones que podrán ser correctamente fundamentadas al asignar los reducidos fondos disponibles. Con lo indicado se quiere significar la conveniencia de contar

con bases de datos integradas y asociadas a programas computacionales tipo Mapeo Automático (AM) o Sistema de Información Geográfica (GIS).

C Alternativas de mantenimiento a aplicar

En esta fase se prepara para cada categoría de caminos (Clasificación Funcional) distintas alternativas de mantenimiento con sus correspondientes costos unitarios; siendo conveniente especificar para cada condición de estado del pavimento las operaciones de mantenimiento que se consideran adecuadas. Para poder cumplir con este objetivo se requiere disponer de modelos de comportamiento (curvas de deterioro), a fin de poder asumir o predecir la condición futura de la calzada, estimar la estrategia de mantenimiento que optimice la condición de la misma y utilizar dicha información como realimentación del proceso de diseño y en la evaluación económica.

C Estudio de necesidades viales a nivel de red

En base a la información obtenida en las etapas anteriores, se asignará una estrategia de mantenimiento a cada tramo que conforma la red vial, determinándose el presupuesto requerido para encarar todo el mantenimiento. Dado que generalmente los recursos disponibles no son suficientes, sólo los proyectos más efectivos serán seleccionados.

C Priorización de inversiones

Esta fase constituye la más importante, pero también la más complicada del sistema. Los

métodos utilizados para priorizar varían desde una simple clasificación (por ejemplo: de alto nivel de deterioro a buenas condiciones) hasta sofisticados programas matemáticos. Siendo la priorización un proceso que consiste en ordenar proyectos de acuerdo a reglas o mecanismos predeterminados, que permitirá la asignación de escasos recursos de manera eficiente, se comprende la fundamental importancia que se le debe dar a esta fase.

C Optimización

Si bien no constituye un elemento básico en el Sistema de Gestión de Pavimentos, no cabe duda que toda Repartición debe hacer uso de ella a fin de lograr seleccionar correctamente los proyectos más efectivos. Mediante la misma se pueden comparar proyectos entre sí, además de evaluar distintas alternativas para cada proyecto en dichas comparaciones.

Permite planificar a largo plazo a nivel de red, esta programación generalmente se orienta a elevar la condición del Sistema a un nivel de servicio predeterminado. Por último, mediante la optimización es posible minimizar costos para una condición de servicio mínima y por lo tanto maximizar beneficios, dado los recursos disponibles y una mínima condición de transitabilidad aceptable.

C Plan de trabajo y presupuesto

Una vez que se han identificado las prioridades, pueden elaborarse los programas y en base al mismo se preparará el presupuesto ya ajustado a los proyectos seleccionados y a sus correspondientes

operaciones de mantenimiento y/o de mejoramiento. El plan de trabajo definido debe ser ejecutado y el sistema realimentado con la condición resultante de la red.

Resumiendo debe destacarse la importancia fundamental del Sistema de Gestión de Pavimentos, ya que el mismo permite planificar, programar y preparar planes y presupuestos basados en sólidos criterios de economía y de ingeniería, garantizando de este modo la más justa y correcta asignación de los reducidos recursos disponibles. Si bien, a continuación, no se pretende desarrollar un Sistema adecuado y ajustado a las condiciones locales y a los requerimientos de la Repartición, sí se pretende por lo menos identificar a los distintos elementos básicos, dar los lineamientos sobre como efectuar la valorización de los diversos parámetros de deterioro, y los medios para el análisis global de toda la información. Y por último llegar a establecer una priorización, que aunque dista de los sofisticados programas matemáticos, tiene en cuenta dos variables fundamentales como son el Índice de Estado del camino y el flujo de tránsito que lo solicita.

Se deben tener en cuenta para la Sistematización de la Gestión, dos niveles de estudio bien definidos:

- Nivel de red, también llamado nivel de programación, donde las decisiones tomadas afectan la programación del toda la red de caminos.

- Nivel de proyecto, donde se toman las decisiones técnicas para la ejecución de cada proyecto específico seleccionado. Esta actividad no se desarrollará hasta que los

planes no estén establecidos y el presupuesto definido.

A continuación se describirán las tareas a efectuarse en cada uno de ellos.

- Nivel de red: involucra tareas de programación, planeamiento y presupuestación, requiriéndose un inventario vial de la totalidad de la red, el conocimiento del flujo de tránsito y el análisis (composición vehicular, cargas por eje, etc.) de todos sus componentes, la evaluación de estado a nivel de red, la definición de prioridades, la determinación de un cronograma tentativo de las obras a realizar y un presupuesto básico (anual, quinquenal, etc).

Para estas circunstancias la evaluación debe ser expeditiva, mediante equipos y/o metodologías de alto rendimiento, siendo fundamental la continuidad de la misma a través del tiempo.

Tanto los temas relativos al Inventario Vial como al Reconocimiento de las necesidades de mantenimiento, serán tratados posteriormente, ya que se trata de información básica.

- Nivel de proyecto: en este caso se debe recurrir a equipos y métodos que permitan medir parámetros definidos, aunque no tengan un alto rendimiento operacional. Involucra tareas de diseño, construcción, conservación y evaluación.

Una vez establecidas las prioridades a nivel de red se efectúan las evaluaciones a nivel proyecto, siendo fundamentales cuando se requiera una rehabilitación, reconstrucción o

refuerzo o cuando se deba definir si basta con una operación de mantenimiento periódico (riegos, sellos, capa asfáltica de reducido espesor) o se requiere un espesor de refuerzo.

Las actividades requeridas a nivel de red y algunas relativas a nivel de proyecto deben efectuarse en forma permanente y en ciertos casos de modo simultáneo. Como primera medida se debe proceder a la recopilación de información, con el objetivo de contar con datos referentes a: inventario vial, antecedentes históricos de la obra (proyecto, registros de control de obra y mejoras efectuadas), evaluación de estado, deflectometría, clima, drenaje, tránsito, etc.

La evaluación de estado del pavimento involucra su condición superficial y su evaluación estructural. Mediante la primera se determina ante un alto nivel de degradación la necesidad de una evaluación estructural, permite diagnosticar sobre las posibles causas de las fallas superficiales y determina si se requiere o no algún tipo de tratamiento superficial. La evaluación estructural efectuada mediante mediciones deflectométricas, permite definir si se requiere un refuerzo (deflexión característica supera a la deflexión admisible para el tránsito actuante y futuro inmediato) e incluso prácticamente define el comportamiento de la capa subyacente al concreto asfáltico cuando los radios de curvatura de la deformada acusan valores inferiores a 80 ó 100m. Generalmente la medición de deflexión y radios de curvatura se incluye en las actividades de evaluación a nivel de red, siendo recomendable que así se proceda. Ya a nivel de proyecto, cuando se requiera un mayor conocimiento del comportamiento estructural de la calzada y

subrasante, se recurre a registros deflectométricos efectuados a intervalos más reducidos y a métodos destructivos, ejecutándose ensayos "in situ" y extracción de muestras y testigos para ser ensayados y analizados posteriormente en laboratorio.

Los métodos de diseño de espesores de refuerzo de pavimentos ya fueron detallados con anterioridad.

Huelga decir que la cantidad y calidad de la información requerida, así como su procesamiento dependerá en gran parte de los recursos asignados a ese fin y de la capacidad del grupo de técnicos responsables de la tarea. Tanto el almacenamiento de datos, como el procesamiento de los mismos, puede efectuarse de distintas maneras. Esta información debidamente programada, elaborada y ordenada permite obtener no sólo el estado de la condición actual, sino también prever la evolución de la misma a través del tiempo.

Mediante la utilización de modelos, que consisten en un conjunto de programas de computación integrados para evaluar la conservación vial desde un punto de vista económico financiero, es posible calcular la rentabilidad resultante de la aplicación de una determinada política de mantenimiento durante un plazo de 15 o más años. El más conocido y difundido como ya se indicara es el HDM (Highway Design and maintenance Standards Model), desarrollado por el Banco Mundial.

Dicho modelo simula el deterioro que irá sufriendo el camino, por efecto del clima y del tránsito. El modelo permite obtener la evaluación de las condiciones de la red vial

(parámetros de deterioro año por año), pudiéndose también comparar los costos que involucran distintas estrategias de mantenimiento, además de los costos de los usuarios respectivos.

Los datos de entrada (inputs) para el modelo en forma general se refieren a: el volumen de tránsito (clasificación y características de los vehículos predominantes), clima, topografía, tipo de superficie de rodamiento, tipo de estructura existente, operaciones de mantenimiento aplicadas y el estado actual de los tramos sometidos a estudio. Consecuentemente su requieren estudios previos a fin de definir dichos parámetros, que son prácticamente los detallados para los estudios a nivel de red.

A continuación se harán algunas consideraciones sobre Inventario Vial y Reconocimiento de las Necesidades de Mantenimiento.

Inventario Vial

A los efectos de materializar un inventario vial existen básicamente dos criterios. Uno de ellos se basa en la recopilación en oficina o gabinete de toda la documentación de obra existente a fin de darle un ordenamiento que la haga más manejable. Este criterio tiene el grave problema de que normalmente esa documentación o bien no existe en su totalidad o está desactualizada, además el extraer información de un pliego de obra es una tarea larga y engorrosa, corriéndose el riesgo de cometer errores en la transcripción de la información. El otro criterio consiste en efectuar dicho trabajo directamente en campaña, recorriendo las rutas y recogiendo la información correspondiente.

Es recomendable definir desde un inicio el nivel que se le desea dar al trabajo, a fin de no recopilar información que no va a ser utilizada o que se relevaría en otras actividades; este es el método que normalmente se utiliza, ya que es poco probable que un organismo vial disponga de archivos de obra actualizados y completos.

En lo que concierne a la evaluación de la red vial, la información requerida en un inventario vial se refiere a: longitud de las rutas, tipo y ancho de calzada y hombros, señales de tránsito, estructuras o sea alcantarillas, túneles, puentes, etc. Para el caso de un puente se deben incluir los materiales de la sub estructura, de la super estructura y del pavimento del tablero, el número y la longitud de las luces, el material y altura de las barandas, el ancho de las veredas, el tipo de tablero, el ancho del pavimento, la separación entre las barandas, el gálibo, la limitación de carga señalizada y el nombre del accidente que se salva. En base a los postes kilométricos que sirven de referencia a cada uno de los eventos que se relevan, se inventariarán las intersecciones con otros caminos detallando el tipo de cruce, el número de la ruta cruzada y su tipo de pavimento, el ancho de la zona de camino, los límites jurisdiccionales que atraviesa la ruta, la topografía y los cruces ferroviarios a nivel con un estudio detallado de la visibilidad de los mismos.

Toda la información recogida por personal entrenado en planillas especiales, se vuelca en forma codificada, facilitándose así las tareas de revisión y actualización.

Demás está decir que un inventario vial presta la utilidad debida, en la medida que se

lo mantenga actualizado. Consecuentemente debe emplearse un sistema tal, que cualquier cambio que se opere en las rutas sea comunicado al área de inventario vial, siendo una medida recomendable el rehacerlo y/o verificarlo "in situ" una vez cada cinco años.

Si bien con el Inventario Vial se tienen identificados los caminos de la red, mediante, la clasificación Funcional se dispondrá de un segundo elemento de juicio que permitirá agrupar a aquellas rutas que tengan una función similar y presten un mismo nivel de servicio.

Para clasificar funcionalmente los caminos hay una serie de variables a tener en cuenta, siendo las dos más importantes: el acceso y la movilidad (existiendo otras como la canalización del tránsito, los núcleos poblacionales, los puertos, la longitud de viaje, etc.).

El acceso es la posibilidad de ingreso y/o regreso de un vehículo a la ruta y debe darse necesariamente en cada extremo de un viaje. La movilidad es la posibilidad de desplazamiento de un vehículo en la ruta.

El adecuado balance entre el acceso y la movilidad y las otras variables mencionadas permite agrupar a los caminos de acuerdo a la función que ellos cumplen, resultando en consecuencia las diferentes clases funcionales.

Red Arterial o Red Principal o Red Troncal: comprende aquellas carreteras con máxima movilidad y mínimo acceso. De acuerdo a la Clasificación vigente en el país, incluiría a las Carreteras Especiales y a las Carreteras Principales o Troncales.

Red Colectora o Secundaria: comprende aquellas carreteras que presentan un equitativo balance entre movilidad y acceso.

Red Local o Terciaria o Red de Fomento o Red Vecinal: incluye aquellos caminos en que predomina el acceso y no la movilidad.

Pudiendo citarse además un cuarto grupo que incluiría a las vías de acceso o penetración, rutas transitables temporalmente que no tendrían cabida en las clases indicadas.

El efectuar una clasificación Funcional de caminos resulta imprescindible para la evaluación de una red, ya que mediante ella se puede asignar a cada camino la importancia que el mismo tiene. Además posibilita al realizar el estudio de Rango de suficiencia, contrastar las características de cada camino con las normas que le corresponden de acuerdo a la categoría de ellos.

La mayoría de los estudios de Rango de Suficiencia se basan en un trabajo que sobre el tema desarrolló Karl Moskowitz, siendo los restantes adaptaciones o variaciones locales de ese estudio. El mismo consiste en efectuar una evaluación del estado en que se encuentra cada camino. En dicha evaluación se le asigna a cada tramo de la red un puntaje que varía de 0 a 100 puntos, correspondiendo 100 puntos a un camino en excelentes condiciones, a medida que se presentan deficiencias baja el puntaje. Las deficiencias pueden dividirse en dos grandes grupos:

- a) los deterioros que presenta la calzada.
- b) las deficiencias que acusan en su trazado.

Normalmente para la determinación del

Rango de Suficiencia se evalúan una serie de datos, que se pueden agrupar del siguiente modo:

Adecuación estructural o sea el estado del pavimento acorde a la presencia de baches, fisuras, deformaciones y estado de drenaje.

Servicio, entendiéndose por tal la rapidez y comodidad con que un conductor medio circula realizando un viaje.

Seguridad o sea los elementos de diseño que hacen sentir seguro a un conductor medio que circula por la ruta.

El valor que se le asigne a cada grupo de datos dependerá del objetivo que se quiera alcanzar.

Si el objetivo básico es un plan de repavimentación, el grupo de datos correspondiente a la adecuación estructural será el que tendrá mayor preponderancia. En varios Estados de los EE.UU., desde 1946 se realizaban anualmente evaluaciones de esta naturaleza. Desde hace unos cuantos años se han ido modificando los valores asignados a cada ítem, siendo en la actualidad el relativo a la seguridad el que tiene mayor peso. Considerando que en dicho país se encuentran totalmente standarizadas, normalizadas y controladas las etapas de proyecto y construcción, es dable pensar que la mayor preocupación debe ser aquella que está relacionada con la seguridad.

Con todo lo manifestado se quiere significar que el valor asignado a cada grupo de datos (cuya suma será 100) y aún el valor que se le dé a cada ítem dependerá del objetivo que se persiga.

En la República Argentina, se utilizó la metodología auspiciada por Moskowitz, pero adaptándola en lo posible a la realidad del país. La misma se basó en las siguientes pautas:

- a) Así como para el Inventario Vial, el método de trabajo se basó en la plena utilización del equipo de computación de datos que posee la Repartición; además de agilizar las tareas, mediante el mismo se obvia que las anotaciones hechas en campaña se pasen a registros en la oficina o gabinete, eliminándose así en los diferentes pasos posibles errores de transcripción. Además el volumen de información que se maneja obliga a la utilización de la sistematización electrónica de los datos.
- b) Se empleó el menor número posible de comisiones de campaña, con el objeto de tener uniformidad de criterios en la evaluación de los datos.
- c) Se confeccionaron normas de diseño tolerables menos severas que las normas correspondientes a idénticos volúmenes de tránsito. Contra estas normas (tolerables) se contrastaría la realidad existente en el terreno, entendiendo que si un tramo de camino no respondía a estas normas mal podría satisfacer a las de diseño y en consecuencia resultaba evidente su deficiencia.
- d) Se efectuó la clasificación funcional de todos los componentes de la red vial. De esta manera, caminos que cumplen distinta función no fueron contrastados con una misma norma

tolerable, ya que esto ocasionaría que caminos de menor importancia aparecieran a la cabeza de cualquier listado de prioridad de obras a ejecutar, en detrimento de otras carreteras más importantes que acusaran el mismo tipo de deficiencia.

- e) Los datos procesados por computadora no mostraban el puntaje total de la sección evaluada, sino el puntaje máximo asignado a cada ítem y el que le correspondía de acuerdo a la evaluación. De este modo se lograba no enmascarar deficiencias.

Así por ejemplo, si al ítem Drenaje se le había asignado un puntaje máximo de 5, una sección evaluada con un puntaje de 95 sobre 100 reflejaría que dicha sección está en muy buenas condiciones. Pero considerando que los 5 puntos que se le han restado corresponden a un deficiente drenaje, se deben prever de inmediato las mejoras al respecto a fin de que el pavimento no sufra las consecuencias en un corto plazo.

- f) De acuerdo a las condiciones locales a cada grupo de datos se le asignó un peso parecido, pero dándole mayor preponderancia al correspondiente a la adecuación estructural. Los puntajes generales asignados se particularizaron en la siguiente forma.

| | | |
|-------------------------------------|--|------------------|
| ADECUACIÓN ESTRUCTURAL | | 40 puntos |
| PAVIMENTO | | 35 puntos |
| DRENAJE | | 5 puntos |
| SEGURIDAD | | 36 puntos |
| DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE FRENADO | | 10 puntos |
| UNIFORMIDAD DE TRAZADO | | 5 puntos |
| ANCHO DEL PAVIMENTO | | 15 puntos |
| ANCHO DE HOMBRO | | 6 puntos |
| SERVICIO | | 24 puntos |
| TIPO DE CALZADA | | 10 puntos |
| TRAZADO HORIZONTAL | | 8 puntos |
| DISTANCIA VISIBILIDAD DE SOBREPASO | | 6 puntos |

Una vez evaluada y procesada la información se le adicionan todos aquellos datos disponibles que tienden a mejorar la planificación (por ejemplo datos de tránsito).

Cabe aclarar que el estudio de Rango de Suficiencia implica la emisión de juicios subjetivos, especialmente en el ítem adecuación estructural. Desde hace varios años y la tendencia actual lo confirma, mediante la utilización de equipos especiales se objetivizan dichas evaluaciones. Los indicadores considerados más significativos en el ítem adecuación estructural, son generalmente relevados en el terreno por técnicos con experiencia en la región, siguiendo determinadas técnicas o normas de operación tendientes a eliminar la subjetividad, completándose con resultados de mediciones de equipos de auscultación de alto rendimiento (como ejemplo: Rugosímetro tipo BPR; Deflectógrafo Lacroix; medidor de fricción transversal tipo Mu-Meter).

Todo lo relativo a la adecuación estructural, en lo que respecta a pavimentos, será tratado a continuación bajo la nominación de reconocimiento de las necesidades de mantenimiento, versando el mismo sobre las normas de operación recomendadas para la evaluación de los distintos parámetros de deterioro a nivel de red. Para una mayor utilidad de estas mediciones, se deben complementar con los antecedentes constructivos, obras de mantenimientos y/o mejoramiento realizadas, datos de tránsito y meteorológicos, materiales (locales y comerciales), etc.

C Reconocimiento de las necesidades de mantenimiento

La influencia desfavorable de factores de distinto origen provocan fallas en la superficie de rodamiento de las calzadas que resultan perjudiciales para la seguridad, comodidad y rapidez con que debe circular el tránsito presente y de un futuro cercano. El

propósito fundamental de toda actividad relativa al mantenimiento o a la construcción de un refuerzo de un camino en servicio, es corregir los defectos generados por las fallas para alcanzar un nivel de viabilidad adecuado durante un período de tiempo suficientemente prolongado, que justifique la inversión realizada.

Las causas que generan los defectos mencionados son de distinto origen y naturaleza, sin pretender una enumeración exhaustiva y dejando a un lado caminos no pavimentados, se indican a continuación algunas causas posibles tanto para pavimentos flexibles como para pavimentos rígidos.

- Pavimentos flexibles:

Deficiente compactación de una o varias capas.
Relación estabilidad/fluencia deficiente.
CBR no acorde con el valor adoptado para diseño.
Exagerado incremento del flujo de tránsito (en magnitud y/o frecuencia).
Consolidación del terraplén o de su fundación.
Hinchamiento de subrasante o capas estructurales.
Material asfáltico inadecuado.
Falta de adherencia entre capas.
Reflexión de juntas o fisuras de contracción de capas cementadas inferiores.
Fatiga por altas deflexiones y/o radios de curvatura reducidos.
Mezcla asfáltica inadecuada.
Contenido de asfalto deficiente o excesivo.
Defectos constructivos localizadas.
Proyecto deficiente.
Factores climáticos excesivamente

desfavorables.

Insuficiencia de tareas de mantenimiento.

- Pavimentos rígidos:

Asentamiento o levantamiento diferencial de las losas (junta "escalonada") por mal funcionamiento de las juntas o por fenómeno de bombeo o por incorrecta ubicación de las juntas de dilatación o por presencia de material incompresible en las juntas o por dilatación excesiva de las losas unida a espesor insuficiente de juntas, o por carencia o mal funcionamiento de los elementos de transferencia.

Excesiva distancia entre juntas de contracción.

Contracciones e hinchamiento de la subrasante.

Fenómeno de bombeo.

Falta de compactación de la subbase.

Asentamiento diferencial por consolidación del terraplén.

Demora en el aserrado de juntas.

Juntas en malas condiciones.

Proyecto deficiente.

Insuficiente resistencia del hormigón.

Capa superficial débil por inadecuada terminación constructiva.

Falta de alineación en las barras de unión de las juntas.

Agregados de reacción alcalina.

Baja fricción entre losa y capa subyacente.

Insuficiencia de tareas de mantenimiento.

Las causas mencionadas u otras no contempladas provocan el desarrollo de fallas, pudiendo clasificarse las mismas en forma genérica en fallas de superficie y fallas estructurales.

Las primeras se refieren a los defectos de la superficie de rodamiento debidos a fallas de la capa asfáltica superficial propiamente dicha (pavimentos flexibles) o a fisuración o desintegración de la losa que no afecte todo su espesor sino que sólo se registran hasta una cierta profundidad (pavimentos rígidos).

Las fallas estructurales se refieren a los defectos de la superficie de rodamiento debidos a fallas en la estructura de la calzada, es decir de una o más de las capas constitutivas que deben resistir las sollicitaciones generadas por el tránsito y la acción de los agentes climáticos.

En base al origen de los defectos observados se podrá diferenciar que tipo de falla corresponde. Las fallas superficiales sólo requieren la regularización de la superficie, que debe proporcionar una impermeabilidad y rugosidad adecuadas. Mediante riegos, sellos o capas asfálticas de reducido espesor se logra un comportamiento satisfactorio; dichos tratamientos vistos desde el punto de vista estructural no aportan nada en forma directa, solamente reducen la velocidad de deterioro y por ende incrementan la serviciabilidad de la carretera. No ocurre lo mismo cuando se trata de fallas estructurales, ya que se requiere un espesor de refuerzo sobre el pavimento existente, para que la calzada reforzada responda a las exigencias del tránsito presente y futuro estimado. Es decir que corresponde proyectar el diseño de una nueva estructura formada por la subrasante, el pavimento existente y el refuerzo.

Para poder tomar una decisión acertada y definir correctamente las operaciones de mantenimiento que se requieren y/o el

espesor de refuerzo a construir, se debe conocer el estado del pavimento, la evolución de su deterioro y las posibles causas que lo producen.

Mediante un análisis global del relevamiento periódico de las fallas y su comportamiento bajo la aplicación de una carga, se estará en condiciones de definir las tareas a ejecutar.

La evaluación del pavimento existente comprende las siguientes actividades:

- Relevamiento de fallas: Deformaciones permanentes, longitudinales y transversales. Fisuración y agrietamientos. Desprendimientos.
- Adherencia entre neumático y pavimento.
- Deformación del pavimento bajo carga: medición de deflexión y radio de curvatura de la deformada.

A fin de garantizar la eficiencia de esta evaluación será necesario que los indicadores señalados puedan ser medidos objetivamente, que la cantidad de mediciones sea suficientemente representativa, que la frecuencia con que se repiten las mediciones sea compatible con el tiempo de evolución de las fallas y que dichos indicadores, especialmente los correspondientes a los parámetros de deterioro puedan ser clasificados, cuantificados y presentados para su interpretación, acorde a un procedimiento definido, a fin que puedan utilizarse como un elemento de juicio para la evaluación general de un pavimento dado o bien para denotar la conveniencia y el grado de urgencia de profundizar el estudio, determinándose las actividades adicionales requeridas a realizar para complementar un análisis integral del pavimento existente.

A los efectos de definir el proyecto de obra a realizar (tipo de mantenimiento y/o cálculo de espesor de refuerzo) es necesario considerar a cada uno de los parámetros de deterioro (deformaciones, fisuración, desprendimientos) en forma aislada, en su conjunto, y su evolución en el tiempo en ambos casos, dado que la correcta interpretación de dichos valores es fundamental para la identificación de las reales causas de la falla del pavimento. La evaluación de la condición del estado superficial de la calzada, se complementará en campaña relevando otros elementos relacionados con el estado del pavimento, tales como:

Bacheo: para indicar en que nivel ha fallado ya el pavimento.

Exudación: en pavimentos flexibles, cuando compromete la resistencia al deslizamiento del rodado de los vehículos.

Estado de juntas: en pavimentos rígidos, a fin de detectar si su condición amerita un tratamiento, a fin de prevenir un comportamiento irregular entre losas adyacentes.

Drenaje: mediante la observación de las condiciones del sistema, prestando especial atención a su influencia en el comportamiento del paquete estructural.

Hombros: se definirá su tipo (suelo, estabilizado, pavimento) y su estado (superficial y pendiente adecuada).

Otros datos de interés corresponden al estado de bordes de calzada, a la existencia o no de

un carril más deteriorado, a tipo de obra básica que corresponda (terraplén, desmonte, abovedado), etc.

A todo esta información se suma la medición de otros importantes parámetros, mediante equipos de auscultación de pavimentos que permiten definir con mayor precisión el estado del camino.

El coeficiente de fricción, permite determinar el grado de adherencia de los neumáticos con la superficie de rodamiento mojada y la deflexión y el radio de curvatura indican mediante un proceso no destructivo de que manera trabaja la estructura.

A continuación se harán algunas consideraciones sobre los distintos parámetros de deterioro, como proceder para su medición e indicaciones para cuantificarlos y por lo tanto poder integrarlos a un Índice de Estado que combine en su fórmula la evaluación de los tipos de falla a considerar. Dichos Índice resultaría en su representatividad similar al Índice de Serviciabilidad Presente (PSI), pero este último valor esta orientado a cuantificar el confort que brinda el camino al usuario mientras que el Índice de Estado no contempla específicamente dicha condición (su formulación no responde a encuestas realizadas a los usuarios).

Siendo de acuerdo a AASHTO la ecuación servicio-performance (para pavimentos flexibles):

$$PSI = 5,03 - 1,91 \lg (1 + SV) - 1,38 RD^2 - 0,01 \sqrt{C + P}$$

Donde:

PSI = Índice de Serviciabilidad Presente

SV = Varianza de la pendiente longitudinal (10^6 rad^2)

RD = Profundidad media de ahuellamiento (pulgadas)

C = Área fisurada ($\text{pie}^2/100 \text{ pie}^2$)

P = Área bacheada ($\text{pie}^2/100 \text{ pie}^2$)

Según la ecuación indicada, los daños de un pavimento flexible que afectan la calidad del rodamiento, responde a los parámetros de deterioro incluidos en el relevamiento de fallas y son:

- Rugosidad del pavimento (representada por SV), siendo de acuerdo al AASHO Road Test Report:

$$SV = 0.000117 R^{2.334} [\text{R}] = \text{pulg/milla}$$

$$R (\text{pulg/milla}) \times 1.579 = R (\text{cm/Km})$$

- Ahuellamiento (RD)
- Fisuraciones ©
- Fallas por desprendimiento (P)
- Fallas profundas (P)

En la República Argentina la información obtenida mediante el relevamiento de fallas se procesa de modo de llegar a un índice indicativo del estado del pavimento sometido a estudio, en el momento de la evaluación. Dicho Índice de Estado responde a la expresión:

$$\text{I.E.} = 10 e^{-3 a_i \times D_i}$$

Donde:

I.E. = Índice de Estado

e = 2.718 (base de los logaritmos neperianos)

a_i = coeficientes de peso que varía entre 0.04 y 0.09, según que tipo de capa de rodamiento corresponda al pavimento evaluado (concreto asfáltico, tratamiento bituminoso superficial, hormigón).

D_i = coeficientes que valorizan el grado de falla, variando entre 0 y 10, correspondiendo los valores mayores a las situaciones más desfavorables (mayor deterioro).

Los valores de a_i , se indican a posteriori para cada tipo de capa de rodamiento (concreto asfáltico, tratamiento bituminoso superficial, hormigón) y para cada clase de deterioro (deformación longitudinal, deformación transversal, fisuración y desprendimientos; D_1 , D_2 , D_3 y D_4 respectivamente).

Los valores a adoptar para D_i dependerán del deterioro registrado, indicándose para cada tipo de falla (D_1 , D_2 , D_3 y D_4) y para las distintas capas de rodamiento, los respectivos valores que les corresponde.

En la descripción de la Técnica operativa de la evaluación de estado del pavimento - Llenado de planillas, se describe claramente como se valorizan dichos coeficientes, ilustrándose en la planilla de evaluación de estado (figura 143) como se procedió a su cuantificación.

De acuerdo a esta expresión el I.E. alcanza valores comprendidos entre 1 y 10, correspondiendo los mayores valores a los mejores estados del pavimento.

Se define así que un I.E. comprendido entre 7 y 10 refleja un estado bueno del pavimento; un valor entre 5 y 7 indica un estado regular,

para el cual sería conveniente realizar un estudio, a fin de encarar oportunamente la restauración de las fallas mediante tareas de mantenimiento y/o la próxima construcción de un refuerzo o de una mejora, de modo de evitar su rápida destrucción; un valor del orden de 5 o menor correspondería al caso de un pavimento que registra un alto nivel de deterioro y requiere por lo tanto atención en forma urgente.

Con el Índice de Estado así definido, sólo se pretendió llegar a una fórmula que combinando los distintos tipos de falla permitiera reflejar el estado del pavimento en servicio a la fecha de hacer la evaluación. Mediante relevamientos efectuados periódicamente y sistematizando la información en forma adecuada se puede disponer de un valioso banco de datos que permite optimizar la toma de decisiones.

Cabe aclarar que el Índice de Estado además de corresponder a las condiciones locales (República Argentina) es un excelente indicador "interno", es decir que no contempla la opinión de los usuarios (caso del PSI); las consideraciones hechas y a hacer al respecto tienen por objetivo despertar cierto interés en como manejar en forma eficiente la información obtenida mediante evaluaciones sistemáticas, ya que las mismas constituirán la base de un correcto programa de obra de mantenimiento y/o mejoramiento.

Se consideró oportuno destacar la necesidad de que se implemente en el país una metodología del tipo de la indicada o cualquier otra equivalente en objetividad, practicidad y grado de seguridad, ya que el seguimiento de la red pavimentada y su aplicación a la conservación (sistematización

de la gestión en base al apoyo de los bancos de datos), a la luz de los resultados obtenidos a nivel mundial se ha convertido en una necesidad técnica básica en cualquier organismo vial importante.

Se debe tener en cuenta que si bien el Índice de Estado constituye un excelente indicador "interno", se requiere aún avanzar en lo que concierne al conocimiento de la opinión de los usuarios, valorando así además de su juicio sobre el estado del pavimento y el señalamiento, su opinión sobre otros factores de seguridad y confort.

No cabe duda que en cualquier programa de mantenimiento la primera prioridad corresponderá a aquellos tramos de la red vial cuyo nivel de deterioro sea tal que indefectiblemente requieran la ejecución de algún tipo de obra, ya que en caso contrario se comprometería el nivel aceptable de transitabilidad de la carretera.

La segunda prioridad correspondería a aquellos tramos en los que han sido detectados síntomas tales que se aconseja un tratamiento preventivo, que permita mediante una obra de reducida magnitud extender notablemente la vida útil del pavimento. Cuando este tipo de obra no se pueda materializar por razones presupuestaria, debiendo postergarse indefectiblemente, se las incluye en secciones o tramos denominados "en vigilancia".

Con ello se quiere significar que se requiere una evaluación más frecuente y que de acuerdo al tipo de fallas ya detectado serán necesarios trabajos a corto plazo, que serán incluidos en las previsiones de los años futuros.

Ante la posibilidad que por razones presupuestarias no puedan encararse todas las obras prioritarias previstas en un primer análisis, se ha fijado un Índice de Prioridad a fin de establecer en un segundo análisis que tramos serán seleccionados. El Índice de

Prioridad (I.P.) será función del nivel del deterioro que registre el tramo (I.E.) y del flujo de tránsito que lo solicite durante un año (N), siendo:

$$I. P. = 0.1 (10 - I. E.) N^{1/4}$$

$$\text{Donde: } N = 365 \times 0.5 \times \text{TMDA} (\% \text{ CL} \times \text{FE}_{\text{CL}} + \% \text{ CP} \times \text{FE}_{\text{CP}})$$

% CL y % CP = % de camiones livianos y pesados respectivamente.

FE_{CL} y FE_{CP} = Factores de equivalencia correspondientes a camiones livianos y pesados respectivamente (carga de referencia eje simple de 10.6 toneladas).

$0.50 = D_L$ factor direccional (2 carriles por calzada).

TMDA = Tránsito medio diario anual.

I.E. = Índice de estado correspondiente al último informe de evaluación.

A continuación se harán algunas consideraciones sobre los distintos parámetros de deterioro, así como también para cada tipo de capa de rodamiento los valores que corresponden a los coeficientes a_i (constantes para cada tipo de falla y tipo de capa) y D_i (variables acorde a la evaluación de la falla).

- Capa de rodamiento conformada por mezcla asfáltica (concreto asfáltico).

$$I.E. = 10 \times e^{-(0.04 D_1 + 0.05 D_2 + 0.07 D_3 + 0.04 D_4)}$$

Siendo: D_1 : deformación longitudinal
 D_2 : deformación transversal
 D_3 : fisuración
 D_4 : desprendimientos

Deformación longitudinal (D_1)

La determinación del coeficiente D_1 se efectúa mediante la aplicación de un rugosímetro analizador del perfil longitudinal, consistiendo en un equipo especialmente concebido para el registro de las deformaciones longitudinales de la calzada. Generalmente los distintos tipos de rugosímetro consisten básicamente en una rueda de ensayo que se encuentra montada dentro de un bastidor rectangular mediante dispositivos de suspensión y amortiguación adecuados. Al ser remolcado el conjunto a lo largo del camino, la rueda de ensayo oscila verticalmente con respecto al bastidor horizontal, en proporción a las deformaciones de la calzada, lo cual es medido y registrado en el aparato.

A la información así registrada por el rugosímetro se le da salida bajo la forma final de un número de uniformidad del perfil longitudinal. Este número indica el total de movimiento vertical efectuado por la rueda de ensayo en metros por kilómetros de camino.

En base a la siguiente tabla, se define el coeficiente D_1 en función de la rugosidad medida.

| Rugosidad (m/Km) | Coefficiente D_1 correspondiente |
|---------------------|---------------------------------------|
| 0.0 - 1.1 | 0 |
| 1.2 - 1.4 | 1 |
| 1.5 - 1.7 | 2 |
| 1.8 - 2.0 | 3 |
| 2.1 - 2.3 | 4 |
| 2.4 - 2.7 | 5 |
| 2.8 - 3.3 | 6 |
| 3.4 - 3.9 | 7 |
| 4.0 - 4.5 | 8 |
| 4.6 - 5.0 | 9 |
| > 5.0 | 10 |

| Profundidad de Deformación Medida (en mm) | Coefficiente D_2 Correspondiente |
|---|---------------------------------------|
| 0-5 | 0 |
| 6-9 | 1 |
| 10-12 | 2 |
| 13-16 | 3 |
| 17-20 | 4 |
| 21-25 | 5 |
| 26-30 | 6 |
| 31-35 | 7 |
| 36-40 | 8 |
| 41-45 | 9 |
| > 45 | 10 |

Deformación transversal (D_2)

Para determinar el coeficiente D_2 es necesario medir la profundidad de la deformación transversal, ya sea que corresponda a ahuellamiento o hundimiento. A fin de hacer expeditiva esta operación se ha previsto el uso de una simple regla transversal de 1.20m de longitud, que por medio de una cuña graduada permite medir esta deformación. A los efectos de la medición se dispone la regla transversalmente al eje del camino, apoyada sobre los puntos más altos de la deformación y en estas condiciones se introduce la cuña graduada hasta alcanzar el punto más bajo de la deformada.

Efectuada la medición se determina el valor del coeficiente D_2 correspondiente con la siguiente tabla:

- Fisuración (D_3)

Para la determinación del coeficiente D_3 el procedimiento a utilizar consiste en efectuar un relevamiento visual, comparando la clase de fisuramiento existente en el tramo evaluado con el catálogo de fotografías tipo que se ilustra en las figuras 137, 138, 139, 140 y 141.

En este catálogo tipo se indican valores absolutos (2, 4, 6, 8 y 10) del coeficiente D_3 equivalentes a grados de fisuración característicos, reflejados en las tomas fotográficas. El operador de campaña deberá identificar el grado de fisuración observado en el tramo, con alguno de los patrones exhibidos en las fotografías, pudiendo efectuar interpolaciones en los casos que se requirieran. Identificada la toma fotográfica del caso queda inequívocamente determinado el correspondiente valor del coeficiente D_3 .

Cuando se registren fisuras reflejas de juntas, por tratarse de mezclas asfálticas colocadas sobre pavimentos de hormigón, se aclarará en

las planillas de evaluación que se trata de este tipo de falla. Adoptándose el siguiente criterio:

Tipo 2 ($D_3 = 2$): fisuras o grietas de ancho mayor de 2mm, presentándose en una sola línea, longitudinal y/o transversales, sin tareas de sellado ejecutadas.

Tipo 4 ($D_3 = 4$): malla o piel de cocodrilo concentrada en grietas longitudinales y/o transversales, sin desprendimiento de material, con o sin tareas de conservación ejecutadas.

Tipo 8 ($D_3 = 8$): malla o piel de cocodrilo, concentrada en grietas longitudinales y/o transversales, con desprendimiento totales o parciales de material.

En aquellos casos que las fisuras reflejas se presenten en forma generalizada en la superficie, por fallas del hormigón subyacente, se aplicará la clasificación convencional ya indicada.

- Desprendimiento (D_4).

La determinación del coeficiente D_4 se efectúa mediante la estimación del porcentaje de superficie de camino afectado por el desprendimiento de agregado grueso en zonas localizadas, de distintos tamaños.

Se define como bache a la cavidad producida en el pavimento en forma irregular y profundidad mayor de 2.5cm.

La cuantificación de estas fallas se realiza acorde a la siguiente tabla:

| % Peladuras Superficiales | % Baches Descubiertos | Coeficiente D_4 Correspondiente |
|---------------------------|-----------------------|-----------------------------------|
| 1-9 | - | 1 |
| 10-29 | - | 2 |
| 30-49 | - | 3 |
| 50-69 | 0.1-0.3 | 4 |
| 70-89 | 0.4-0.6 | 5 |
| 90-100 | 0.7-1.0 | 6 |
| - | 1.1-1.3 | 7 |
| - | 1.4-1.6 | 8 |
| - | 1.7-2.0 | 9 |
| - | > 2.0 | 10 |



Figura 137

FISURA FORMADA EN UNA SOLA LINEA, GENERALMENTE LONGITUDINAL Y AISLADA, CON TENDENCIA A RAMIFICARSE.

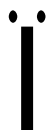




Figura 138

FISURA RAMIFICADA CON TENDENCIA A FORMAR UNA MALLA
GENERALIZADA EN SECTORES DE PAVIMENTO.

Ñ

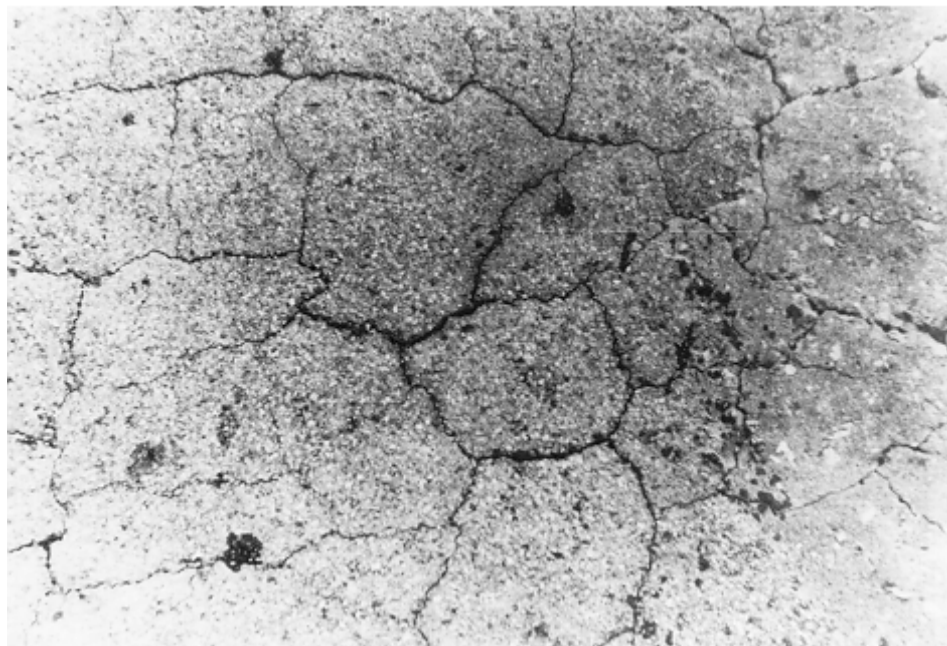


Figura 139

FISURA EN FORMA DE MALLA QUE ABARCA UNA SUPERFICIE MAS AMPLIA DE PAVIMENTO Y CON TENDENCIA A FORMAR LA PIEL DE COCODRILO.

Ó



Figura 140

FISURA GENERALIZADA EN FORMA DE MALLA CERRADA, DE RETICULADO MAS CHICO, FORMANDO LA LLAMADA "PIEL DE COCODRILO". DESPRENDIMIENTO DE MATERIAL EN CORRESPONDENCIA CON ALGUNAS FISURAS.

Õ



Figura 141

FISURA TOTALMENTE GENERALIZADA CON DESPRENDIMIENTO DE PANES DE MATERIAL Y FORMACIÓN DE BACHE.



- Capa de rodamiento conformada por tratamiento bituminoso superficial.

$$I.E. = 10 \times e^{-(0.04D_1 + 0.05D_2 + 0.07D_3 + 0.08D_4)}$$

Deformación longitudinal (D₁)

Vale todo lo indicado para capa de rodamiento de concreto asfáltico, utilizándose para definir el coeficiente D₁ la siguiente tabla:

| Rugosidad (m/Km) | Coeficiente D1 Correspondiente |
|---------------------|-----------------------------------|
| 0.0-2.0 | 0 |
| 2.1-2.3 | 1 |
| 2.4-2.6 | 2 |
| 2.7-2.9 | 3 |
| 3.0-3.2 | 4 |
| 3.3-3.5 | 5 |
| 3.6-3.8 | 6 |
| 3.9-4.2 | 7 |
| 4.3-4.6 | 8 |
| 4.7-5.0 | 9 |
| > 5.0 | 10 |

Deformación transversal (D₂)
Fisuración (D₃)

La determinación de los coeficientes D₂ y D₃ se efectúa en igual forma que para el caso de pavimentos con capa de rodamiento de concreto asfáltico.

Desprendimiento (D₄)

Vale lo indicado para concreto asfáltico, cuantificándose las fallas mediante la siguiente tabla:

| % Peladuras superficiales | % de Baches | | Coeficient e D4 |
|------------------------------|--------------|-----------|--------------------|
| | Descubiertos | Cubiertos | |
| 1-4 | - | 0.1-0.4 | 1 |
| 5-9 | - | 0.5-0.8 | 2 |
| 10-14 | - | 0.9-1.2 | 3 |
| 15-19 | 0.1-0.3 | 1.3-1.6 | 4 |
| 20-29 | 0.4-0.6 | 1.7-2.0 | 5 |
| 30-39 | 0.7-1.0 | 2.1-2.4 | 6 |
| 40-49 | 1.1-1.3 | 2.5-2.8 | 7 |
| 50-59 | 1.4-1.6 | 1.9-3.2 | 8 |
| 60-79 | 1.7-2.0 | 3.3-3.6 | 9 |
| 80-100 | > 2.0 | > 3.6 | 10 |

- Capa de rodamiento conformada por hormigón (pavimentos rígidos)

$$I.E. = 10 \times e^{-(0.05D_1 + 0.09D_3)}$$

- Deformación longitudinal (D₁)

La determinación del coeficiente D₁ se realiza en forma análoga que para los pavimentos flexibles, mediante la utilización del rugosímetro. Para este caso la rugosidad determinada con el equipo se define mediante el coeficiente D₁, en base a la siguiente tabla.

| Rugosidad (m/Km) | Coefficiente D_1 Correspondiente |
|---------------------|---------------------------------------|
| 0.0-1.8 | 0 |
| 1.9-2.1 | 1 |
| 2.2-2.5 | 2 |
| 2.6-2.9 | 3 |
| 3.0-3.3 | 4 |
| 3.4-3.6 | 5 |
| 3.7-4.0 | 6 |
| 4.1-4.5 | 7 |
| 4.6-5.0 | 8 |
| 5.1-5.5 | 9 |
| > 5.5 | 10 |

- Fisuración (D_3)

La determinación del coeficiente D_3 se efectúa estimando el grado de fisuración de la calzada, con el auxilio de la tabla que se adjunta en la figura 142.

- Técnica operativa de la evaluación e estado del pavimento.

- 1- La evaluación de estado se realiza sobre toda la red pavimentada. Con el objetivo de organizar la tarea se divide cada ruta a estudiar en tramos del orden de los 30km, tratando que los mismos presenten la mayor homogeneidad posible en lo que respecta a:

Trazado: sin cambio de topografía.
Tránsito: sin variaciones importantes en el TMDA de camiones.

Capacidad estructural: en base a la información de la longitud de obra contruida en distintas oportunidades.

Es conveniente que el principio y fin

de estos tramos estén limitados en sus extremos por eventos bien definidos, tales como: cruce de rutas, accesos a localidades, puentes, cruces de ferrocarril, mojones kilómetros, etc.

- 2- La tarea comienza en la progresiva 0.00 de cada uno de estos tramos en coincidencia con el evento origen, finalizando con el evento fin del tramo.

Con el objeto de una fácil ubicación dentro del tramo, que permita un mejor seguimiento de la tarea, se han incorporado eventos singulares intermedios, separados aproximadamente en no más de 10Km, además de incluirse las progresivas del tramo. En la figura 143 se adjunta una planilla tipo preparada para evaluación de estado.

- 3- La longitud total de cada tramo se subdivide en secciones de 2.0km, determinándose para cada una de ellas en campaña, los items que figuran en la planilla (figura 143) en la forma que posteriormente se detalla.

- 4- A los efectos de realizar la tarea se recorrerá el tramo a una velocidad de no más de 30Km/h, efectúandose detenciones cada 2.0km, a fin de realizar las correspondientes mediciones y observaciones. Siendo conveniente para un mejor seguimiento de la evaluación de la falla, dejar una referencia en el lugar de la detención (usualmente se utiliza una marca de pintura).

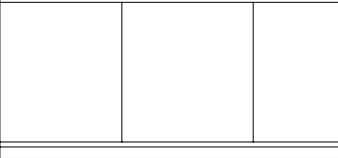
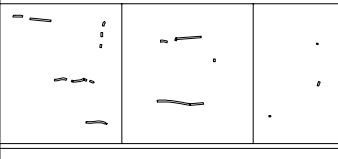
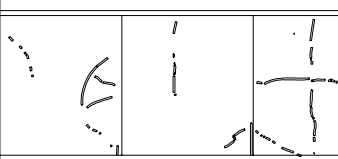
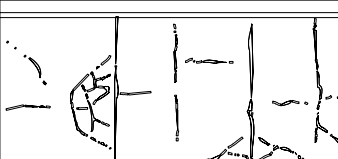

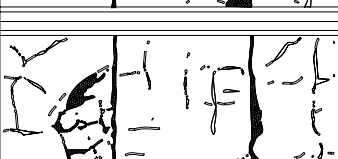
| DESCRIPCION | D | FISURA TIPO |
|--|----|--|
| NINGUNA FISURACION | 0 |  |
| FISURAS FINAS, AISLADAS UBCADAS AL AZAR, QUE NO FORMAN CELDAS. | 2 |  |
| FISURAS REGULARES (ANCHO MENOR 2mm) TRANSVERSALES, LONGITUDINALES O DE ESQUINA QUE SUBDIVIDEN A LAS LOSAS EN PAÑOS GRANDES. | 4 |  |
| AGRIETAMIENTOS IMPORTANTES (MAYOR 2mm) TRANSV., LONG., DIAGONALES QUE SUBDIVIDEN LAS LOSAS EN PAÑOS CHICOS, BORDES C/ DESPREND. SUPERF. Y/O EXISTENCIA DE TAREAS DE BACHEO CON MEZCLA ASF. | 6 |  |
| AGRIETAMIENTOS Y DESPRENDIMIENTOS PROFUNDOS, MOVIMIENTO RELATIVO DE PANES DE MATERIAL, VARIACION DEL PERFIL DE LA CALZADA Y/O FORMACION DE BACHES AISLADOS. | 8 |  |
| GENERALIZACION DE DESPRENDIMIENTOS DE PANES DE MATERIAL Y/O FORMACION DE BACHES, BLOQUES HUNDIDOS O ASENTADOS. | 10 |  |

FIGURA 142

| | | | | | |
|-----------------------------------|------------------------|---------------|---|--------|-----------------|
| DIRECCIÓN GENERAL DE CONSERVACIÓN | | RUTA: | DEPARTAMENTO: | TRAMO: | FECHA: |
| EVALUACIÓN DE ESTADO | | hoja 1 de 12 | CAPA DE RODAMIENTO. MEZCLA ASFÁLTICA. TRATAMIENTO BITUMINOSO-HORMIGÓN. ANCHO DE CALZADA: OBRA BÁSICA = DESMONTÉ - TERRAPLEN - ABOVEDADO SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL: COMPLETA - NO TIENE HOMBROS PAVIMENTADOS - NO PAVIMENTADOS ANCHO: IZQUIERDA: DERECHA: | | EVALUADOR: |
| PROGRESIVAS | ELEMENTOS DE UBICACIÓN | 1371.26 | EMPALME RUTA N° | | CAMINO DE RÍPIO |
| DEFORMACIÓN LONGITUDINAL | | D1 | m/km | 19.68 | 1398.90 |
| DEFORMACIÓN TRANSVERSAL | | D2 | mm | 27.61 | ACCESO A |
| FISURACIÓN | | D3 | % | | |
| DISPENDIMIENTO | | D4 | % | | |
| INDICE DE ESTADO (I.E.) | | | | | |
| DEPLEXIÓN CARACTERÍSTICA | | OBSERVACIONES | | | |
| RADIO DE CURVATURA | | | | | |
| BACHEO | | | | | |
| COEFICIENTE DE FRICCIÓN | | | | | |
| ESTADO DE HOMBROS | | | | | |
| ESTADO BORDES DE CALZADA | | | | | |
| ESTADO DEL DRENAJE | | | | | |
| CARRIL MAS DETERIORADO | | | | | |
| EXUDACIÓN | | | | | |

FIGURA 143

- 5- Para cada sección se 2.0 km, se adoptará a fin de definir los respectivos coeficientes D_2 y D_3 , los valores más desfavorables de ahuellamiento y fisuración que se detecten en una longitud de aproximadamente 20 m de camino en el lugar de detención, siempre y cuando dichos valores no representen una situación aislada y singular. Estas situaciones aisladas cuya condición difiere notablemente del resto de la sección, se registrarán en la planilla de evaluación en un espacio destinado a observaciones. La idea de seguir tal procedimiento tiende a que la medición efectuada en la sección de 20 m de camino sea representativa de los 2.0 km de la sección recorrida.
- 6- Si durante el recorrido de las secciones se visualizan fallas marcadamente diferentes y de mayor grado a las observadas en las zonas de los 20 m a analizar, repitiéndose esta circunstancia en por lo menos dos secciones consecutivas, se deberá en la sección siguiente, de aparecer nuevamente este tipo de falla, efectuar allí las mediciones y observaciones correspondientes. Las mismas servirán para caracterizar el estado de esta última sección, independientemente de que en la zona de detención prevista en los 2.0 km se verifique o no su presencia, salvo opinión en contrario del evaluador, por considerarlo caso aislado.
- 7- El vehículo que se utilice deberá estar equipado, a los efectos de la medición de longitudes, con un odómetro de lectura de 10m. En caso de no contar con este equipamiento, se tomarán las medidas tendientes a calibrar el odómetro de la movilidad. El odómetro a utilizar será calibrado periódicamente en una pista de 5.0 km de longitud con marcaciones cada 0.5km, medidas especialmente a este efecto con cinta métrica.
- 8- A fin de registrar toda la información de campaña, se utilizará la planilla de la figura 143 en la que se ha volcado un ejemplo ilustrativo.
- Llenado de planillas
- Deberán completarse los datos consignados en la parte superior de la planilla, tachando lo que no corresponda. Con respecto a la CAPA DE RODAMIENTO, habrá que determinar con exactitud de que tipo se trata, recomendándose para caso de duda (concreto asfáltico o tratamiento bituminoso), la realización de una pequeña excavación en el hombro para su comprobación.
- Coficiente D_1 : Deformación longitudinal. Los casilleros respectivos serán llenados en gabinete una vez que los equipos medidores de rugosidad efectúen la tarea, en el casillero correspondiente se colocará en la parte derecha (sombreada) el valor de la rugosidad en m/Km y en la parte izquierda el respectivo coeficiente según la tabla que corresponda en función al tipo de capa de rodamiento.
- Para el caso se utilizaron rugosímetros B.P.R. (Burea of Public Roads) siendo las condiciones aplicadas: Velocidad de ensayo: 30Km/h (rango aceptable y corregido por

computadora de 28 a 40Km/h); calibración estática previa a cada tramo de medición; calibración dinámica en pistas de control; calibración anual en pista patrón tipo TRRL, rendimiento mensual 1500 a 2000 Km promedio; registro: visualización directa de datos sobre gráfico e integrador electrónico kilométrico.

Coefficiente D_2 : Deformación transversal.

Se colocará en el casillero correspondiente, el valor en mm del ahuellamiento y/o del hundimiento medido, consignado estos valores en la mitad derecha del casillero (sombreada), dejando la mitad izquierda para colocar el valor más desfavorable del respectivo coeficiente (ahuellamiento o hundimiento).

Coefficiente D_3 : Fisuración.

Se identificará el tipo de fisura observado en el pavimento en estudio, con algunos de los casos exhibidos en el catálogo de fotografías. Si se registran dos o más tipos de fisuras se adoptará para clasificar la sección, el tipo más desfavorable.

Otros aspectos importantes en el relevamiento de las fisuras más desfavorable es la determinación de su intensidad en términos de m^2 de la sección de 20m de camino afectada por ese tipo de fisura, que se referirá luego a % en función del ancho de la calzada. A tal efecto la medición de la superficie afectada por las fisuras se hará en forma expeditiva (a pasos) y los porcentajes a consignar en las planillas se deducirán en función del ancho de la calzada, teniendo como referencia la tabla que se adjunta (figura 144).

Dado que en la práctica resulta en algunos

casos dudoso clasificar el tipo de fisura, por la presencia simultánea de dos o más clases dentro de la sección a evaluar, es que se puede aceptar una interpolación. Por ejemplo, si se observan fisuras intensas tipo 4, con fisuras tipo 6 pero no bien definidas, se acepta que se califiquen como tipo 5, correspondiendo la intensidad a la suma de los dos tipos.

Por otra parte si se hubiera efectuado un sellado de las fisuras detectadas, a los efectos de la valoración se considerarán en su estado original, aclarándose solamente la existencia del sellado en observaciones.

Coefficiente D_4 : Desprendimientos

Peladuras: se estimará el porcentaje de superficie afectada de la calzada en la sección de 20m de camino.

Especialmente cuando se evalúa un tratamiento, apreciar el porcentaje de peladuras puede resultar laborioso si no se cuenta con algún método expeditivo, se propone para tal fin el siguiente procedimiento.

a) Primeramente en la sección de 20m afectada por peladuras y/o desprendimientos se ubicará una zona representativa para efectuar la valoración. En caso de duda sobre la representatividad de la zona elegida se realizará otra determinación, dándole validez a la más desfavorable.

b) Se recorrerá esta zona en sentido transversal a la calzada, apreciando en una faja de un metro de ancho los porcentajes parciales para cada m^2 de dicha faja; cabe aclarar que en la práctica se aproximará el ancho de la calzada a valores enteros.

Metros cuadrados afectados, m²
Ancho de calzada (m)

| 6 | 6.7 | 7 | 7.3 | % |
|-----|-----|-----|-----|-----|
| 1 | 1 | 1 | 2 | 1 |
| 2 | 3 | 3 | 3 | 2 |
| 6 | 7 | 7 | 7 | 5 |
| 8 | 9 | 10 | 10 | 7 |
| 12 | 13 | 14 | 15 | 10 |
| 16 | 17 | 18 | 19 | 13 |
| 18 | 20 | 21 | 22 | 15 |
| 20 | 23 | 24 | 25 | 17 |
| 24 | 27 | 28 | 29 | 20 |
| 30 | 34 | 35 | 37 | 25 |
| 36 | 40 | 42 | 44 | 30 |
| 42 | 47 | 49 | 51 | 35 |
| 48 | 54 | 56 | 60 | 40 |
| 54 | 60 | 63 | 66 | 45 |
| 60 | 67 | 70 | 74 | 50 |
| 66 | 74 | 77 | 80 | 55 |
| 72 | 80 | 84 | 88 | 60 |
| 78 | 87 | 91 | 95 | 65 |
| 84 | 94 | 98 | 102 | 70 |
| 90 | 101 | 105 | 110 | 75 |
| 96 | 107 | 112 | 118 | 80 |
| 108 | 121 | 126 | 131 | 90 |
| 120 | 134 | 140 | 146 | 100 |

FIGURA 144

c) La sumatoria de estos porcentajes parciales, expresada en metros y dividida por el ancho real de la calzada, indicará el porcentaje total consignado en la planilla; en la figura 145 se adjunta un ejemplo representativo del caso.

Baches: dado que esta falla se localiza en el camino en lugares aislados y erráticamente, la caracterización de los dos kilómetros mediante la medición en sólo 20 m no sería correcta en este caso. Por lo que su valorización se realiza contando el número de baches en la sección de 2.0 km y estimando el área media afectada. Por ejemplo considerando una calzada de 6.70 m de ancho, en la que se ha estimado a lo largo de los 2.0 km recorridos, una superficie de baches abiertos de aproximadamente 250 m², el porcentaje de baches en la sección será:

$$\% \text{ baches} = \frac{250\text{m}^2 \times 100}{6,70\text{m} \times 2000\text{m}} = 1,86\%$$

Adoptándose 1.9 %, este porcentaje se consigna en la parte derecha del casillero correspondiente a BACHE.

Luego se compara el coeficiente (D₄) correspondiente a peladuras con el de baches, volcándose el mayor en la parte izquierda del casillero. Así por ejemplo para una sección, cuya capa de rodamiento está conformada por un tratamiento, donde se registra: Peladuras = 18% (D₄ = 4) y Baches = 1.9% (D₄ = 9), el valor adoptado será D₄ = 9.

La existencia de tareas de bacheo ya ejecutadas se evalúa calculando el porcentaje de superficie de la calzada afectada por la misma, y con ese valor el coeficiente D₄ correspondiente, según la tabla ya transcripta

para tratamientos bituminosos.

En el caso de la existencia simultánea de desprendimientos (peladuras y/o baches abiertos) y tareas de bacheo ejecutadas, se adoptará para la calificación de la sección el mayor coeficiente D₄ de ambas.

Exudación

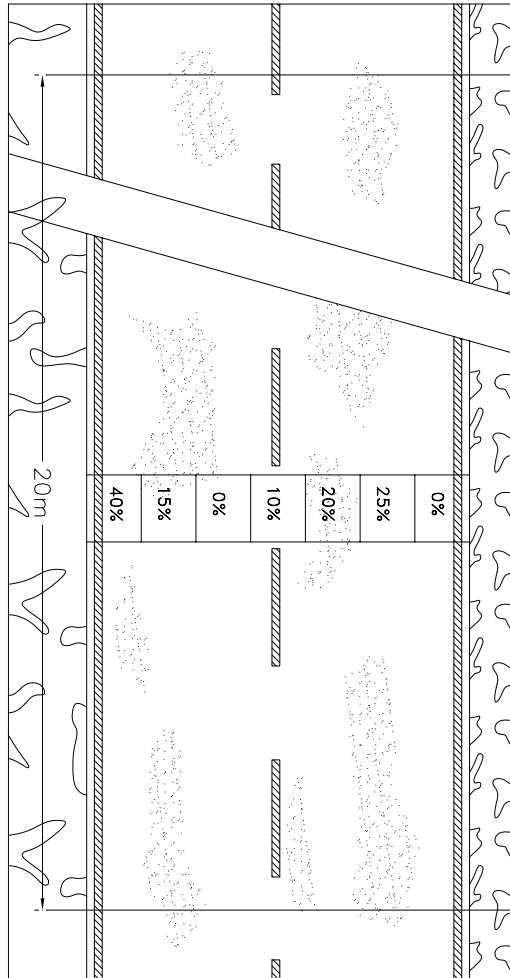
De existir exudaciones de importancia (ya sea de asfalto o de mortero) que pudieran comprometer la seguridad del tránsito, desde el punto de vista de la resistencia al deslizamiento del rodado de los vehículos, se debe consignar la información. El dato a relevar será Si o No, haciendo las observaciones del caso si fueran necesarias a fin de aclarar la condición.

Bacheo

Si se hubieran efectuado reparaciones (bacheos) se indicará el porcentaje de las mismas respecto a la superficie total de la sección evaluada. A tal efecto dicho porcentaje se estimará de la misma forma que para baches abiertos, es decir refiriendo la superficie estimada del área bacheada a los 2.0 km por el ancho de la calzada.

Drenaje

Se observarán las condiciones generales de drenaje en la sección, atendiendo especialmente a su posible influencia en el comportamiento del paquete estructural, teniendo en cuenta el estado de hombros (vegetación, pendiente transversal, etc.), préstamos laterales (acumulación de agua, embanques, vegetación, pendiente longitudinal, obstrucciones, etc.); altura de la rasante con respecto al terreno natural, etc.



$$\text{CALCULO \% TOTAL} = \frac{\% \text{ PARCIALES}}{\text{ANCHO DE CALZADA}} = \frac{1.10}{6.70} = 16.4^*$$

* SE ADOPTA 16%, CORRESPONDE SEGUN TABLA COEFICIENTE 2.

FIGURA 145

Como resultado de esta evaluación general, se calificará la condición existente del drenaje como: Bueno (B), Regular (R) o Malo (M), y los motivos que justifiquen dicha calificación en los últimos casos. Al drenaje se le asigna una importancia fundamental especialmente si se trata de un paquete estructural sensible a las variaciones de humedad; su evaluación es dificultosa, más aún si el evaluador no es conocedor de la región.

Carril más deteriorado

Este dato es de significativa importancia cuando se detecta la notoria preponderancia de un carril respecto del otro. De existir esta situación, las mediciones con los equipos de evaluación se deberán realizar en esa trocha. En forma análoga las determinaciones de las intensidades de las fallas que se refieren a la superficie de la sección evaluada (baches, fisuras) deberán realizarse en ese carril, determinándose su intensidad como porcentaje de la superficie de ese solo carril.

Observaciones

Generalmente las observaciones que se detallan en campaña se registran en el reverso de la planilla utilizada para evaluación. En gabinete cuando se ingresan a la base de datos los resultados obtenidos mediante los equipos de evaluación y se consignan los valores registrados en campaña del resto de las fallas (coeficientes y valorización), se resumen las observaciones del modo más claro posible, archivándose las planillas elaboradas en campaña en forma ordenada en espacio y tiempo (progresivas y fechas de evaluación).

En las observaciones se podrá detallar:

a) Si existieran situaciones aisladas o

singulares tal cual se indicara en puntos anteriores.

b) Toda aquella información tendiente a clarificar la evaluación realizada.

Índice de Estado

Mediante la expresión que corresponda, según que tipo de capa de rodamiento se trate y en base a los coeficientes D_i se calculará el Índice de Estado (I.E.) para cada sección.

Coefficiente de fricción

Corresponde directamente al valor del coeficiente de fricción transversal obtenido sobre el pavimento mojado, medido por un equipo denominado Mu-meter (AASHTO T268), siendo las condiciones aplicadas:

Velocidad de ensayo: 60Km/h

Película de agua: 1mm de espesor

Autonomía de medición de 20 a 30Km (según capacidad del tanque del camión regador)

Registro: visualización directa de datos sobre gráfico e integrador mecánico de valores. Calibración sobre superficie de tabla de fricción conocida.

Diversas experiencias muestran que este parámetro guarda relación con los accidentes que se producen en las carreteras por lo que su importancia es primordial. En las condiciones de ensayo indicadas, los valores de adherencia sobre superficies húmedas inferiores a 0.30 (μ) se consideran deficientes.

Generalmente las mediciones que se realizan con estos equipos, se efectúan sobre aquellos tramos de rutas que aparentan tener problemas de adherencia, ya sea por su aspecto superficial (exudación o pulido de los

agregados) o en lugares que se tiene conocimiento de la existencia de accidentes. Además con carácter preventivo se efectúan mediciones en carreteras de elevado volumen de tránsito y particularmente en lugares críticos como cruces de rutas, curvas, etc. Sin embargo los estudios se deben realizar periódicamente debido a la pérdida de adherencia que se produce por la acción abrasiva del tránsito. Estudios realizados sobre tratamientos de iguales características (lechada asfáltica) pero con una diferencia de edad de cuatro años, denotaron una marcada disminución del coeficiente de fricción (μ).

Deflexión característica y Radio de Curvatura
Estos valores se obtienen del procesamiento de las mediciones efectuadas por el Deflectógrafo Lacroix, en las siguientes condiciones:

- Velocidad de ensayo: 3Km/h
- Peso sobre el eje trasero: 10.6 ton (carga de ensayo)
- Precisión Peso sobre el eje trasero: 10.6 ton (carga de ensayo) de la medición: 21/100mm
- Rendimiento mensual: 150 a 200Km promedio
- Calibración estática al comienzo y fin de la tarea diaria.
- Registro: visualización directa de datos sobre gráfico y en cinta perforada.
- Rango de temperatura de medición:
 - Entre 5 °C y 30 °C, tanto en mezclas asfálticas como en tratamientos.
- Calibración estática:
 - Se efectúa con el equipo parado y con un comparador de 1/100mm.
 - El rango de calibración es

de 0/100mm a 400/100mm, debiendo ser lineal con una tolerancia de 4/100mm en todo el rango de calibración.

Con el objetivo de correlacionar los valores registrados en la planilla de Evaluación de Estado (figura 143) con las mediciones deflectométricas, se debe hacer coincidir la ubicación de un evento de la planilla con el km equivalente en el informe de campaña del deflectógrafo, encargándose la computadora del equipo de tabular los resultados cada 2.0Km.

La deflexión característica indicada en el casillero para esos 2.0km, corresponde a un conjunto de alrededor de 300 mediciones (sobre las huellas externas e internas), habiendo elegido la computadora para cada caso la más desfavorable del par. En las mediciones de rutina se registra un valor del radio de curvatura en cada huella cada 100m, por lo que normalmente se cuenta con 20 pares de valores, seleccionando la computadora el menor de cada par y ordenándolos en forma decreciente.

Mediante las deflexiones Lacroix, valiéndose de correlaciones establecidas para distintos paquetes estructurales, se obtiene el valor Benkelman equivalente.

Contándose con varias vigas Belkeman y personal capacitado, considerando la longitud de red pavimentada (aproximadamente 2.585km) se recomienda la auscultación deflectométrica mediante las mismas, incluyendo la medición del radio de curvatura. Huelga decir que se tomarán las precauciones ya indicadas para que en cada sección de 2.0Km haya una correspondencia

biunívoca entre la valorización de las fallas relevadas y la deflexión característica y el radio de curvatura.

- Información Complementaria

Con el objetivo de uniformar criterios y esquematizar la información mínima que se considera de real utilidad, la presentación de ANTECEDENTES se efectuará siguiendo los lineamientos que a continuación se detallan:

Planilla A. Antecedentes Constructivos-Mejoras realizadas (figura 146)

- Tramo: Cada planilla tendrá como límite los correspondientes a las planillas de Evaluación de Estado (figura 143)

- Progresivas: serán las correspondientes a los eventos que resulten del Inventario Vial.

- Obra: Tipo de pavimento. Se deberá consignar la historia del paquete existente, en forma cronológica a partir de la primera ejecución conocida, detallando además las obras de reconstrucción, refuerzo, conservación, mejoramiento, etc; como así también el año de habilitación y la empresa constructora.

TMDA: Se consignarán los datos disponibles para cada año en que fueron ejecutadas las obras, aclarando de ser posible el origen de la información: censo permanente (P), censo de control (T), o de cobertura (B).

% Camiones: Se indicarán como Livianos a los camiones de dos ejes simples o un simple y un tandem y Pesados a los camiones con acoplado y semiremolques.

- Categoría de diseño: Se consignará la que corresponde a la ruta, en función del tránsito y de los parámetros de diseño geométrico (normas de diseño geométrico para caminos rurales).

- Origen de los materiales: Se deberá indicar el origen de los materiales (locales, comerciales) y la posible ubicación de yacimientos.

- Observaciones y Zona urbana: Se agregará toda otra información que se disponga o que se considere de interés. Por ejemplo: los pasos por zonas urbanas con características estructurales o diseño geométrico diferentes a las del resto del tramo.

Planilla B- Antecedentes de estudios realizados (figura 147)

- Tramo: Idem planilla A.

- Denominación: Se detallará la correspondiente al estudio, como así también toda información relativa a secciones experimentales que se encuentren en el tramo, resumiendo en las observaciones los objetivos y/o características de las mismas.

- Progresivas: Idem planilla A.

- Archivado en: Se indicará la dependencia en que se encuentra archivado, a los efectos de una rápida ubicación cuando se requiera su consulta.

**A - ANTECEDENTES
CONSTRUCTIVOS**

MEJORAS REALIZADAS

| | | | |
|------|--------------|-------|-------|
| RUTA | DEPARTAMENTO | TRAMO | FECHA |
| | | | |

| PROGRESIVA | | OBRA | | | AÑO HABILITADO | EMPRESA | TMDA | % CAM. | CATEGORÍA DISEÑO | ORIGEN DE MATERIALES | OBSERVAC. Y ZONA URBANA |
|------------|-------|------|-------|---------|-------------------|---------|------|--------|---------------------|-------------------------|-------------------------------|
| ORIGEN | FINAL | TIPO | ANCHO | ESPESOR | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | |

FIGURA 146

B- ANTECEDENTES DE ESTUDIOS REALIZADOS

| RUTA | | DEPARTAMENTO | | TRAMO | | FECHA | | |
|--------------|-----------------------|--------------|--------------------------|-------|-----------------|-------------------|--|---------------|
| Denominación | Progresivas Origen | Final | Repartición o Empresa | Año | Archivado en | Nivel del Estudio | Estado Adminis- trativo del Trámite | Observaciones |
| | | | | | | | | |

- OTROS ANTECEDENTES

| Lluvias Año | mm | Progresiva | Temperatura | | Estación | Características Socioeconómicas del Tránsito |
|----------------|----|------------|---------------------|---------------------|----------|--|
| | | | Max. media anual | Min. media anual | | |
| | | | | | | |

-OPINIONES RECIBIDAS

| Estado General | Deficiencias Observadas | | Accidentes | | | | | |
|----------------|-------------------------|------------|------------|--------|-----------|------------|----------------------|-------------------|
| | Geométricas | Pavimentos | Drenaje | Varias | Ubicación | Frecuencia | Cond. Climatológicas | Mejoras Sugeridas |
| | | | | | | | | |

FIGURA 147

- Nivel del estudio: Se detallará si se trata de Proyecto, Anteproyecto, Estudio de Factibilidad, etc.

- Estado Administrativo del Trámite: Se aclarará si se encuentra aprobado, en revisión, en ejecución, suspendido, etc.

Otros Antecedentes

- Lluvias: Se deberán asentar los datos pluviométricos disponibles de los últimos años, indicándose los meses sucesivos en los que se producen los mayores porcentajes de precipitaciones anuales.

- Temperaturas: Se consignarán las temperaturas máxima y mínima media anual.

- Ubicación de la estación: Se indicará la ubicación de la estación y la fuente de información donde se recabaron los datos de lluvias y temperaturas.

- Características socio-económicas del tránsito: Tiene por objeto resumir las características del tránsito generado por las actividades existentes en la zona (por ejemplo: tipo y periodicidad de las cosechas, canteras, ciudades polo de atracción, turismo, etc), como así también las vinculadas al tránsito pasante.

- Opiniones recibidas: Se referirán a las deficiencias observadas sean de carácter geométrico, de las condiciones de drenaje, del estado del pavimento o de cualquier otra índole que afecten al comportamiento del camino. También se indagará sobre accidentes en el tramo, circunstancias y frecuencia y se prestará especial atención a las mejoras sugeridas. Tales opiniones, de

contarse con una representación de la D.G.C. en el Departamento o de una representación distrital, provendrían de dichas fuentes. En caso contrario se puede recurrir a las empresas de transporte, conocedoras del tramo, que mediante una simple encuesta, colaborarían gustosas en un tema que les atañe.

- PROCESAMIENTO DE DATOS

Una vez completada la información de campaña y calculados los índices correspondientes a cada uno de los 2.0km evaluados, se vuelcan los datos a una planilla resumen que permite su procesamiento por computadora (figura 148).

Cada tramo está definido por su origen, su longitud y coeficiente D_i característico ($D_{i,c}$), considerando valor característico aquél que supera el 80% de los valores (percentil 80). Una vez determinados los $D_{i,c}$ del tramo, se calcula el Índice de Estado característico (I.E.c) el cual califica el estado del tramo.

En los casos que a los valores de $D_{i,c}$, se les adicione un asterisco (*), significa que representa a un conjunto de valores heterogéneos.

La planilla de completa con los valores característicos de:

Deflexión

Y la información obtenida sobre:

Radio de curvatura

Tipo y estado de hombros

Resúmen Evaluación de Estado.

Departamento:

Ruta:

| Prog. Origen | Long. (Km) | Superf. de Rodam. | D1 | D2 | D3 | D4 | I.E. | I.P. | Deflex. | Radio Curv. | Hombros | | T.M.D.A. % Camiones | No. Ejes Equiv. | Ultima Mejora | Real. Hor. Estado | Observaciones. |
|--------------|------------|-------------------|----|----|----|----|------|------|---------|-------------|----------|--------|---------------------|-----------------|---------------|-------------------|--|
| | | | | | | | | | | | Tipo | Estado | | | | | |
| 505.67 | 37.16 | Mez. Asf. | 1 | 0 | 0 | 0 | 9.6 | 0.3 | 47 | 104 | No Estab | Bueno | 1200, (43%) | 1.93 E5 | 1985 | Completa, bueno | |
| 543.00 | 29.71 | Mez. Asf. | 1 | 0 | 0 | 0 | 9.6 | 0.3 | 75 | 82 | No Estab | Bueno | 1100, (43%) | 1.75 E5 | 1985 | Completa, bueno | |
| 572.76 | 33.83 | Mez. Asf. | 2 | 0 | 0 | 0 | 9.2 | 0.5 | 55 | 150 | No Estab | Bueno | 1300, (43%) | 2.09 E5 | | Completa, bueno | |
| 606.59 | 21.23 | Mez. Asf. | 2 | 0 | 0 | 0 | 9.2 | 0.5 | 47 | 224 | No Estab | Bueno | 1300, (43%) | 2.09 E5 | | Completa, bueno | |
| 626.91 | 32.34 | Mez. Asf. | 1 | 1 | 1 | 4 | 6.9 | 2.1 | 73 | 80 | No Estab | Bueno | 1232, (43%) | 1.93 E5 | | Completa, bueno | |
| 659.25 | 18.62 | Mez. Asf. | 1 | 1 | 2 | 8 | 7.9 | 1.4 | 70 | 83 | No Estab | Bueno | 1232, (43%) | 1.93 E5 | | Completa, bueno | |
| 669.87 | 38.30 | Trat. Bat. | 6 | 2 | 10 | 8 | 1.9 | 5.4 | 266 | 12 | No Estab | Malo | 1232, (43%) | 1.98 E5 | | No tiene. | Tramo en constr. Reconstrucción y ensanchamiento |

Bueno: 164.89 km.

Reg: _____

Malo: 38.30 km

En Const: _____

No Pav: _____

FIGURA 148

Otros datos que se vuelcan son:

Índice de Prioridad

TMDA

% camiones

Número de ejes equivalentes

Información sobre última mejora

Tipo y estado de señalización horizontal

Observaciones Generales

A cada sección se la califica de acuerdo al I.E. en estado BUENO, REGULAR o MALO. Un valor de I.E. entre 10 y 7 indica un estado bueno del pavimento; un valor entre 7 y 5 un estado regular (para el que sería apropiado estudiar la conveniencia de encarar oportunamente el trabajo más adecuado, a fin de evitar su rápida destrucción); un valor 5 o menor refleja un estado malo, situación que implica un pavimento muy fallado que requiere atención en forma urgente.

Programa Indicativo de Obras de Mantenimiento

En base a toda la información obtenida se está en condiciones de preparar el programa indicativo de obras de mantenimiento, refuerzo o reconstrucción (figura 149) ya sea para cada departamento o para las diversas carreteras o a nivel nacional.

Como ya se indicara se registrarán tramos cuyo nivel de deterioro obliga a la ejecución inmediata de obras de mantenimiento y/o de mejoramiento. En otros casos se requerirá un mantenimiento preventivo oportuno, que permita con una reducida inversión prolongar la serviciabilidad de la carretera en buenas condiciones y por último habrá secciones calificadas "en vigilancia" en las que no se prevé por el momento ninguna intervención

inmediata, pero es posible que se requiera a corto plazo por lo que se recomienda efectuar evaluaciones más frecuentes e incluir dichas secciones en las previsiones de trabajo para años futuros. Dentro del primer grupo indicado (obras prioritarias), si por razones presupuestarias no pudieran encararse todas las obras requeridas mediante el Índice de Prioridad I.P. = f (I.E;N) se definirán cuales serán ejecutadas.

En lo relativo a la red vial pavimentada, las actividades concernientes al mantenimiento de rutina y al mantenimiento periódico serán tratadas a posteriori con todos sus detalles. A continuación se harán un breve comentario sobre las obras de mejoramiento, ya que todo lo concerniente al diseño de espesores de refuerzo, tanto para pavimentos flexibles como para pavimentos rígidos fue tratado en el Capítulo nominado Diseño Estructural de Pavimentos.

Desde hace varios años, se vienen utilizando una serie de metodologías que cubren ampliamente el tema de los criterios a aplicar para diseño de rehabilitación de pavimentos en servicio, abarcando todo los temas relativos a conservación mayor, refuerzo y reconstrucción, siendo los más difundidos los siguientes:

- Método del Asphalt Institute.

Incluye el cálculo de espesores de refuerzos asfálticos, tanto para pavimentos flexibles como para hormigón, presentando en ambos casos dos tipos de procedimientos: uno basado en el concepto de "espesor efectivo" y otro fundamentado en las mediciones de deflexiones Benkelman (método basado en el

**PROGRAMA INDICATIVO DE OBRAS DE MANTENIMIENTO
REFURZO O DE RECONSTRUCCION**

| Ruta No. | Prog. Inic. | Tramo | Long. (Km) | I.E. | T.M.D.A. | I.P. | Obras de mantenimiento | | Obras de Refuerzo |
|----------|-------------|-------|------------|------|----------|------|---------------------------------|-------------------------|--|
| | | | | | | | En Ejecución | A Ejecutar | |
| | 740.000 | | 38.040 | 2.0 | 2596 | 5.7 | Bacheo p/aseg. transit. | Bacheo p/aseg. transit. | Ens. Base y carp. (13cm) |
| | 280.140 | | 32.040 | 1.8 | 1186 | 4.8 | Bacheo y sellado | | Mejoramiento de O. Basica Base y Tratamiento Doble |
| | 672.870 | | 35.280 | 3.7 | 2576 | 4.5 | Bacheo p/aseg. transit. | | Ensanche de Obra Basica base-Carp. C. Asf. (13 cm) |
| | 25.170 | | 34.390 | 4.4 | 3624 | 4.3 | Rep. de depresiones y bacheo. | | Const. s/ traza nueva O.B.-Carpeta Conc. Asfal. |
| | 60.700 | | 20.860 | 4.5 | 3624 | 4.2 | Bacheo p/aseg. transit. | | Ens. Bach. Base y C. Asf. (11cm) |
| | 579.330 | | 36.760 | 3.4 | 1703 | 4.1 | Bacheo p/aseg. transit. | | Estudio sobre traza nueva |
| | 643.970 | | 29.040 | 3.7 | 1703 | 3.9 | Bacheo y sellado | | Estudiovar. de trazado. |
| | 662.990 | | 30.820 | 1.7 | 500 | 3.8 | Rep. de depresiones y bacheo | | Bach. Base y Carp. (15cm) |
| | 56.000 | | 24.990 | 3.4 | 1091 | 3.8 | | | |
| | 715.800 | | 30.870 | 3.1 | 910 | 3.8 | Rep. de depresiones y bacheo | | |
| | 3.200 | | 5.110 | 5.2 | 2018 | 3.5 | Sellado y rep. borde de juntas. | | |

FIGURA 149

criterio de reducción de deflexiones). Ambas metodologías son de simple aplicación y sólo requieren un reducido equipamiento.

- Método Shell.

La estimación de los parámetros correspondientes a la estructura existente se realiza mediante relevamientos y mediciones directas, uso de nomogramas y auscultaciones deflectométricas efectuadas por distintos medios: Deflectómetros de caída libre (FWD), Vibrador Goodmans (GV), Equipo de vibración para caminos (RVM), Equipamiento Vibratorio desarrollado por el mismo grupo Shell, u otros procedimientos equivalentes. Esta metodología fue actualizada y complementada en el año 1985 incorporándose, entre otros temas, distintos niveles de confiabilidad (50%, 85% y 95%).

- Métodos racionales.

Estas metodologías se desarrollan en base a la aplicación de la Teoría de la Elasticidad; generalmente son de compleja aplicación, pero aportan información muy valiosa en el cálculo de espesores de refuerzo. Pudiendo citarse las tablas de Jones o de Acum y Fox, método de Odermark, método de Jeuffroy, método de Hogg y Burmister, etc.

Dichos nomogramas y/o tablas sirvieron como base para desarrollar programas computarizados como el ALIZE III, ELSYM 5, CHEVRON-DAMA, BISTRO, etc.

- Método AASHTO

Este método de base empírica, es el que más detalladamente trata el procedimiento de diseño para la rehabilitación de pavimentos

en servicio, considerando una gran diversidad de posibilidades, siendo probablemente el método actual que más se aplica en el continente americano. En el capítulo correspondiente a Diseño Estructural de Pavimentos, acápite Refuerzo de Pavimentos Flexibles, se detalla el procedimiento a seguir, acorde a la versión 1993, que difiere de la del año 1986; en la última versión (1993) se deja de utilizar el factor de vida remanente (F_{RL}), aclarándose explícitamente la inconsistencia de su aplicación; además para el cálculo de la capacidad efectiva del pavimento existente, el procedimiento basado en el relevamiento de fallas superficiales se complementa con una tabla en que directamente se estiman los coeficientes estructurales de las distintas capas en base a la frecuencia y magnitud que registren los parámetros de deterioro, salvo en el caso de capas granulares, que se valorizan en función de su mayor o menor degradación, contaminación de finos o evidencias de bombeo.

En la selección de alternativas que presenta AASHTO para los casos de requerirse una rehabilitación, se destacan tres fases bien definidas:

FASE A. Definición del Problema.

En esta etapa se incluye la recopilación de información, su evaluación y además la identificación de posibles restricciones.

FASE B. Posibles soluciones.

Esta fase comprende la selección de soluciones alternativas, un análisis detallado de las restricciones, la determinación de soluciones factibles y el desarrollo de diseños preliminares.

FASE C. Selección de la alternativa óptima. Se efectuará un análisis de costos, una evaluación de las consideraciones no económicas, la selección de la solución óptima y un diseño detallado de la misma.

La metodología AASHTO incorpora en sus soluciones una extensa gama de posibilidades referentes a rehabilitación, siendo las mismas:

- Métodos de rehabilitación mediante refuerzos
 - Refuerzo flexible sobre pavimentos existentes flexibles.
 - Refuerzo flexible sobre pavimentos existentes rígido.
 - Refuerzo rígido sobre pavimentos existentes flexible.
 - Refuerzo rígido sobre pavimento existente rígido.
- Sistemas especiales de rehabilitación
 - Reciclado
 - Rotura y Asentamiento ("Break and Seat").
- Otros métodos de rehabilitación (que no incluyen refuerzo)
 - Reparación del pavimento en todo el espesor.
 - Reparación del pavimento en espesor parcial.
 - Sellado de grietas y fisuras.
 - Inyección en pavimentos de hormigón.
 - Fresado de pavimentos.
 - Restauración de los mecanismos de transferencia de cargas de losas de hormigón.
 - Tratamientos superficiales (riegos, sellos, etc.).

Varios.

ORGANIZACIÓN DE LA GESTIÓN DE CONSERVACIÓN (SOPTRAVI)

La Secretaría de Estado en los Despachos de Obras Públicas, Transporte y Vivienda (SOPTRAVI) consciente de la importancia que reviste la Conservación del Patrimonio Vial que en materia de Carreteras y Aeropuertos ha invertido la Nación durante muchos años y la importante contribución al Desarrollo del País que significa el contar con vías de comunicación en buen estado, creó mediante Acuerdo Ejecutivo No. 9 del 28 de Diciembre de 1972 la integración de una organización denominada Dirección General de Mantenimiento de Caminos y Aeropuertos la cual dotada de los recursos necesarios fuera capaz de atender la Red Vial Nacional a fin de conservarla en condiciones adecuadas de transitabilidad.

Desde su fundación hasta 1991 la forma de ejecución de los trabajos fue por Administración Directa, es decir con sus propios recursos asignados, Mano de Obra, materiales, herramientas y Maquinaria.

Diferentes circunstancias experimentadas a lo largo de este período llevaron a la conclusión de que dicho procedimiento de ejecución de los trabajos no era el más conveniente para el Estado ya que los trabajos al final normalmente no llegaban a ejecutarse o cuando al fin se hacían no reunían las condiciones de calidad en los materiales o en los procedimientos constructivos, las razones para que esto fuera así son numerosas, sin embargo debemos mencionar entre otras

- a. Procedimientos burocráticos lentos y

largos en la obtención de los suministros para la Operación .

b. Asignaciones presupuestarias divorciadas de las verdaderas necesidades para dar una adecuada atención a la Red.

c. Excesivas pérdidas de tiempo provocadas en la transportación del Personal de campo desde los centros de trabajo a los proyectos, al no poder contratar personal de los alrededores del mismo.

d. Existencia de personal supernumerario y mal distribuido en cuanto a preparación y/o habilidades para la respectiva asignación de tareas.

e. Depreciación acelerada y subutilización de la maquinaria propiedad del estado

f. Inexistencia de una racional, clara y definida política nacional de conservación vial, agravado por la dificultad de poner en práctica de manera sostenida las recomendaciones que sobre el tema alguna vez se hicieran.

g. Existencia y funcionamiento de organismos gremiales en el seno de la institución que con frecuencia obstaculizaron el normal desarrollo de los trabajos.

h. Un staff técnico - profesional insatisfecho económicamente y con pocas perspectivas de mejoramiento.

Por tales circunstancias y con el Propósito de cumplir con sus cometidos finales, en 1991 se modificó la estrategia para la ejecución de las obras a la modalidad de contratación de

Empresas Privadas, a partir de esa fecha y a fin de adaptarse a esa nueva modalidad de ejecución de los trabajos, modificó su estructura Organizativa y se denominó como Dirección General de Conservación de Carreteras y Aeropuertos.

La estructura Organizativa que SOPTRAVI ha implementado como estrategia para lograr cumplir con las funciones a ella encomendadas en lo que a mantenimiento de caminos se refiere y a la conservación de los niveles de servicio que en función de los recursos asignados pueden proveerse a la infraestructura vial y una descripción de las actividades mas relevantes de las Unidades administrativas que la integran se describen a continuación (ver Cuadro Organigrama):

Se describe la organización actual de la **Dirección General de Conservación de Carreteras y Aeropuertos**, la que debiendo definir la metodología de gestión y sus sistemas de apoyo deberá estar en capacidad de llevar a cabo sus funciones de manera eficaz y en congruencia con la política que persigue la Secretaría de Estado en los Despachos de Obras Públicas, Transporte y Vivienda. Dicha estructura actual debe ser consistente en general con las siguientes metas:

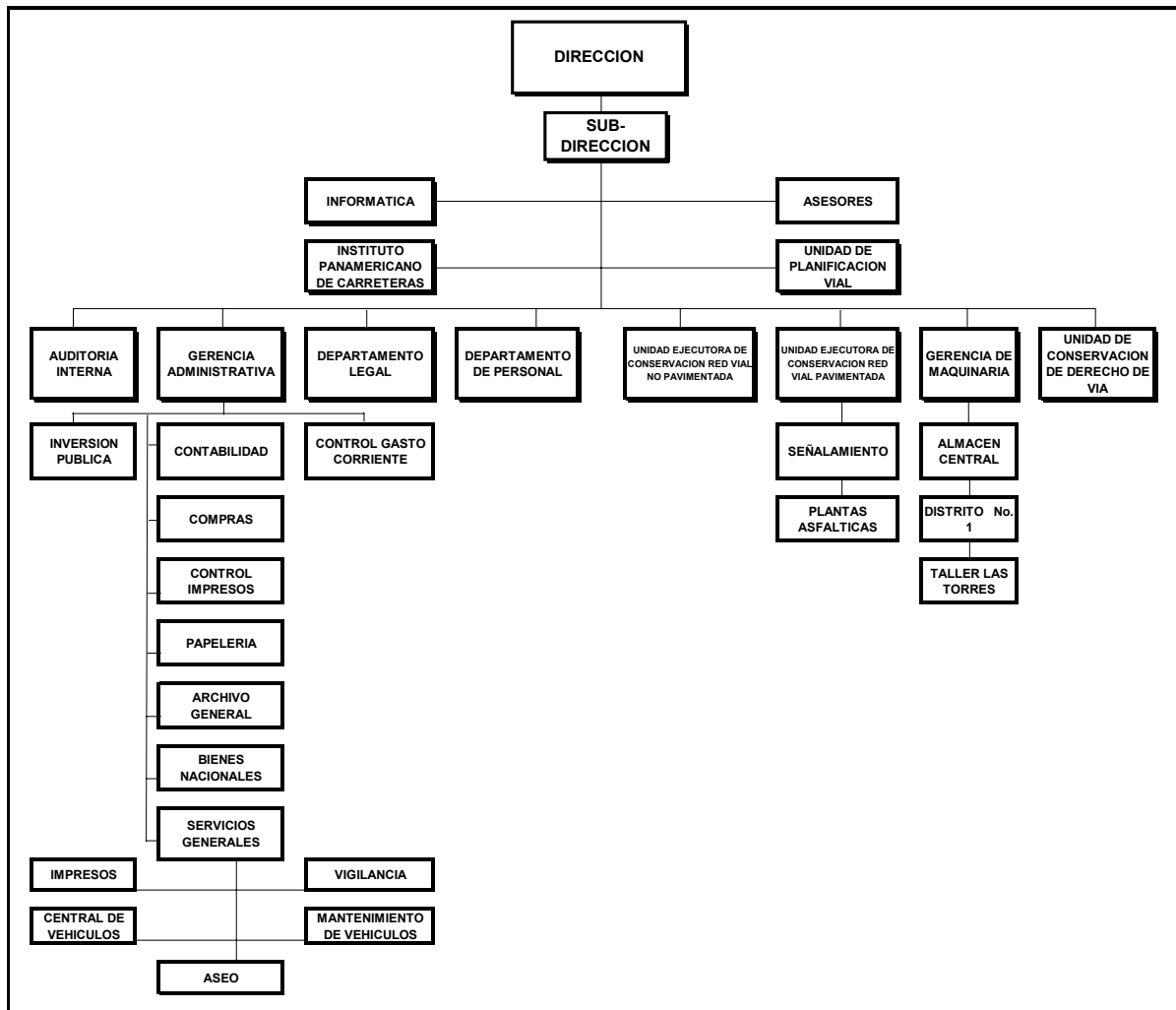
(i) Modernización de los sistemas de planificación, información y administración de la ejecución de obras por contrato;

(ii) Participación del sector privado en las actividades de la **DGCCA** en el mayor grado posible, en el mediano y largo plazo;

(iii) Incremento de la eficiencia y productividad operacional;

ORGANIGRAMA

DIRECCION GENERAL DE CONSERVACION DE CARRETERAS Y AEROPUERTOS



(iv) Retención de personal capacitado con una remuneración adecuada;

(v) Propiciar las condiciones para el desarrollo de un sistema de financiamiento sostenible para la conservación de la red vial.

Dirección General

La función básica de la Dirección General es la de coordinar todos los recursos disponibles a fin de mantener la red vial de todo el país transitable. Para ello deberá ejecutar las siguientes acciones :

Gestionar ante las autoridades respectivas o ante los organismos de financiamiento mediante la ejecución de estudios técnicos de factibilidad el suministro de los recursos necesarios para cumplir con su cometido.

Asegurar la correcta utilización de los recursos financieros en el cumplimiento de los programas de Conservación de carreteras y Aeropuertos del País, de acuerdo a las estrategias aprobadas por el Ministerio de Comunicaciones, Obras públicas y Transporte de quien depende directamente y en función de las políticas definidas por el Gobierno de la República.

Preparar y establecer las normas y procedimientos operativos necesarios para implementar los programas de mantenimiento de la Red Vial.

Conservar la inversión realizada por El Estado en la Construcción de Carreteras y Aeropuertos.

Mantener la Red Vial del País en las mejores

condiciones de transitabilidad, garantizando la fluidez del tránsito, proporcionando a los usuarios de las vías comodidad y seguridad en el transporte de personas y bienes, evitando así altos costos de operación de los vehículos, el deterioro prematuro de las carreteras y los altos costos de Rehabilitación.

La administración de la Conservación vial comprende el planeamiento, la programación, la ejecución y el control de las actividades de conservación, en concordancia con los niveles de servicio de mantenimiento deseados. Por lo que para que sea efectiva la administración de la conservación vial debe estar apoyada de un sistema que :

- Desarrolle programas anuales y multianuales de trabajo de mantenimiento.
- Presupueste y asigne recursos económicos.
- Autorice y programe en detalle los trabajos
- Informe y evalúe la ejecución de los trabajos.

Responsabilidades del Personal

Una efectiva administración de la Conservación vial comprende la identificación y definición de las responsabilidades en todos los niveles de la organización, debiendo tales responsabilidades, para obtener funcionalidad del sistema, ser claramente comprendidas y debidamente cumplidas.

Unidad de Planificación Vial

El Jefe de la Unidad de Planificación vial es responsable ante el Director General por la elaboración de los programas anuales y plurianuales de trabajo y la preparación del

presupuesto de Inversión.

Planifica las inversiones en Mantenimiento vial en función de las restricciones económicas, implementando y dándole seguimiento a un Sistema de Gestión Vial permanente que priorice y optimice las distintas alternativas de reconstrucción y mantenimiento, desde el punto de vista técnico - económico.

Ajusta anualmente los programas anuales de Inversión, estableciendo los recursos necesarios para cada concepto de obra, de acuerdo a las cantidades realizadas y pendientes de períodos previos.

Obtiene la aprobación del Director General para efectuar los ajustes anuales del programa y la distribución de los recursos disponibles para las Unidades Ejecutoras de los caminos pavimentados y no pavimentados y en estos últimos para cada uno de los sectores en los que se encuentre dividida la Red Vial.

Revisar y actualizar toda la información técnica y procedimientos de trabajo para mejorar las especificaciones, recomendando a los Jefes de Unidades Ejecutoras las modificaciones que se estime necesario.

Asistir como miembro activo a las reuniones de la Comisión Técnica de Conservación Vial.

Mantener la actualización del presente manual de Conservación Vial de acuerdo con las modificaciones del sistema aprobado por la Comisión Técnica y la Dirección General.

Coordinar la definición de los Planes anuales

de Rehabilitación y Conservación de la Red Vial del País.

Evaluación Económica de la Rehabilitación y mantenimiento de la Red Vial.

Estructuración funcional y actualización de la Red Vial Nacional, incluyendo la identificación de características, ubicación y producción de los mapas respectivos como ser de condición física de la red, kilometrajes oficiales, ubicación de básculas, rugosidades, estaciones de conteo de tránsito, red vial por sectores.

Coordinación de la Evaluación estructural mecanizada de las rugosidades y deflexiones en las carreteras pavimentadas del País.

Implementación del sistema de costos de obras de Rehabilitación y Conservación de carreteras para la corrida del HDM.

Implementación del modelo de costos de operación de vehículos que transitan por la Red Vial para su inclusión en la evaluación económica y técnica de los proyectos de inversión vial.

Implementación del sistema de referencias de la red vial pavimentada.

Coordinación y Supervisión del operativo de control de pesos en las básculas para determinar la estratigrafía de los pesos de los vehículos que circulan por la Red Vial.

Coordinación y Supervisión del operativo de inspección Visual de pavimentos para registrar sus defectos y fallas como ser fisuras, grietas, área excavadas, pérdida de áridos, exudación, ahuellamiento y drenaje

para utilizarse en su evaluación.

Desarrollo e implementación del Programa de conservación de la Red Vial por Sectores, incluyendo los fundamentos básicos, condiciones especiales, especificaciones técnicas, costos unitarios, Red Vial Sectorial, Inversión requerida, Inversión Programada, Presupuesto y mapas.

Coordina la implantación y la aplicación del modelo de evaluación económica de carreteras (Highway Design and Maintenance Standard Model, HDM-III).

Dicho modelo permite predecir los costos de los ciclos de vida de diferentes diseños de estructuras y políticas de conservación para un camino con una geometría específica, para un conjunto de caminos tipos o para toda una red vial, permite calcular los costos totales de transporte, considerando los costos en infraestructura que deben afrontar generalmente los organismos viales y los costos de operación de vehículos que deben cubrir los usuarios de las vías. Estos costos se obtienen anualmente para un gran número de políticas de conservación, los que descontados a una tasa específica y comparados con alguna(s) política(s) BASE permite obtener los valores presentes netos de los beneficios (VPN) y las Tasas Internas de Retorno (TIR) de una alternativa respecto a otra.

Coordinar la implementación y aplicación del Modelo para condición de restricciones presupuestarias (Expenditure Budgeting Model, EBM), el cual maximiza el VPN para un nivel de gasto dado entregando la mejor combinación de políticas de mantenimiento, minimizando así los costos para la sociedad

en infraestructura y en operación de vehículos.

Coordinar la implementación y aplicación del modelo de evaluación económica para caminos vecinales de bajo tránsito (CBT), de evaluación económica para caminos de alto tránsito (CBT) (para condiciones de congestamiento),

Centro de Capacitación y Transferencia de Tecnología

Capacitación en Ingeniería Vial a los Profesionales de la Ingeniería que tienen a su cargo el Mantenimiento de la Red Vial del País con el propósito de mantenerlos actualizados en la tecnología aplicable a sus actividades.

Propiciar el análisis y discusión de temas relativos a las distintas alternativas posibles de financiamiento que puedan implementarse en la conservación Vial, con entes gubernamentales, privados e instituciones financieras internacionales.

Gerencia administrativa :

Dirigir, coordinar y supervisar las labores administrativas de la Dirección General de Conservación de Carreteras y Aeropuertos.

Formulación de anteproyecto de Presupuesto de la Dirección General de Conservación de Carreteras y Aeropuertos, para cada ejercicio fiscal, en coordinación con la Unidad de Planeamiento y la Asesoría Técnica en Finanzas.

Ejecución, Supervisión , modificación y liquidación del presupuesto asignado, de conformidad con los principios y

lineamientos establecidos en la constitución de la República.

Formular los controles internos para salvaguardar los recursos asignados, velando porque estos sean utilizados para los fines específicos en la ejecución de los planes de desarrollo de la Dirección General.

Presentación de informes periódicos de la ejecución Presupuestaria a las autoridades competentes para la toma de decisiones oportunas.

Proveer a las Unidades ejecutoras de los recursos necesarios para la efectiva realización de los Proyectos de Inversión, tanto económicos como logísticos. Similarmente suministrar al resto de los Departamentos de la Dirección General de los recursos suficientes y necesarios para el desarrollo de sus respectivas actividades.

La Gerencia Administrativa está integrada por las secciones de :

Contabilidad : Registro de toda la documentación que respalda las erogaciones y/o compromisos que contrae la Dirección y de preparar las Ordenes de Pago.

Gastos Corrientes : Tramita y prepara las ordenes de Pago, reservas, planillas, viáticos y otros que afectan al presupuesto

Control y emisión de todo documento de pago con cargo a los fondos nacionales asignados a los Programas 1-01 y 3-08, utilizados para los gastos de funcionamiento de la Dependencia identificada con los objetos específicos siguientes:

(111) Sueldos y Salarios Permanentes, (112) Jornales, (117) Compensación por trabajos en horas extraordinarias, (129) Diversos Servicios Profesionales y Técnicos, (230) Viáticos y otros gastos de viaje en el País, (231) Viáticos y gastos de viaje en el exterior, (290) Contratación de estudios y asesoramientos técnicos (200) Varios servicios no personales, (300) Varios materiales y suministros y (361) Combustibles y lubricantes.

Inversión Pública : Revisión y trámite de solicitudes y reservas de crédito para los contratos de supervisión y construcción, desde su elaboración hasta su aprobación en la Secretaría de Hacienda y Crédito Público.

Revisión de estimaciones de obra, solicitudes de reembolso, anticipos y devolución de retenciones de garantía; Supervisión del Proceso de control, registro y autorización de las Ordenes de Pago correspondientes a la Dirección y la SOPTRAVI, hasta su pago definitivo a los contratistas, en la Secretaría de Hacienda y Crédito Público.

Gestión de ampliaciones y trasposos entre asignaciones para proyectos de inversión en el Presupuesto de la Dirección General.

Registro y control financiero de los fondos del Programa de Inversión tales como :

Estudios y Consultorías S/Red Vial Nacional
Supervisión Proyectos Red Vial Nacional
Programa Sectorización Red Vial Nacional
Mantenimiento Red Vial Pavimentada
Programa Rehabilitación Red Vial Nacional
Programa Piloto Conservación Red Vial Nacional
Programa Mantenimiento Periódico Red Vial

Nacional
Mantenimiento Red Vial No Pavimentada
Planificación Vial
Rehabilitación Obras Dañadas Fenómenos naturales
Programa Señalamiento Vial
Adquisición de Asfalto
etc.

Compras : Atender las solicitudes, cotizar y preparar las Ordenes de Compra de los bienes, materiales y los distintos recursos necesarios, para atender y apoyar a los Departamentos y Unidades Ejecutoras en el cumplimiento de sus Objetivos.

Proveeduría : Almacenar papelería y útiles y distribución a todas las oficinas, conforme a las solicitudes presentadas.

Bienes Nacionales : Regular, registrar y controlar el cuidado y manejo de los activos propiedad del Estado y que se han asignado a la Dirección General.

Controlar y Vigilar todos los bienes muebles e inmuebles a nivel de la Dirección General. Mantener actualizado el inventario general de muebles y llevar un sistema de control.

Organizar el Sistema de Identificación y Rotulación de bienes.

Registro de transferencias.

Aprobar los descargos de bienes y ordenar su destrucción o almacenamiento según el caso.

Verificar periódicamente la existencia, estado y conservación de equipo y mobiliario.

Servicios Generales : Mantenimiento de las Instalaciones Físicas de la Dirección General.

Almacén Central

Administra y custodia de los repuestos y materiales con que cuenta la Dirección General para el normal desarrollo de las diferentes actividades y fines que persigue esta Institución.

Elabora y actualiza Inventarios de existencia en las diferentes bodegas de repuestos y materiales.

Elabora reportes de las diferentes repuestos utilizados en la maquinaria operativa de la Dirección General, clasificándolos por Marca y modelo.

Asesoría Legal

Asesorar a la Dirección General y sus dependencias en los asuntos o aspectos de carácter legal que le afecten.

Formular acuerdos y resoluciones de proyectos, que por su materia corresponde elaborar a la Secretaría.

Atender controversias y diligencias que afecten o que interesen a la Secretaría y representar a la misma ante las autoridades administrativas, el Consejo del Servicio Civil y Tribunales de Justicia, de conformidad con las disposiciones legales aplicables.

Resolver consultas Jurídicas que ordenen las autoridades superiores o que formulen las unidades administrativas.

Preparar contratos de Proyectos para la ejecución de obras o servicios que interesen a las Dirección tales como : (a) Construcción, (b) Consultoría para la Supervisión, Diseños,

estudios o asesorías, (d) Suministros y (e) Servicios.

Promover reclamaciones Judiciales y extrajudiciales a personas o instituciones en relación a asuntos que interesen a la Secretaría.

Procurar una efectiva coordinación con la Procuraduría General de la República.

Revisar los contratos y convenios, emitir el dictamen que corresponda y opinar acerca de la interpretación, rescisión, caducidad, nulidad y demás aspectos legales de los mismos.

Dictaminar respecto a la procedencia de la aplicación de las sanciones fijadas por las leyes y reglamentos, cuya imposición propongan las Unidades administrativas de la Secretaría.

Fijar lineamientos Generales para unificar el criterio acerca de los asuntos de naturaleza Jurídica que interesen a la Dirección.

En el desempeño de las actividades cotidianas son parte de sus actividades la elaboración de Actas Notariales autenticando documentos oficiales en asuntos de interés de la Dirección, Integrar comisiones especiales como representante del área legal de la Dirección, Elaboración o Confirmación de Reparos, Atención de Reclamos Legales de los diversos contratistas, Atención de trámites administrativos tales como Solicitudes de exoneración de Impuestos, Ampliación de Plazos Contractuales, Indemnizaciones por Daños y Perjuicios, por Accidente y por Muerte, Reclamos por Despidos de Personal, Asuntos relacionados

con la posesión de bienes inmuebles (Terrenos, Edificios, maquinaria, etc.) propiedad de La Dirección General o de la SOPTRAVI. Elaboración de Contratos de Servicios Profesionales, Atención de Demandas a la Dirección tales como la de Accidentes en o con Vehículos de la Dirección, demandas Civiles por Daños y Perjuicios, Demandas de los Contencioso Administrativo por Despido de personal, pago de prestaciones o reintegro de trabajo.

Elaboración de audiencias de descargo.

Unidad de Conservación de Derecho de Vía

El Derecho de Vía es una faja de tierra adyacente al eje de camino, propiedad del Estado, previsto para usarlo en futuras modificaciones a la sección del camino, o como facilidad para que el usuario del camino, ante la ocurrencia de algún accidente automotriz, pueda ejecutar maniobras en la operación del vehículo que le permitan evitar o disminuir la magnitud de los daños probables, el ancho de dicha faja varía en función de la categoría de cada carretera y para que pueda cumplir con su función, dicha sección deberá estar libre de toda construcción u obstáculo.

Con dicho propósito se incorporó en la estructura Organizativa de la Dirección General un departamento especial que dotado de los recursos necesarios pueda cumplir con eficiencia la labor de vigilancia para que dichas fajas estén libre de todo obstáculo de manera permanente.

Las actividades más comunes entre otras en el cumplimiento de dicho propósito son :

Realizar Supervisiones e inspecciones en la Red Vía Nacional, a fin de mantener actualizada la información relativa a sitios de Invasión al derecho de Vía.

Elaborar y entregar notificaciones de desalojo del Derecho de vía definiéndoles para ello plazos perentorios.

Determinar de acuerdo a la información disponible el ancho de la sección de derecho de vía correspondiente a un tramo específico.

Practicar desalojos del Derecho de vía cuando así fuere necesario.

Ejecutar acciones de prevención de nuevas invasiones en cualquier tramo de la Red.

Promover las acciones Judiciales para obtener el desalojo de invasores del Derecho de Vía, coordinando acciones con la Fiscalía del Estado y la Procuraduría General de la República.

En General darle cumplimiento al Decreto número 173 del 20 de Mayo de 1959, de la ley de Vías de Comunicación Terrestre.

Unidad Ejecutora de Conservación de la Red Vial Pavimentada

El jefe de la Unidad Ejecutora de Conservación de la Red Vial Pavimentada es responsable ante el Director General por la supervisión y control de todos los trabajos de Mantenimiento Periódico, de los trabajos de Rehabilitación y mejoramiento de las superficies en la Red pavimentada, así como de la eficiente operación de las Plantas móviles de Trituración y Asfálticas y del Departamento de Señalamiento Vial.

Establece la organización de sus secciones de acuerdo con los organigramas recomendados y designa al personal bajo sus ordenes de manera que realicen sus actividades de acuerdo con los procedimientos establecidos.

Coordinar, Supervisar y Controlar todos los trabajos de Mantenimiento Periódico de la Red Pavimentada, dándole un seguimiento adecuado a cada uno de los Proyectos a través de la Inspección directa en el campo de Supervisores Regionales denominados Coordinadores a los cuales en función de una distribución Geográficamente afin se les asigna la responsabilidad de verificar que los trabajos se realicen con la mayor eficiencia y de conformidad con lo establecido en cada uno de los contratos a ejecutarse en su zona de influencia., Revisando los informes de avance mensual y tomando las acciones que estime necesarias para su correcta y eficiente ejecución.

Revisión de especificaciones técnicas especiales para los trabajos de conservación por contrato y revisar la estructura de precios para cada concepto de obra, y los mecanismos de escalamiento de costos necesarios.

Integrar costos de Supervisión por tipo de Proyecto, haciendo para cada uno un análisis de los recursos necesarios para realizar un control adecuado de la calidad de los trabajos, un control eficiente de los avances físico - financieros de los proyectos y un control de rendimientos.

Del Grupo de Proyectos identificados como económicamente factibles por la Unidad de Planificación Vial, en función de las asignaciones presupuestarias disponibles anualmente, seleccionar junto con esta y en Coordinación con la Dirección General, aquellos tramos mas rentables en los cuales se realizarán las inversiones anuales, para que cuando sea necesario, ejecutar estudios mas detallados con sus propios recursos o

mediante la contratación de un Consultor Privado a fin de definir de manera detallada el volumen de actividades que la vía necesita para conservar su nivel de servicio para un período previamente determinado.

Preparar formatos Gerenciales de Administración de Proyectos en los que se incluye los documentos requeridos para el control de avance físico y financiero de cada tramo.

Promover reuniones de trabajo con los Coordinadores y Supervisores de Proyecto en las cuales se les definan los controles mínimos que contractualmente estarían obligados a realizar a fin de administrar eficientemente los proyectos correspondientes.

Realizar inspecciones visuales a tramos específicos, para verificar su condición.

Colaborar en la elaboración de los documentos incluidos en los Procedimientos de Contratación legalmente establecidos, tales como Preselección o precalificación de Firmas Consultoras y Constructoras, Licitación de proyectos.

Asistir como miembro activo de las reuniones de la Comisión técnica de Conservación Vial.

De esta Unidad dependen directamente dos departamentos

Unidad Ejecutora de Plantas Asfálticas

El Jefe de la Unidad de Plantas de Procesamiento de materiales, es responsable ante el Jefe de la Unidad Ejecutora de

Conservación de Pavimentos por Contrato de:

Supervisar y coordinar la Producción de las Plantas de Trituración de agregados pétreos y de las Plantas de procesamiento de Concreto Asfáltico a fin de proveer de materiales a los equipos de Emergencia y a los proyectos que la Dirección tome a bien ejecutar por administración Directa.

Mantener un control de calidad continuo, vigilando que los procedimientos de producción y los materiales producidos se ajusten a los procedimientos y especificaciones.

Programar conjuntamente con el Jefe de la Unidad Ejecutora de Conservación de Pavimentos por contrato y con el responsable de la ejecución de los trabajos en el campo, las cantidades de materiales a ser producidos y su suministro a los sitios de trabajo.

Diseñar las tarjetas diarias de control de producción y revisar su correcta implementación.

Establecer las necesidades de capacitación de personal.

Vigilar se proporcione un mantenimiento adecuado a las plantas y al equipo de apoyo.

Señalamiento Vial

El jefe del departamento de señalamiento vial es responsable ante el jefe de la Unidad Ejecutora de Conservación de Pavimentos por Contrato de:

Fabricar, Instalar y mantener las señales verticales y fantasmas por administración

directa.

Ejecutar labores de señalamiento horizontal por administración directa.

Unidad Ejecutora de Conservación de Caminos No Pavimentados

El jefe de la Unidad Ejecutora de Conservación de Caminos no pavimentados es responsable ante el Director General por la supervisión y control de todos los trabajos de Mantenimiento Rutinario de la Red Vial Pavimentada y de los trabajos de Mantenimiento Rutinario y Periódico de las superficies en la Red vial no pavimentada, incluidos en el Programa de Sectorización Vial.

Establece la organización de sus secciones de acuerdo con los organigramas recomendados y designa al personal bajo sus ordenes de manera que realicen sus actividades de acuerdo con los procedimientos establecidos.

Coordinar, Supervisar y Controlar todos los trabajos de Mantenimiento Rutinario de la Red Pavimentada, y de todos los trabajos de mantenimiento en la Red Vial no Pavimentada, dándole un seguimiento adecuado a cada uno de los Proyectos a través de la Inspección directa en el campo por medio de Supervisores Regionales denominados Coordinadores a los cuales en función de una distribución Geográficamente afín, denominada Sectores, se les asigna la responsabilidad de verificar que los trabajos se realicen con la mayor eficiencia y de conformidad con lo establecido en cada uno de los contratos a ejecutarse en su zona de influencia, revisando los informes de avance mensual y tomando las acciones que estime necesarias para su correcta y eficiente

ejecución.

Revisión de especificaciones técnicas especiales para los trabajos de conservación por contrato y revisar la estructura de precios para cada concepto de obra, y los mecanismos de escalamiento de costos necesarios.

Integrar costos de Supervisión por tipo de Proyecto, haciendo para cada uno un análisis de los recursos necesarios para realizar un control adecuado de la calidad de los trabajos, un control eficiente de los avances físico - financieros de los proyectos y un control de rendimientos.

Del Grupo de Proyectos identificados como económicamente factibles por la Unidad de Planificación Vial, en función de las asignaciones presupuestarias disponibles anualmente, seleccionar junto con esta y en Coordinación con la Dirección General, aquellos tramos mas rentables en los cuales realizar las inversiones anuales definiendo con los respectivos consultores privados, asignados a cada sector, de manera detallada, el volumen de actividades que la vía necesita para conservar su nivel de servicio para un período previamente determinado.

Preparar formatos Gerenciales de Administración de Proyectos en los que se incluye los documentos requeridos para el control de avance físico y financiero de cada tramo.

Promover reuniones de trabajo con los Coordinadores y Supervisores de Proyecto en las cuales se les definan los controles mínimos que contractualmente estarían obligados a realizar a fin de administrar

eficientemente los proyectos correspondientes.

Realizar inspecciones visuales a tramos específicos, para verificar su condición.

Participar en la elaboración de los documentos incluidos en los Procedimientos de Contratación legalmente establecidos, tales como Preselección o precalificación de Firmas Consultoras y Constructoras, Licitación de proyectos.

Asistir como miembro activo de las reuniones de la Comisión técnica de Conservación Vial.

Gerencia de Maquinaria

Administración de la maquinaria y equipo de la Dirección General.

Evaluación de sus costos de operación, Control y mantenimiento del equipo operativo existente, inspeccionar periódicamente el estado y ubicación de la flota operativa y en reparación.

Supervisión de las actividades en el Taller Las Torres en la ejecución de Reparaciones mayores y menores del equipo pesado y liviano, Implementación de los Programas de mantenimiento Preventivo de la flota coordinar el Programa de Reencauche de llantas, , valuación Técnica del Equipo de la SOPTRAVI, control de transferencia de equipo entre los diferentes departamentos de la Dirección, la Secretaría y otros Ministerios.

Administración del Almacén Central mediante la coordinación en las actividades

de Recepción y entrega de repuestos, análisis del gasto de los mismos, Custodia del Inventario existente

Distrito No. 1

Esta unidad es la única mediante la cual se ejecutan obras por administración directa las cuales consisten básicamente en trabajos de Conformación y balastado.

POLÍTICAS ADOPTADAS POR LA DIRECCIÓN GENERAL DE CONSERVACIÓN DE CARRETERAS Y AEROPUERTOS

La Dirección General con el propósito de enfrentar su responsabilidad, ha definido sus políticas institucionales en función de la superficie de rodadura de los caminos de la red, delegando la ejecución de dichas políticas a las dos unidades ejecutoras encargadas de su atención. Estas unidades son la Unidad Ejecutora de Conservación de Pavimentos por contrato y la Unidad Ejecutora de Conservación de la Red vial no Pavimentada.

La Unidad Ejecutora de Conservación de Pavimentos por Contrato se responsabiliza por los trabajos de Rehabilitación y mantenimiento periódico de las carreteras pavimentadas, tales como, escarificación de la superficie de la carretera, colocación de Base, colocación de capas bituminosas nuevas o adicionales, sello de superficies a través de tratamientos superficiales o lechadas asfálticas, etc.

Las Políticas de conservación para los caminos pavimentados consideran las

operaciones de conservación de rutina y área excavado, combinando riegos de neblina (Fog Seal), Sellados, lechadas asfálticas (Slurry Seal), sobrecapas asfálticas de 5 cm, con la opción de reconstrucción a un determinado nivel de rugosidad, valor umbral máximo aceptado para poder realizar, técnicamente, en forma adecuada, las operaciones de mantenimiento de carácter preventivo anteriores.

Según el tipo de pavimento se aplican el conjunto de políticas de conservación respectivo para cada tramo, evaluándolos a un predeterminado horizonte de tiempo, para los cuales se obtiene el Valor Presente Neto (VPN), descontado a una tasa de descuento social y la Taza Interna de Retorno (TIR).

En atención a los indicadores económicos referidos, se estudian las actividades específicas a ejecutar en los tramos seleccionados, dicho proceso es de carácter periódico.

Para la selección de los proyectos en los cuales se deberán ejecutar las obras la Unidad Ejecutora de Conservación de Pavimentos por Contrato se apoya en el sistema de gestión de pavimento descrito a continuación :

Sistema de Gestión de Pavimento

Un Sistema de Gestión de pavimentos como ya se manifestara pretende la óptima configuración de un **PLAN DE INVERSIONES** necesario para atender el mantenimiento y la ampliación de los pavimentos de una red vial durante un determinado período. La configuración de dicho plan supone la ejecución de una serie

de acciones que en su conjunto constituye dicho sistema. La figura adjunta ilustra los elementos principales del sistema de Gestión de Pavimentos para Honduras (SOPTRAVI).

a. Codificación e Identificación de las características de las vías que conforman la Red y del tránsito que circula por ellas.

Los principales aspectos involucrados en la base de datos son:

Parámetros geométricos y ambientales :

- Ancho de la calzada y peralte
- Curvatura Horizontal
- Alineamiento Vertical
- Altura sobre el nivel del mar
- Precipitación media anual.

Estructura del Pavimento existente

- Secuencia y tipo de capas
- Espesores
- Características de los materiales constitutivos. (Clasificación, Granulometría, plasticidad, CBR, densidad y vacíos, porcentaje de asfaltos, etc.)

Estado de la Calzada, Condición Superficial

- Rugosidad
- Tipo y nivel de gravedad de las degradaciones (ahuellamiento, fisuras, área excavadas, etc.)

Condición Estructural

- Deflexión

El Tránsito

- Intensidad (Tráfico Promedio Diario)
- Composición de la Flota

- Tendencias de crecimiento
- Características de la flota vehicular

Costos

- Precios Unitarios de los Items de Mantenimiento y Rehabilitación.
- Costos de Operación de los vehículos.

b. Análisis a Nivel de Red

Este análisis implica la elaboración de una MATRIZ DE ESTADO, para determinar, entre otros aspectos los siguientes :

- Nivel de Servicio que ofrece la Red
- Velocidades de Operación Promedio
- Costos totales de operación de los vehículos
- Matriz de necesidades de inversión
- Evolución del Patrimonio Vial

Sectores de la Red que por su estado superficial y/o estructural han traspasado o están próximos a traspasar los umbrales de intervención y que por lo tanto requieren acciones de Rehabilitación.

c. Análisis a Nivel de Proyecto

Mediante este análisis se identifica la solución de mantenimiento y/o rehabilitación mas aconsejable para cada uno de los tramos o sectores de la red que presentan un nivel de servicio próximo al mínimo aceptable. Se evalúan diferentes alternativas de intervención seleccionándose la mas conveniente.

d. Elaboración del listado de prioridades

Con base en los indicadores de rentabilidad de cada uno de los tramos o sectores

analizados y en las políticas gubernamentales (Plan Vial de apertura, Integración Regional, Soberanía, etc.) se preparan los listados según prioridad de ejecución.

e. Afinamiento (Estudios Técnicos Detallados)

Los proyectos seleccionados para ejecutarse deben ser materia de estudios técnicos detallados, hasta obtener los planos de construcción y sus presupuestos.

f. Configuración del Plan de Inversiones para el Período Considerado.

Para ello se toman como base :

- Los costos de la solución de Rehabilitación mas aconsejable para cada tramo o sector.
- Los costos del mantenimiento rutinario de la red.
- Los costos de construcción de nuevos proyectos.
- Las restricciones presupuestarias.

g. Implementación del Plan de Inversiones

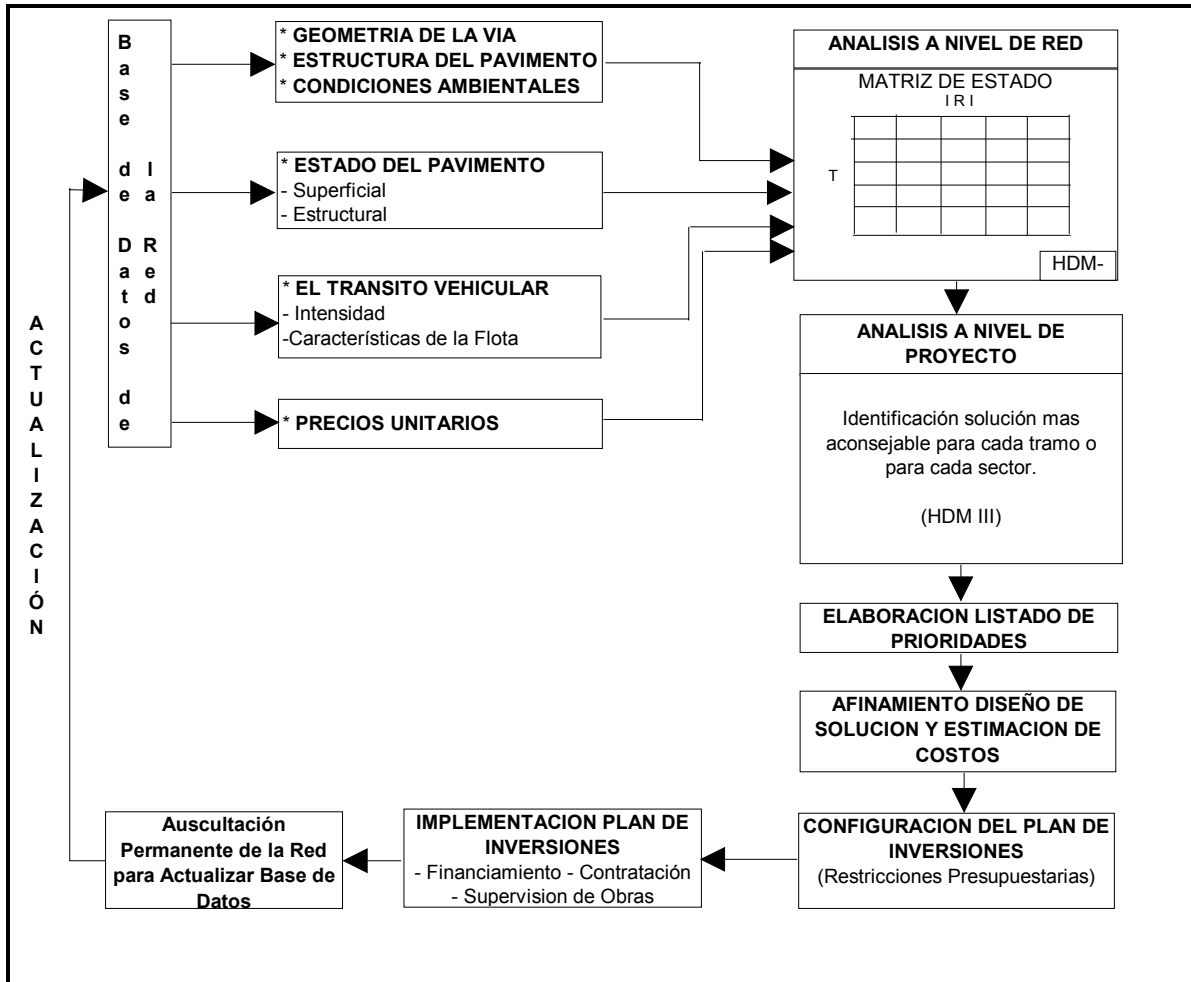
Una vez definido el Plan, el paso siguiente es su implementación, que consiste básicamente en :

- Consecución de fuentes de financiamiento (Internas y externas)

SOPTRAVI - HONDURAS

Dirección General de Conservación de Carreteras y Aeropuertos

SISTEMA DE GESTION DE PAVIMENTOS (Flujograma)



- Licitaciones y Contratos
- Supervisión Técnica y administrativa de las obras de mantenimiento y rehabilitación.

h. Evaluación del impacto de la inversión en el nivel de servicio de la red vial.

Estas actividades de evaluación permitirán la retroalimentación y permanente actualización de la **BASE DE DATOS**.

La política para la conservación de la red vial no pavimentada ha sido delegada a la Unidad Ejecutora de Conservación de Caminos no Pavimentados, dicha política consiste en el diseño de un programa de Conservación de la Red Vial dividida en Sectores, en los que se incluye básicamente la Conservación Total de las carreteras de material selecto y tierra así como el mantenimiento rutinario de la Red Vial Pavimentada. El Programa de conservación de la Red Vial por sectores está planeado con el propósito de que constituya un sistema que permita manejar la conservación de las carreteras del país en forma sostenida, garantizando la atención de las mismas mediante una distribución apropiada que facilite una operación eficiente y oportuna como resultado de la presencia constante tanto de los supervisores privados y estatales como de los contratistas, quienes deben complementarse en la búsqueda de soluciones comunes.

El programa de mantenimiento de la Red Vial por Sectores se fundamenta básicamente en la teoría de que el factor crítico para la ejecución de los trabajos en los caminos de terracería es la disponibilidad de maquinaria y que la actividad en la que mas se involucra

maquinaria es la de Balastado o reposición de material selecto, por lo que se determinó que con un ciclo de balastado de 4 años para un mismo tramo, una empresa por si sola estaría en capacidad de ejecutar en forma eficiente a lo sumo un promedio de 220 kilómetros, es decir alrededor de 55 kilómetros por año, mientras que en ese mismo año podría atender la longitud complementaria de sus sector con las actividades de Conformación de Superficies y las actividades de Mantenimiento Rutinario para toda su Red.

Ciclo de trabajo :

De acuerdo a las evaluaciones técnico - económicas con el modelo HDM, resulta necesario aplicar una política de balastados combinados con conformaciones, debiendo siempre balastarse los caminos no pavimentados antes de que el revestimiento de material selecto sobre la calzada se haya perdido y que quede expuesto el terreno natural para evitar graves daños sobre la terracería, lo que de no aplicarse implica graves daños al tránsito de vehículos, altos costos de operación, deterioro prematuro de las carreteras y costosas inversiones en rehabilitación de las mismas.

En función de que las características físicas de nuestras carreteras, las cuales están construidas en un ochenta por ciento sobre terrenos montañosos, el material selecto del recubrimiento se pierde por efecto de las lluvias, tránsito de vehículos, hasta necesitar su reposición después de un periodo de servicio de tres años (3), de manera que generalmente debe repetirse el balastado en el cuarto año, contado desde el año en que se construyen o se rehabilitan los caminos.

Los trabajos de conservación en carreteras no

pavimentadas presentan una TIR de alrededor de 50% con un VPN superior a los 150 Millones de US\$ en el periodo 1993-1996, mediante la aplicación de términos generales de una política de balastar los caminos combinada con la aplicación de conformaciones con área excavado y conformación simple.

Después de comparar varias alternativas se estableció que el procedimiento mas adecuado es aquel en que a partir de las rehabilitaciones (R) o balastados (B) se aplique en el siguiente año conformaciones simples (CS), luego el otro año conformaciones con área excavado (CB), el año que sigue otras conformaciones simples (C2) para volver a aplicar los balastados (B) y reiniciar el ciclo que dura 4 años.

De acuerdo al volumen de tránsito será necesario en algunos tramos aplicar la conformación mas de una vez al año, sin embargo las limitaciones presupuestarias limitan dicha actividad a una vez al año.

Bajo ese esquema se ha establecido la conveniencia de que en cada año cada 25 % de la red no pavimentada este sometida a una de estas cuatro actividades para mantener una inversión balanceada de los requerimientos de recursos de equipo y personal que permitan estabilizar la condición física de los caminos y las metas anuales con los correspondientes requerimientos de recursos de mantenimiento en forma continuada el mismo ciclo de conservación vial.

A efecto de facilitar la preservación de la red vial se definieron los sectores de conservación procurando asignarles longitudes promedios de carreteras no

pavimentadas entre 200 y 240 kilómetros a fin de balastar cada año entre 50 y 60 kilómetros, estimando hacer lo mismo para conformación y Area excavado que es la capacidad anual para una flota de balastado ya que el trabajo neto de balastado sería la longitud de esta actividad mas el 30 % de la conformación con área excavado equivalente en este caso de 65 a 78 km. (50+15 o 60+18 km.) y manteniendo en los restantes 100 a 120 km. una flota de conformación; que estaría adecuadamente ocupada durante el año; incluyéndose adicionalmente los trabajos de mantenimiento rutinario de las carreteras pavimentadas con tramos relativamente cortos que correspondan al área del sector.

CONSERVACIÓN BALANCEADA DE UN SECTOR DE LA RED VIAL

A continuación se ilustra el proceso o ciclo de conservación para un Sector tipo de 200 km. en dos periodos de cuatro años, a partir del primer año (1ro), donde se puede apreciar que dicho sector se ha dividido en 4 subsectores (A,B,C,D) con 25 % de Longitud teórica (50 km.) en cada uno y asignándoles cada año uno de los tipos de trabajo a desarrollar como Rehabilitación o Balastado (R/B), luego Conformación (C1), Conformación con Area excavado (CB), previniendo que ya pueden haber sectores descubiertos, luego otra conformación (c2) para repetir el ciclo iniciado con otro Balastado.

Longitud Total Sector Tipo = 200 km.

Longitud Sub-Sectores (A,B,C,D) = 50 km.

| AÑO | CONCEPTO DE OBRA | | | | |
|-----|------------------|----|----|----|---|
| | RB | CI | CB | C2 | |
| 1o | A | B | C | D | |
| 2o | D | A | B | C | |
| 3o | C | D | A | B | 1 |
| 4o | B | C | D | A | |
| 5o | A | B | C | D | |
| 6o | D | A | B | C | |
| 7o | C | D | A | B | 2 |
| 8o | B | C | D | A | |

() Secuencia de los trabajos en los diferentes años.

R/B Rehabilitación o Balastado

C1 Conformación mínima en el año siguiente al que se aplica la Rehabilitación o Balastado.

CB Conformación con área excavado de material selecto en aproximadamente un 30 % del Tramo o Proyecto.

C2 Conformación en el año siguiente al que se aplicó conformación con Area excavado.

Se encuentra definido e identificado la Red Vial que corresponde a cada uno de los cincuenta y tres (53) sectores, con la cartografía de cada uno, por Departamento o en forma Nacional correspondientemente, con la información de las características físicas de los tramos oportunamente incorporado en los Modelos de evaluación y de priorización, se han definido los trabajos de conservación requeridos y los recursos financieros necesarios, tomando en cuenta que en cada uno de los sectores haya una compañía contratista responsable y que para cumplir con las cantidades de obra en la red correspondiente a su sector específico deberá contar en forma permanente con una flota de

balastado y una de conformación.

Se analizan diferentes combinaciones de estrategias de conservación para el período de análisis que son principalmente combinaciones de balastados, conformaciones, conformaciones con balastados parciales, mantenimiento rutinario de drenajes, limpieza del derecho de vía.

Mantenimiento de Caminos Pavimentados

Pavimentos Flexibles:

Tipos de fallas: Las tareas a desarrollar que se destacan se refieren a: fisuración, deformaciones, desintegración y riesgos de deslizamiento (resbalamiento).

- Fisuración

Las fisuras o grietas en los pavimentos flexibles se clasifican en: tipo piel de cocodrilo (cuero de lagarto), fisuras de borde, fisuras en junta de construcción, fisuras en la interfase calzada-hombro, fisuras reflejas, fisuras de contracción, fisuras por deslizamiento y fisuras por ensanche.

Fisuras tipo piel de cocodrilo: se presentan formando una red de pequeños polígonos similar a la piel del cocodrilo. Este tipo de falla se produce generalmente por fatiga del pavimento (repeticiones de cargas que exceden la capacidad ya consumida del pavimento), o por bases en que se ha reducido su capacidad estructural por modificaciones en sus propiedades físicas y/o volumétricas, o por capas subyacentes inestables en presencia de humedad, etc. Este tipo de falla debe repararse en forma inmediata a fin de evitar un mayor deterioro en el pavimento.

Fisuras de borde: Se presentan en forma de grietas longitudinales, a una distancia

aproximada de 1pie del borde del pavimento, siendo acompañadas en ocasiones por ramificaciones transversales. Son causadas por fallas del soporte lateral, ya sea por asentamientos debidos a un drenaje pobre, o a ciclos de humedecimiento y secado en suelos susceptibles a la acción del agua, o a vegetación y malezas cercanas al borde del pavimento.

Fisuras en junta de construcción: Se presentan como fisuras longitudinales a lo largo del eje que separa los dos carriles; responden a defectos constructivos.

Fisuras en la interfase calzada-hombro: generalmente son provocadas por los ciclos de humedecimiento y secado que sufren las capas subyacentes; la acumulación de agua en la interfase puede provenir de varios factores: drenaje pobre, hombros que no registran la pendiente adecuada o están a mayor nivel que el pavimento o presentan un lomo o protuberancia de malezas o tierra; huelga decir que la mezcla asfáltica cercana al borde, generalmente registra un nivel de compactación inferior que el resto de la calzada, por lo que su mayor porcentaje de vacíos permite que el agua percole más fácilmente a lo largo de la interfase calzada-hombro.

Fisuras reflejas: Son copia o reflejo del patrón de fisuración que se registre en las capas subyacentes. Consecuentemente su trayectoria podrá ser longitudinal, transversal, diagonal o formando bloques; ocurren generalmente cuando las fisuras o grietas existentes no han sido correctamente reparadas.

Fisuras de contracción: Se presentan formando una serie de bloques grandes, cuyos ángulos no son rectos. Generalmente se producen por cambios volumétricos en la mezcla asfáltica o en la capa de base o en las

capas inferiores. Siendo usual que las mismas sean provocadas por un exceso de relleno mineral en la mezcla asfáltica o por un bitumen inadecuado, ya sea por mala selección del tipo o por provisión deficiente o por un envejecimiento prematuro durante el manipuleo de obra (sobre calentamiento) o por oxidación del ligante a través del tiempo que lleve la calzada en servicio.

Fisuras por deslizamiento: Se presentan en forma de media luna; generalmente se producen por una falta de adherencia entre la capa de rodamiento y la capa subyacente. Dicha falta de adherencia puede provenir por no haberse ejecutado el riego de liga o por haberse efectuado en forma incorrecta, o a la presencia en el área de algún material contaminante (polvo, aceite, combustible, agua, etc.) que no permitió lograr una eficiente adherencia entre las dos capas. También pueden producirse por haberse utilizado una mezcla asfáltica que contenía un alto porcentaje de arena o porque la capa inferior registraba una resistencia a los esfuerzos tangenciales deficiente. Este tipo de falla (fisuración) no tiene en cuenta problemas generados por movimientos profundos de la masa de suelo de cimentación, ni los provocados por problemas de asentamientos o levantamientos, ya que los mismos han sido tratados en Fisuras de borde y en el acápite relativo a Deformaciones.

Fisuras por ensanche: Al construirse el ensanche de una calzada existente, generalmente sobre la obra nueva se refleja en forma de fisuración longitudinal el borde del pavimento original. Generalmente el problema proviene del distinto comportamiento estructural que presentan la obra existente y el ensanche. Debiéndose, dentro de lo posible, tratar de construir las

diversas capas del ensanche con espesores y módulos similares a los de las capas existentes adyacentes y poner un especial recaudo en que las capas sucesivas a construirse estén desplazadas lateralmente como mínimo 15 cm, a fin que no coincidan las mismas en un plano vertical que en corto plazo provocaría la apertura de grietas a lo largo de la junta longitudinal de construcción (si no se desplazara para las diversas capas, la interfase capa existente-capa de ensanche).

- Deformaciones

Las fallas típicas corresponden a ahuellamiento, corrugaciones, depresiones y levantamiento.

Ahuellamiento: Se produce generalmente por una compactación deficiente de la capa asfáltica, o por una relación estabilidad-fluencia insuficiente, o por un diseño estructural insuficiente o por una reducción en las condiciones mecánicas de las capas subyacentes por degradación del material que las conforma.

Corrugaciones: Se presentan conformando una ondulación longitudinal, de relativamente pequeña longitud de onda. Proviene de una deformación plástica de la capa asfáltica generada por una relación estabilidad-fluencia insuficiente. Dentro de este tipo de deformaciones se incluyen también las nominadas combas o combaduras, que si bien también responden a una deformación plástica se presentan localizadas y en forma de combadura. Regularmente se observan en lugares del pavimento donde el tránsito se detiene y sigue intermitentemente, en curvas cerradas donde hay protuberancias que generan impactos en el movimiento del vehículo, en pendientes donde los vehículos bajan frenando. Estos tipos de falla (corrugaciones y combas) responden

generalmente a mezclas asfálticas de reducida estabilidad o a contaminación por derrame de aceite o combustible sobre la carpeta de rodamiento.

Depresiones o asentamientos: Generalmente se producen por consolidación del terraplén o de su fundación, o por métodos constructivos inadecuados. Se presentan como áreas bajas localizadas, de tamaño limitado y que pueden o no presentar grietas. En ocasiones estas depresiones descienden, con respecto al nivel original de la calzada, más de una pulgada; en ellas se acumula el agua provocando, no sólo un mayor deterioro del pavimento, sino que también generan un peligro para los usuarios.

Levantamientos: Regularmente son provocados por un hinchamiento o expansión de la subrasante, o de algunas de las capas estructurales, cuando los materiales que las conforman son susceptibles a la acción del agua.

Desintegraciones

Cuando la desintegración se genera en la zona superficial, se observa al inicio de la evolución de la falla peladuras o separación del agregado fino (mortero) dejando pequeñas oquedades, con posterior desprendimiento de agregados de mayor tamaño. Generalmente el proceso es causado por: un porcentaje de asfalto deficiente, etapa constructiva incorrecta, falta de adherencia asfalto-agregado o intensa acción del agua (por inadecuado drenaje superficial) o acción de otros agentes agresivos (solventes, aceites, etc), sobrecalentamiento de la mezcla, etc. Este tipo de deterioro ocurre desde la superficie hacia abajo o desde los bordes hacia el eje de la calzada.

Cuando la desintegración se presenta en forma generalizada, su mecanismo puede responder a la evolución final de fisuras, peladuras o hundimientos (baches), o a una desintegración localizada de la capa superficial que puede progresar fácilmente en profundidad (bache aislado, nido de gallina o pothole). En el primer caso la evolución progresiva responde a una insuficiencia de tareas de mantenimiento y en el segundo caso generalmente la cavidad se presenta en forma redondeada, con bordes netos y sin hundimientos aledaños, siendo las causas posibles defectos constructivos localizados, ya sea suciedad de agregados, segregación, insuficiencia de bitumen, etc.

Tanto la desintegración superficial (que evoluciona a bache), como la generalizada, deben corregirse desde su inicio, a fin de evitar que su progreso gradual obligue a la reconstrucción completa del pavimento.

Riesgos de deslizamiento (o resbalamiento)
Existen varios factores que pueden contribuir a que un pavimento mojado se torne resbaladizo. Pudiendo citarse entre ellos: la formación de una capa de agua sobre un pavimento liso, contaminación de la superficie con aceite o con cierto tipo de barro, agregados pulidos que afloran a la superficie de la calzada, exudación de asfalto por exceso de su contenido en mezcla, etc.

A continuación se describe algunos tipos de falla que son específicamente propias de los tratamientos bituminosos superficiales.

Pérdida del agregado de la superficie de rodamiento, el desprendimiento de los agregados frente a la acción del tránsito se debe a: una falta de adherencia asfalto-

agregado o a un proceso constructivo deficiente: agregado húmedo o con polvo adherido, falta de aplanado inmediatamente después de ser distribuido el árido, apertura al tránsito antes del tiempo adecuado de espera, compactación con rodillo de acero solamente sin amasado de neumáticos, etc.

Rayado longitudinal

Se observan líneas en el asfalto de distintos anchos, alternándose finas y gruesas, siendo paralelas al eje de la calzada. Generalmente se producen por falta de control en los riegos asfálticos (muy frío, baja presión, etc).

Rayado transversal

Se observan líneas en el asfalto, alternadamente finas y gruesas, que pueden ser generadas por pulsaciones de la bomba del camión regador que provocan que la barra rociadora del distribuidor emita chorros, en lugar de un riego uniforme.

Descripción de las tareas a desarrollar para el mantenimiento de caminos de pavimento flexible:

1- Fisuración

Fisuras tipo piel de cocodrilo: este tipo de falla debe repararse lo antes posible a fin de evitar un mayor nivel de deterioro en el pavimento, la metodología adecuada se indica a continuación:

a) Remover el material que conforma la capa de rodamiento y la base, extendiéndose de 10 a 12 pulgadas alrededor del área fisurada. La delimitación de la zona a restaurar debe ser aproximadamente cuadrada o rectangular, con bordes planos y verticales y por lo menos dos caras perpendiculares a la dirección del tránsito.

b) Cuando el agua fuera la causa de la falla se debe mejorar el drenaje.

c) Aplicar un riego de liga a las caras verticales.

d) Rellenar el hoyo con mezcla asfáltica procesada en caliente, distribuyéndola cuidadosamente para evitar segregación. Nunca debe volcarse directamente desde el camión en que se transporta o desde la carretilla, sino que debe ser paleada y comenzando por llenar los bordes y luego ir cubriendo la zona del centro.

e) Si el espesor a rellenar es mayor de 6 pulgadas, la distribución se efectuará en dos capas. A fin de obtener una mayor lisura y un correcto enrase conviene que la última capa no exceda de 3 pulgadas. El espesor de la mezcla suelta a distribuir oscila entre un 40% y 45% en exceso con respecto al espesor compactado que se desea obtener. La mezcla se debe distribuir con rastrillos especiales sin dientes.

f) Compactar con plato vibratorio si el área es pequeña; si la superficie a bachear es considerable se recomienda el uso de aplanadoras pequeñas.

Tratándose de la capa superior se recomienda seguir la siguiente técnica: comenzar a aplanar el bache desde los bordes, apoyando el equipo unas 4 pulgadas (10cm) sobre la mezcla suelta, se obtiene así una junta neta, bien enrasada. Continuar compactando superponiendo en cada nueva pasada no más de 4 pulgadas (10cm) y teniendo la precaución de elegir como dirección de la aplanadora una perpendicular al eje del camino, es decir aplanar transversalmente al mismo. Mediante este procedimiento se asegura la lisura longitudinal del bache reparado. Se debe cumplir además con la regla general de avanzar el aplanado de abajo hacia arriba.

g) Mediante una regla o un hilo bien tirante se verifica la lisura y el enrase del bache

reparado.

h) Si la capa a nivel de base existente se rellena con material granular, el mismo una vez compactado debe ser imprimado con un riego de liga. Si no hay disponibilidad de mezcla asfáltica elaborada en caliente, se utilizará una mezcla de áridos procesada en planta, a la que se le añadirá el bitumen adecuado (cemento asfáltico diluido o rebajado o emulsiones asfálticas).

Cabe aclarar que cuando este tipo de falla (fisuración tipo piel de cocodrilo) cubre secciones completas del pavimento, es presumible que la repetición de cargas pesadas ha excedido la capacidad portante del pavimento (fenómeno de fatiga), en cuyo caso debe proyectarse un espesor de refuerzo que permitirá solucionar en forma permanente esta deficiencia.

La metodología indicada para la reparación de áreas que no son muy extensas, tiene carácter de permanente y prácticamente corresponde a un bacheo o parcheo profundo. Cuando las fisuras que conforman la red de pequeños polígonos tienen un ancho de 1/8 de pulgada o más, también se suele recurrir a una reparación temporaria que consiste en un revestimiento para fisuras tipo bacheo superficial, siendo la secuencia de las operaciones:

a) Cortar una pequeña zanjita alrededor del área a tratar con el objeto de calzar la mezcla con que se reparará la falla.

b) Limpiar la superficie fisurada con cepillos o aire comprimido.

c) Rellenar con mezcla asfáltica fina, procesada en caliente, la zona agrietada. Distribuir la mediante cepillo.

d) Compactar con apisonador de plato vibratorio, con aplanadora o mediante las

ruedas de un camión cargado.

- e) Aplicar un riego de liga.
- f) Efectuar un bacheo superficial con mezcla asfáltica fina en caliente, teniendo la precaución de llevar los bordes a un mínimo espesor y de eliminar las partículas gruesas con rastrillos sin dientes, antes de proceder a la compactación.
- g) Compactar con apisonador vibratorio, aplanadora o con las ruedas del camión que ha transportado la mezcla.

Si las grietas que conforman el área fisurada tienen un espesor promedio menor de 1/8 de pulgada, se recomienda una capa sellante o una lechada sellante. Siendo el procedimiento a seguir:

Capa sellante con agregado

- a) Limpiar el área fisurada con cepillo o aire a presión.
- b) Dar un riego de sellado con emulsión bituminosa de 0.15 a 0.25 galones/yarda² (0.18 a 0.30 galones / m²).
- c) Cubrir de inmediato con arena gruesa o cerniduras pétreas.
- d) Aplanar la capa sellante mediante un rodillo neumático o las ruedas de un camión.
- e) Si fuera necesario aplicar otra capa de material sellante, para nivelar el área restaurada con el resto del pavimento, se efectuará dicho relleno.
- f) Se dejará secar el área restaurada antes de abrir la zona al tránsito.

Lechada asfáltica

- a) Limpiar el área fisurada con cepillo o aire a presión.
- b) Aplicar la lechada asfáltica (slurry-seal).

Fisuras de borde

Una reparación temporaria puede hacerse

siguiendo el procedimiento que a continuación se indica, siempre que el ancho de las fisuras supere los 3mm (1/8 de pulgada), ya que si fuera inferior es difícil realizar la operación con efectividad.

- a) Limpiar las fisuras con cepillo de cerdas resistentes y manguera de aire comprimido.
- b) Llenar las grietas con lechada asfáltica o con asfaltos diluidos mezclados con arena fina o con asfaltos de alta consistencia, tratando de no verter un exceso de material y utilizando para que el mismo penetre un cepillo o restregador con borde de goma.
- c) Una vez curada la mezcla que se usó de relleno, si es necesario se sella con un asfalto diluido o rebajado de menor grado, utilizando una regadera y restregador.
- d) Desparramar arena seca sobre la reparación efectuada a fin de evitar que el tránsito produzca desprendimientos.

Una reparación de características más permanente generalmente se realiza, cuando las fisuras de borde están acompañadas de un asentamiento de la zona adyacente a las mismas; en dichos casos se rellena la depresión con una mezcla en caliente similar a la que se utiliza para bacheo. Las etapas constructivas serían las siguientes:

- a) Mejorar el drenaje si fuera requerido.
- b) Limpiar el pavimento y las fisuras con cepillos y aire comprimido.
- c) Llenar las grietas con lechada asfáltica o asfaltos diluidos mezclados con arena fina. Hacer penetrar la mezcla con un restregador con borde de goma
- d) Aplicar un riego de liga
- e) Distribuir la mezcla asfáltica en caliente sobre la parte asentada del borde. Verificar el alisado usando regla o un hilo tenso
- f) Compactar usando apisonador de plato vibratorio o aplanadora, asegurándose que los

bordes del parche queden derechos y limpios.

Fisuras de junta de construcción y fisuras por ensanche.

Son provocadas por deficiencias constructivas. El procedimiento para reparar este tipo de falla es el mismo que se describe para fisuras de borde en el caso de reparación temporaria.

Fisuras en la interfase calzada-hombro

Siendo generalmente el agua la causante de la falla (ciclos de humedecimiento y secado) se debe primeramente proceder a acondicionar el sistema de drenaje y a posteriori aplicar la metodología recomendada para fisuras de borde en el caso de reparación temporaria.

Fisuras reflejas

Aplicar el procedimiento recomendado para fisuras de borde para el caso de reparación temporaria. Este tipo de falla es producido por los reducidos movimientos que pueden ocasionarse en una base rígida (cementada), ya sea por cambios de temperatura o en menor grado por modificaciones de la humedad (expansiones-contracciones), es decir cambios volumétricos que las mezclas asfálticas no pueden absorber y se reflejan en forma de grietas. Si las bases estuvieran conformadas por losas de hormigón, en su propia construcción se han provocado juntas, que se reflejarán indudablemente en la carpeta flexible de recubrimiento. Debe tenerse en cuenta que la reflexión de juntas y posibles grietas existentes en la base rígida, no significan una deficiencia en la capacidad estructural del pavimento, siempre y cuando no se permita la evolución progresiva de las mismas, por lo que es recomendable que su mantenimiento sea sistemático y oportuno.

Fisuras de contracción

Cuando este tipo de falla ocupa zonas aisladas del pavimento y se procede a su restauración al inicio del proceso, se recomienda que su reparación consista en:

a) Eliminar de las grietas todo material suelto con cepillo o con aire comprimido.

b) Humedecer las grietas con agua.

c) Uniformar la humedad, evitando la existencia de agua libre; dar un riego pequeño de liga con emulsión diluida en agua en partes iguales.

d) Preparar una lechada asfáltica y verterla sobre el área fisurada, haciéndola penetrar mediante rastrillos enrasadores (sin dientes). Si la superficie fisurada ocupara un área considerable del pavimento, pero su reparación se llevara a cabo al inicio del proceso de deterioro, es conveniente reemplazar la distribución a mano de la lechada, por un camión-planta especial para preparar y distribuir este tipo de sellado.

e) La lechada asfáltica será protegida del tránsito hasta que la emulsión haya roto por completo y esté lo suficientemente firme como para que las ruedas de los vehículos no pueden desprenderla del pavimento.

Cuando el proceso del deterioro ha ido progresando gradualmente, y no se ha llevado a cabo un mantenimiento oportuno, es conveniente que antes de proceder a aplicar la lechada asfáltica en toda la superficie afectada mediante el equipo apropiado, se apliquen la mezcla en las grietas y se empareje con un rastrillo enrasador. Y recién cuando la lechada usada de relleno este curada (firme), se aplique a toda el área el tratamiento superficial indicado.

Fisuras por deslizamiento (ver aclaración en Tipos de Fallas).

Considerando que el motivo de este tipo de falla reside en la falta de una buena unión entre la capa de rodamiento y la base que la sustenta, se recomienda la conveniencia de utilizar para su restauración un riego de liga de cemento asfáltico, en lugar de emulsiones asfálticas o asfaltos diluidos. Los beneficios obtenidos mediante el mismo son los siguientes:

- C El riego de liga puede aplicarse con poca anticipación a la distribución de la mezcla asfáltica, evitándose así toda posibilidad de que pierda su poder de liga al cubrirse con polvo u otras impurezas.
- C El rápido enfriamiento del cemento asfáltico utilizado, provoca que pierda su fluidez en forma instantánea y por lo tanto que se mantenga inalterable la uniformidad con que fue aplicado.
- C Puede utilizarse en este riego de liga, el mismo cemento asfáltico usado para la mezcla en caliente con que será recubierto, ahorrándose el acopio y manipuleo de un nuevo material asfáltico.

Con los distribuidores actualmente en uso no se presentan dificultades en aplicar riegos de cemento asfáltico de $0.31/m^2$ (0.06 galón/yarda²), dotación que resulta adecuada. Pese a que la aplicación de tan reducida cantidad de ligante asfáltico, en ocasiones no cubre totalmente la superficie (días de fuerte viento y temperatura ambiente fría), esta circunstancia no requiere importancia ya que la función de fijar la mezcla asfáltica se cumple aunque el recubrimiento no sea total.

La única forma apropiada de reparar esta deficiencia es la remoción de la mezcla

asfáltica hasta unos 30cm (1 pie) dentro de la zona en que la adherencia de la capa superior e inferior es buena, es decir que se presenta en buenas condiciones. El procedimiento a seguir se detalla a continuación.

- a) Remover el material agrietado, dejando bordes netos y perpendiculares.
- b) Limpiar bien la superficie expuesta, con cepillos y aire comprimido.
- c) Dar un riego de liga, convenientemente de cemento asfáltico por las razones expuestas.
- d) Depositar en el hueco suficiente mezcla asfáltica elaborada en caliente, de modo que una vez compactada enrase con el pavimento adyacente.
- e) Nivelar la mezcla cuidadosamente a fin de evitar que se produzcan segregaciones.
- f) Verificar la corrección de esta operación mediante una regla.
- g) Compactar bien el área reparada, utilizando un rodillo vibratorio autopulsado manual o una aplanadora.

Cabe aclarar que todas las tareas inherentes a reparación de fisuras pueden también efectuarse con asfalto diluido de curado rápido tipo RC - 250, además de con emulsiones como se indica en el texto.

2- Deformaciones

Ahuellamiento

Se determinan primeramente las áreas a rellenar usando una regla y marcando con pintura o crayón las zonas afectadas.

- a) Aplicar un riego de liga liviano de 0.05 a 0.15 galón/yarda² (0.06 a 0.18 galones / m^2) de emulsión diluida en partes iguales con agua.
- b) Distribuir un concreto asfáltico fino, elaborado en caliente, mediante una terminadora pequeña, teniendo la precaución de eliminar en los bordes las partículas

gruesas con rastrillos sin dientes, a fin que los bordes de la mezcla distribuida enrasen con el pavimento existente.

c) Compactar con rodillo neumático múltiple, o en su defecto con aplanadora.

d) Aplicar una capa fina superpuesta de mezcla procesada en planta o sellar con una mezcla de arena y asfalto a fin de evitar la entrada de agua, poniendo especial cuidado en no excederse en el asfalto.

Corrugaciones

De contarse con una niveladora térmica (heater planer) se calienta, escarifica y remueve la zona que presenta ondulaciones. Eliminada la falla se ejecuta un tratamiento bituminoso tipo sellado o una carpeta de rodamiento asfáltica, según la disponibilidad de fondos y/o las cotas que se deban respetar (principalmente en pavimentos urbanos). De no disponerse del equipo indicado, se presentan dos soluciones según se trate de un tratamiento bituminoso o de una carpeta de concreto asfáltico.

Tratamiento bituminoso superficial (capa delgada de 2 pulgadas o menos)

a) Escarificar el material que conforma la capa de rodadura.

b) El material escarificado se mezcla con el material de base hasta una proximidad de 4 pulgadas.

c) Se compacta y nivela la base.

d) Se imprima y se le aplica una nueva capa de tratamiento bituminoso superficial.

Carpeta de concreto asfáltico (espesor de 2 pulgadas o más).

a) Nivelar la superficie de la zona afectada. Actualmente se obtiene un resultado satisfactorio utilizando equipos de fresado.

b) Cubrir el área nivelada (ó fresada) con

material sellante o con una carpeta de concreto asfáltico (según recursos y/o cotas que se deban respetar).

Combaduras.

Para que su reparación sea efectiva debe aplicarse el procedimiento indicado para fisuración tipo piel de cocodrilo, con carácter de permanente (bacheo profundo).

Depresiones o asentamientos

a) Delimitar la zona de la falla y marcarla ya sea después de una lluvia o mediante una regla.

b) Si se dispone de una esmeriladora o amolador mecánico se producen pequeñas paredes verticales en correspondencia de los límites de depresión, caso contrario esta etapa puede suprimirse.

c) Limpiar bien la superficie a rellenar y hasta un pie fuera de los límites marcados.

d) Aplicar un riego de liga con emulsión asfáltica diluida en partes iguales con agua, entre 0.05 a 0.15 galón/yarda² (0.06 a 0.18 galones / m²).

e) Permitir que rompa la emulsión.

f) Rellenar la depresión con mezcla asfáltica en caliente, de manera que una vez compactada quede al nivel original del pavimento (antes de formarse la depresión). Si no hubiera disponible mezcla asfáltica de planta, se puede usar una mezcla conformada con asfalto líquido, en cuyo caso la mezcla se debe airear bien antes de colocarse, a fin de eliminar solventes y agua que producirían un bacheo inestable.

g) Si el área del pavimento correspondiente a la depresión no pudo delimitarse con pequeñas paredes verticales, se pondrá especial cuidado en rebajar el espesor de la mezcla asfáltica a un mínimo, biselando los contornos mediante el uso de restregadores o

rastrillos sin dientes, a fin que no haya segregación de partículas gruesas y finas del agregado y que se puedan eliminar las partículas más gruesas de la mezcla.

h) Compactar con un apisonador vibratorio manual o una aplanadora.

i) Verificar la lisura y engrase mediante una regla.

j) Aplicar un sello de arena para impermeabilizar la superficie; se debe evitar el exceso de asfalto.

Levantamientos

La técnica utilizada para su reparación es la indicada para fisuración tipo piel de cocodrilo con carácter de permanente (bacheo profundo, saneamiento hasta la profundidad que se requiera).

3- Desintegraciones

- Peladuras o desprendimientos

Se indicarán dos procedimientos a seguir:

Reparación de emergencia (temporaria)

a) Se barre bien la superficie eliminando toda la suciedad y el material que hubiera suelto.

b) Se aplica una capa fina de emulsión asfáltica diluida en agua en partes iguales, dependiendo la razón de riego (galón/yarda², galón / m²) de la textura y porosidad del pavimento.

c) Se cierra el tránsito hasta que el sello cure. Reparación de carácter permanente.

Se desarrollan las tareas indicadas en a) b) y c).

d) Aplicar un tratamiento superficial (lechada asfáltica, capa sellante de arena o gravilla, mezcla asfáltica fina procesada en caliente) dependiendo de las condiciones que registre la superficie afectada, del flujo de tránsito y de los recursos disponibles.

Baches y Potholes (nido de gallina, hoyos

con forma de olla).

Se recomiendan dos procedimientos para reparar estas fallas, según que las condiciones del tiempo y la premura de su restauración aconsejen a una reparación temporaria (de emergencia) o una de carácter permanente.

Reparación de emergencia o temporaria

a) Eliminar del bache u hoyo el material suelto y toda el agua que sea posible.

b) Utilizar un calentador o un secador de rayos infrarrojos para eliminar cuanto se pueda la humedad remanente en el bache y ablandar el material asfáltico adyacente.

c) Llenar el bache con material premezclado, de ser posible una mezcla elaborada en caliente, en su defecto una mezcla con emulsión asfáltica tomada del acopio. Pasar el rastrillo hasta emparejar el material.

d) Compactar con un apisonador vibratorio manual o con una aplanadora.

Reparación de carácter permanente.

a) Remover la carpeta de rodamiento, la base y si fuera necesario otras capas portantes hasta alcanzar un soporte firme, extendiéndose la zona a reparar por lo menos unos 30cm (1 pie) más allá de la del área afectada, dentro del pavimento en buenas condiciones. Lo indicado supone que en algunos casos deba removerse parte de la subrasante. La delimitación de la zona a bachear deberá ser aproximadamente cuadrada o rectangular, con bordes planos y verticales y por lo menos dos caras perpendiculares a la dirección del tránsito.

b) Si el agua fuera la causante de la falla, se mejorará el drenaje.

c) Aplicar un riego de liga a las caras verticales, este riego puede evitarse si la base circundante es de mezcla asfáltica. Si el

bache se repara en todo su espesor con mezcla asfáltica en caliente, no es necesario imprimir la subbase (o subrasante).

d) Si el espesor del bache a reparar es mayor de 6 pulgadas (15cm) la distribución de la mezcla asfáltica se hará en dos capas. Siempre que sea posible, por razones de lisura y enrase del bache a reparar, la última capa conviene que no exceda de 3 pulgadas. La mezcla debe ser paleada desde el camión en que se transporta o carretilla, dentro del bache, primeramente contra los bordes y luego ir cubriendo hacia el centro la superficie del bache. La mezcla distribuida se debe alisar con rastrillos apropiados.

e) Compactar con un apisonador vibratorio manual o una aplanadora (acorde a la extensión de la superficie afectada).

Se recomienda comenzar a compactar desde los bordes y transversalmente al eje del camino.

f) Con una regla o hilo bien tirante se verifica la lisura y enrase del bache reparado.

Debe descartarse por completo la técnica de compactar las mezclas en forma manual y dejar en forma gradual un pequeño resalto en el medio del bache para que la acción del tránsito posterior complete la densificación.

Riesgos de deslizamiento (o resbalamiento).

Exudación de asfalto

Esta situación se corrige utilizando uno de los siguientes procedimientos:

Reparación con agregado caliente

a) Aplicar arena, gravilla de roca o gravilla de escoria (tamaño máximo 3/8"); este agregado deberá precalentarse a por lo menos 300°F (aproximadamente 150°C) y distribuirse a razón de 10 a 15 libras/yarda² (5.4 a 8.2 kg / m²).

b) Aplanar de inmediato con rodillo neumático múltiple.

c) Una vez enfriado el agregado pétreo distribuido eliminar las partículas sueltas, no adheridas, por cepillado.

d) Repetir el proceso si fuera necesario.

Reparación con niveladoras térmicas.

a) Se quita la película de asfalto utilizando la niveladora térmica.

b) Aplicar un tratamiento superficial o capa sellante adecuada para el caso.

c) Si se desea se puede dejar la superficie tal como quedó, después de pasar la niveladora térmica, si la misma quedó en condiciones adecuadas.

Agregado pulidos

Se aplicará un tratamiento de superficie

a) Aplicar una capa ligante fina de emulsión diluida en agua por partes iguales.

b) Distribuir material caliente de la planta que contenga escoria triturada o cernidura de roca o arena silícea (preferentemente no redondeada).

c) Aplanar con rodillo neumático.

Tratamientos bituminosos superficiales

Desprendimiento de los agregados

a) Distribuir arena gruesa calentada a por lo menos 300°F (aproximadamente 150°C) sobre el área afectada.

b) Antes que el agregado se enfríe aplanar con rodillo neumático.

Rayado longitudinal y rayado transversal

El único procedimiento satisfactorio consiste en aplicar un nuevo tratamiento superficial.

Mantenimiento Periódico de caminos de pavimento flexible:

Con el objetivo de materializar el diseño de las mejoras se cuenta con la evaluación superficial y estructural del pavimento en

servicio, el probable diagnóstico de sus fallas, la proyección futura de las cargas que solicitarán al pavimento en estudio, la información sobre los materiales disponibles (locales y comerciales) y los métodos constructivos convenientes.

Si del análisis global de todos los elementos mencionados resultara que la mejora requerida es de carácter superficial, la misma podrá consistir en la ejecución de un riego asfáltico, un sellado, un tratamiento bituminoso superficial o incluso una carpeta de concreto asfáltico de espesor reducido.

Este tipo de mejora superficial podrá corresponder a un mantenimiento preventivo o a un mantenimiento correctivo o curativo.

Entendiéndose por conservación preventiva de calzadas relativamente nuevas o recientemente reforzadas, el conjunto de actividades desarrolladas cuando se detectan signos premonitorios de posibles fallas. Mientras que un mantenimiento correctivo o curativo se aplica cuando el nivel de deterioro superficial ha llegado a un grado en que la transitabilidad se torna medianamente aceptable y la capacidad estructural del pavimento no ha llegado a ser deficiente.

Tanto la conservación preventiva como la correctiva se incluyen en el mantenimiento periódico, que abarca a todas aquellas operaciones que normalmente sólo tienen que repetirse una vez cada "n" años, en un período que se inicia con la habilitación de la carretera y finaliza con su rehabilitación o reconstrucción.

Los tratamientos superficiales, que generalmente integran las actividades a

desarrollar en el mantenimiento periódico, son aplicaciones en capas delgadas de asfalto y agregados o solamente asfalto. La mayoría de los tratamientos de superficie corrientemente utilizados incluyen emulsiones asfálticas y agregados, en variadas combinaciones y métodos de aplicación. En muchos casos hay imposiciones económica (falta de recursos) que prácticamente obligan a recurrir a un tratamiento a fin de proporcionar un servicio adecuado, aunque se reconozca que no constituye la solución requerida.

Un tratamiento de superficie no proporcionará una resistencia estructural adicional, aunque constituye un método excelente y económico de sellar superficies para prevenir la penetración del agua y del aire en las capas asfálticas. Mediante la aplicación del mismo se mejora la condición de la superficie existente, mediante el llenado de pequeñas fisuras y/o grietas, además de la adición de asfalto que recibe una superficie generalmente oxidada (asfalto envejecido), también se mejora la resistencia al deslizamiento en aquellos casos que se requiriera, si se aplica el tratamiento adecuado. La vida útil probable de los distintos tipos de tratamiento varía de dos a siete años, esta característica debe ser tenida en cuenta cuando se decida proyectar su ejecución. En ocasiones se aplican en áreas localizadas, cuando de acuerdo a la evaluación previamente realizada se registran secciones en el tramo que lo requieren: peladuras incipientes, reducidas fisuras, oquedades por desintegración de agregados, mezcla que revela reducido contenido de bitumen, etc. Generalmente las fallas mencionadas si se generan en forma prematura y aparecen en áreas localizadas

responden a una falta de control de calidad de los agregados (en forma continua y sistemática), a un yacimiento heterogéneo en el que no se han previsto los límites de explotación adecuados, a un descontrol en la calibración de la planta, a un calentamiento excesivo en el proceso de elaboración de la mezcla, etc. Resultando generalmente la aplicación de un tratamiento superficial una medida apropiada. A continuación se transcriben en forma resumida la clasificación, función y conceptos generales de diseño, para los distintos tipos de tratamientos superficiales, siguiendo las pautas establecidas en AASHTO GUIDE for Design of Pavement Structures (1993)

- Clasificación de Sellos o Tratamientos Superficiales

Los mismos se clasifican en base a su composición, que puede estar conformada solamente por asfalto o más comúnmente por una combinación de asfalto y agregados. A continuación se indican los distintos tipos:

- 1- Porous Friction Courses (P.F.C.) o Open-Graded Friction Courses
Consiste en una combinación de asfalto y agregados que se diseña, a fin que drene el agua superficial del pavimento, mediante una mezcla que conforme una estructura abierta y porosa. El rápido escurrimiento del agua reduce un potencial hidropneumático y por ende los accidentes que se podrían generar en épocas lluviosas.
- 2- Tratamiento bituminosos superficiales
Consiste en aplicaciones sucesivas de asfalto y agregados, cuando se efectúa una sola aplicación se denomina tratamiento bituminoso simple (TBS). La repetición de capas lleva a conformar un tratamiento bituminoso doble (TBD) o triple (TBT), pudiéndose llegar a espesores mayores de una pulgada.
- 3- Sellos con asfalto aditivado con caucho o látex.
Consiste en un tipo especial de tratamiento asfalto-agregado donde el asfalto es reemplazado por una mezcla de caucho (hule o goma) y cemento asfáltico.
Inicialmente se utilizaba para reducir las fisuras reflejas, previamente a la colocación del refuerzo. Actualmente se está aplicando como tratamiento superficial (sin refuerzo), cuando la estructura no es deficitaria, a fin de aprovechar las propiedades elásticas que se generan en el asfalto que permiten mantener a los agregados más fuertemente unidos y reducir a su vez la mala condición de la superficie de la calzada.
- 4- Lechada asfáltica (slurry-seal)
Consiste en una mezcla de emulsión y agregados del tamaño de la arena; para su empleo se requieren equipos especiales a fin de llegar a un comportamiento satisfactorio. Su espesor resulta generalmente menor que 3/8 pulgada.
- 5- Riego asfáltico (fog-seal)
Consiste en la aplicación de una riego de emulsión asfáltica, sin la adición de agregados. Al sellarse la superficie se rejuvenece

moderadamente el bitumen del pavimento existente y además se provee de una notable delineación visual entre la calzada y los hombros.

- 6- Sellado de arena (Sand-seal)
Consiste en una aplicación tipo "spray" de emulsión acompañada por un ligero recubrimiento de arena. Este tratamiento cumple las mismas funciones que un riego asfáltico, pero provee además a la superficie de una mayor resistencia al deslizamiento siendo menos marcada la delineación visual que se genera entre calzada y hombro.

- 7- Road oiling
Este tratamiento se utiliza como paliativo de polvo para caminos de bajo volumen de tránsito en rutas no pavimentadas. Se aplican riegos de asfalto diluido con el objetivo que el material fino y de bajo peso específico no sea removido de la superficie.

- Función de los Sellos o Tratamientos Superficiales

De acuerdo a AASHTO los sellos o tratamientos superficiales (mantenimiento periódico) alargan la vida en servicio de un pavimento y reducen los desembolsos requeridos para mantenimiento, hasta que pueda ser concretado un programa de rehabilitación de mayor costo y efectividad. Las principales funciones de los mismos son:

- a) Mejoramiento de la condición superficial
Los tratamientos superficiales conformados por asfalto-agregado proveen a la calzada

existente de un nuevo agregado que estará expuesto al tránsito y podrá proporcionar una mayor durabilidad y mejores características de uso que el material original. Su aplicación generalmente incrementa la resistencia al deslizamiento, pero no siempre ocurre que mejore la durabilidad de la superficie.

El agregado a utilizarse a fin de corregir la falta de durabilidad de la superficie, debe ser sometido a los ensayos de resistencia a la abrasión (Desgaste Los Angeles) y de intemperismo (Durabilidad en SO_4Na_2) a fin de garantizar que su durabilidad será satisfactoria.

b) Sellado de fisuras

La aplicación de agregados y/o asfalto provee al pavimento en servicio de una cierta cantidad de material asfáltico que puede servir para sellar fisuras pequeñas. Los tratamientos conformados por asfalto-agregado proporcionan un mayor sellado de fisuras, mientras que los riegos asfálticos presentan una reducida capacidad de sellado. El uso de sellos de asfalto aditivado con caucho constituye uno de los mejores tratamientos para cubrir grietas y mantener un sello efectivo. La remoción de la humedad de las grietas alarga la vida útil del pavimento, ayudando a mantener la capacidad estructural del mismo.

c) Impermeabilización de la superficie de rodamiento

La porosidad de un pavimento asfáltico es variable, pudiendo en ciertos casos permitir la percolación de agua a través de los vacíos de la mezcla. La aplicación de una superficie impermeabilizante restringirá la infiltración de humedad y reducirá la velocidad del deterioro del pavimento en servicio.

d) Aumento de la resistencia a la fricción
La aplicación de un P.F.C. (Porous Friction Course) reduce marcadamente los accidentes ocurridos durante el período húmedo, minimizando un potencial hidropilaje. El agregado de un tratamiento superficial standard, puede incrementar la resistencia al deslizamiento de un pavimento, siempre que se verifique que el nivel de resistencia a la fricción se mantenga elevado a posteriori de su construcción.

e) Reducción de los efectos ambientales
La aplicación de asfalto adiciona un material bituminoso más blando a la superficie oxidada del pavimento y retarda el endurecimiento de la superficie asfáltica existente. Parte del asfalto proveniente del tratamiento reduce los vacíos de la superficie del pavimento y detiene la entrada del agua del aire, factores que tienden a endurecer el asfalto. Riegos asfálticos y lechadas asfálticas (slurry-seal) resultan efectivos en áreas donde una excesiva oxidación o endurecimiento del asfalto de la mezcla genera problema.

f) Acondicionamiento de la apariencia superficial. En ciertas ocasiones la apariencia general de la superficie del pavimento puede mostrarse irregular y desuniforme debido al bacheo o a otras actividades que se han llevado a cabo en distintos tiempos. Un tratamiento superficial constituye un medio efectivo de cubrir dichas irregularidades y darle una apariencia uniforme a la superficie.

g) Mejoramiento de la delineación visual
Una marcada diferencia en la apariencia visual de los hombros y la calzada constituye una gran ayuda para los conductores

(usuarios). Estudios realizados han demostrado que cuando existe esta distinción, los usuarios evitan conducir sobre la interfase calzada-hombro, incrementándose así la vida del pavimento. Una diferencia en la apariencia y textura de los hombros constituye un realce de seguridad para el pavimento en su conjunto.

h) Contribución indirecta a un mejor comportamiento estructural.

No existe un beneficio estructural directo derivado de la aplicación de un tratamiento superficial. Tratamientos superficiales bituminosos de tres o más capas parecería, sin embargo, que proveen de alguna estructura al pavimento, pero ninguna prueba de mezclas se ha realizado. El agregado utilizado no está uniformemente graduado para garantizar la formación de un esqueleto granular (interlocking) y por lo tanto no resiste la deformación provocada por las sucesivas repeticiones de cargas pesadas. Si bien mediante su aplicación no se logra una mayor capacidad estructural del pavimento, pueden obtenerse beneficios marginales; se logra reducir la velocidad de deterioro del pavimento, sellando fisuras y evitando la infiltración de agua en la estructura y por lo tanto retrasando la necesidad de un mejoramiento estructural. Consecuentemente un tratamiento superficial puede contribuir indirectamente en la suficiencia estructural de un pavimento.

- Conceptos Generales de Diseño para tratamientos superficiales y sellos

Los componentes a considerar son el material bituminoso y los agregados. Las consideraciones generales de diseño son similares para todos los tipos de tratamiento;

existe una amplia bibliografía al respecto y lo que cada Repartición se debe asegurar es que se aplique el procedimiento adecuado utilizando los materiales locales. A fin de garantizar que el tratamiento tendrá un comportamiento satisfactorio, el proyectista deberá tener en cuenta los siguientes factores:

- Estructura del pavimento existente.
- Materiales disponibles (asfalto y agregados)
- Selección de cantidades
- Condiciones locales y experiencias

Si el pavimento existente no tiene la capacidad estructural suficiente para soportar las cargas de tránsito que solicitarán a la calzada durante los tres años futuros, la aplicación de un tratamiento superficial no debe ser considerada. En este caso corresponderá el estudio de una rehabilitación, ya que los tratamientos superficiales no se diseñan con el objetivo de obtener una resistencia a las cargas superior a la capacidad portante del pavimento subyacente. Si el pavimento existente presenta un problema estructural generado por un drenaje deficiente o por una base

inestable, la aplicación de un tratamiento superficial no debe considerarse. Estas deficiencias deben ser relevadas durante la fase de evaluación del proyecto.

La condición física que registre la superficie de rodamiento, influye en la cantidad de material bituminoso requerido para el tratamiento o sello.

Si la superficie muestra un exceso de asfalto la cantidad de material bituminoso debe ser reducida a fin de compensar el exceso ya existente. Si la superficie se presenta oxidada o muy porosa, la cantidad de material bituminoso debe ser incrementada ya que la superficie existente absorberá parte del asfalto adicionado durante la construcción del tratamiento. Esta absorción le resta ligante a los agregados del tratamiento. A continuación se indican algunas recomendaciones acordes a la textura superficial del pavimento, indicándose las modificaciones que se deben hacer en las cantidades de asfalto (en galones/yardas² y en galones/m²) que se especifiquen en cada caso.

| Condición de la Superficie | Aumento en la Relación de Aplicación | |
|---|--------------------------------------|--------------------------|
| | Galones / Yardas ² | Galones / M ² |
| Brillosa, exceso de bitumen | -0.01 a -0.06 | -0.01 a -0.07 |
| Lisa no porosa | 0 | 0 |
| Absorbente | | |
| Apenas abierta, oxidada | +0.03 | +0.04 |
| Peladuras, abierta, oxidada | +0.06 | +0.07 |
| Severo intemperismo, peladuras, oxidada | +0.09 | +0.11 |

Los valores indicados tienen carácter de recomendación y variarán de acuerdo a la experiencia local y a las condiciones del proyecto. Si no se tienen en cuenta estas modificaciones la relación de aplicación del material bituminoso resultará inapropiada. Factores relativos al tipo de asfalto y calidad de agregados, así como la especificación de cantidades para el diseño a emplear, son directamente función de los materiales y de las especificaciones de construcción de la Repartición.

Considerando la variedad de tratamientos superficiales existentes y teniendo en cuenta que cada uno de ellos tiene sus propias características, su modo de ejecución y una determinada vida en servicio la decisión de que tipo de tratamiento se va a aplicar se debe analizar exhaustivamente. El flujo de tránsito y la condición que presente el pavimento existente son factores fundamentales a tener en cuenta. Observaciones realizadas sobre pavimentos con mediano o bajo volumen de tránsito, permitieron para diversos tipos de tratamientos estimar la siguiente vida útil.

| TRATAMIENTO SUPERFICIAL | VIDA OBSERVADA (en años) |
|--|--------------------------|
| Tratamiento bituminoso simple | 3 a 5 |
| Tratamiento bituminoso doble | 4 a 6 |
| Lechada asfáltica (slurry-seal) | 3 a 5 |
| Sello con asfalto aditivado con caucho | 3 a 8 |
| Riego asfáltico | 1 a 3 |
| PFC (Porous Friction Course) | 3 a 7 |

Dentro de las técnicas de mantenimiento regularmente aplicadas se destacan los riegos superficiales (con o sin adición de agregados) los tratamientos bituminosos superficiales y las capas de mezclas asfálticas elaboradas en caliente de reducido espesor (< 2 pulgadas).

De acuerdo a consideraciones hechas por el Ing. Raymond Sauterey (Francia), los nuevos métodos para modernizar el mantenimiento en lo relativo a recubrimientos generalizados, deberían buscarse en dos direcciones bien definidas:

- 1- La modernización de los riegos superficiales.
- 2- La afinación o ajuste de técnicas intermedias entre los riegos superficiales y

los concretos asfálticos.

Teniendo en cuenta la estructura general de un riego superficial, la modernización de los mismos debe resultar básicamente del incremento de la cohesión del ligante. Mediante la adición de polímeros a los ligantes asfálticos se ha logrado una mayor efectividad en las operaciones de mantenimiento ejecutadas.

La elaboración de técnicas intermedias se ha basado en:

- Riegos superficiales espesos, mediante la distribución en capas muy espesas de un ligante elástico y poco sensible a la temperatura; una mezcla de asfalto con polvo de hule hecho con neumáticos usados.

- Micro aglomerados asfálticos en frío (MICAF), mejorando la técnica de lechadas asfálticas (slurry-seal), utilizando graduaciones más gruesas (0/6; 0/8 e incluso 0/10) y usando una emulsión de asfalto aditivado con elastómeros.

- Concretos asfálticos en capas muy delgadas (3 cm) utilizando un ligante modificado por adición de elastómero.

Tanto la lechada bituminosa (slurry-seal), como los microaglomerados (microsurfacing) son tratamientos superficiales que consisten en la aplicación de un mortero bituminoso procesado en frío con agregados, emulsión asfáltica y agua. La diferencia entre ambos radica en que en los microaglomerados se incorpora el uso de polímeros para mejorar las propiedades del bitumen y adicionalmente mediante el mismo es factible corregir las deformaciones de la superficie a tratar. Estos tratamientos exigen una dosificación precisa y la elección del tipo de emulsión bituminosa a utilizar debe ser producto de una serie de estudios y/o tramos experimentales. La puesta en obra debe ser llevada a cabo por técnicos experimentados y se requieren equipos especiales para el caso.

Para su dosificación se deben tener en cuenta distintos factores, siendo los principales los que a continuación se indican.

Destino del trabajo
Estado del pavimento existente
Tránsito
Condiciones climáticas
Materiales disponibles en la zona
Otras necesidades

Estos factores no se deben considerar en

forma independiente sino relacionándolos entre sí.

El estado de la condición superficial del pavimento existente es el factor que regularmente determina dentro de los distintos tratamientos superficiales (sellados, riegos, lechadas, etc) el tipo de operación apropiada. Cuando se considere adecuada la aplicación de un mortero bituminoso procesado en frío (slurry seal, micro aglomerado) su dosificación será seleccionada sobre la base del pavimento a mantener.

En general este tipo de tratamiento superficial tiene su principal campo de aplicación en las tareas de conservación de vías urbanas y en todo tipo de carreteras (secundarias, primarias y autopistas), las que manteniendo un nivel aceptable de su capacidad estructural, presentan defectos superficiales que afectan a su permeabilidad, regularidad, rugosidad, etc.

La International Slurry - Seal Association (I.S.S.A.) clasifica a las lechadas en tres categorías: Fina (I), Intermedia o General (II) y Gruesa (III). Las Especificaciones Españolas indican cinco husos granulométricos (AL1 a AL5), existiendo con la clasificación de la I.S.S.A. la siguiente correlación: Tipo I = AL4; Tipo II = AL3 y Tipo III = AL 2. Cuando se trata de un mantenimiento preventivo, debido a incipientes desprendimientos, desgaste superficial, fisuración (no generada por fallas de base), se seleccionará entre una granulometría tipo I o tipo II. Si la superficie se presentara muy fisurada, no sólo por el alto porcentaje de área deteriorada, sino también por el tipo de fisura, pero no acusara

la obra deficiencia estructural, se recomienda aplicar la granulometría tipo I (con suficientes finos para llenar las fisuras) y ejecutar arriba otra capa tipo II o tipo III. Lógicamente la cantidad de asfalto debe también estar vinculada con la mayor o menor pobreza de asfalto que registre la capa existente, por su nivel de absorción, por el tipo de agregado que aflore a la superficie, etc.

Por otro lado, la consistencia de la mezcla en la etapa constructiva, dentro de límites aceptables, dependerá del tipo de fisuración que se registre, ya que siendo más líquida (menos espesa), podrá penetrar más fácilmente en las fisuras.

Ante un desprendimiento de agregados bien marcado, se recurre a mezclas tipo II o tipo III, según sea el nivel de tránsito.

La experiencia ha demostrado que con tránsito pesado y altas temperaturas, en casos en que se ha aplicado una dosificación no apropiada a las circunstancias, se produce un amasado intenso (por las cargas y por las elevadas temperaturas) que desplaza hacia la base de la capa a las partículas más gruesas, aflorando el mortero en la superficie y generándose así zonas resbaladizas con aspecto de exudación por exceso de asfalto (presencia de mortero).

A continuación se indican las granulometrías correspondientes a las mezclas tipo I, II y III (I.S.S.A.)

| TAMICES | TIPO I | TIPO II | TIPO III |
|---|---------|----------|----------|
| ½" | 100 | 100 | 100 |
| 3/8" | 100 | 100 | 100 |
| Nº 4 | 100 | 85-100 | 70-90 |
| Nº 8 | 100 | 65-90 | 45-70 |
| Nº 16 | 65-90 | 45-70 | 28-50 |
| Nº 30 | 40-60 | 30-50 | 19-34 |
| Nº 50 | 25-42 | 18-30 | 15-25 |
| Nº 100 | 15-30 | 10-21 | 7-18 |
| Nº 200 | 10-20 | 5-15 | 5-15 |
| MÁXIMO ESPESOR DE LECHADA CURADA | | | |
| EN PULGADAS | 0.125 | 1/4-5/16 | 3/8-7/16 |
| EN MM | 3.2 | 6.4-8.0 | 9.5-11.0 |
| AGREGADO SECO* | | | |
| lb/yarda ² | 4-10 | 10-15 | 15-25 |
| kg/m ² | 2.5-5.4 | 5.4-8.1 | 8.1-13.6 |
| RESIDUO ASFALTICO* | | | |
| % en peso de Agregado seco | 10-16 | 7.5-13.5 | 6.5-12.0 |

*Los valores tabulados son aplicables a escorias, roca triturada o zarandeada (natural), pero no a agregados livianos tales como arcilla expandida o esquistos.

Para la dosificación de un mortero bituminoso procesado en frío, se aplican distintos criterios pudiendo citarse los dos enfoques que regularmente se utilizan.

- 1) Cálculo de la cantidad de betún mediante fórmulas empíricas y verificación de su comportamiento con ensayos de abrasión y exudación.
- 2) Mediante gráficos indicativos de contenido de humedad vs. porcentaje de ligante y abrasión vs. porcentaje de ligante, se determinan los contenidos de agua y de betún residual mínimos.

El método más racional para determinar el porcentaje óptimo de ligante, sería aquél que pudiera vincular las características físicas y geométricas de las partículas (áreas superficial, absorción, forma, textura, etc) y los espacios libres entre partículas que queden en la mezcla, luego de un determinado proceso de compactación. Esta tarea no es simple, ya que no se conoce con precisión el nivel de compactación que alcanza la mezcla en condiciones de servicio; al no tenerse conocimientos de resultados valederos no es posible establecer relaciones volumétricas certeras entre los componentes de la mezcla.

Las fórmulas de base empírica, si bien tienen en cuenta el área superficial y la absorción, al no considerar el proceso de compactación que sufrirán las partículas, llevan a un contenido de ligante que peca por exceso.

Una de las expresiones universalmente aceptada es la que se indica a continuación.

$$RA = 0.02047 \times Pe_{RA} \times t \times AS_{\text{correg.}} + CKE_{\text{correg.}}$$

Siendo:

| | |
|--------------------------|--|
| RA: | gramos de residuo asfáltico por 100gramos de áridos. |
| 0.02047: | coeficiente de homogeneización de unidades. |
| Pe_{RA} : | peso específico del residuo asfáltico |
| t: | espesor de la película bituminosa (en micrones). |
| $AS_{\text{correg.}}$: | área superficial corregida por el peso específico del agregado (en pie ² /libra). |
| $CKE_{\text{correg.}}$: | equivalente centrífugo en kerosene, corregido por peso específico del agregado. |

Desde hace algunos años se viene constatando que las lechadas dosificadas con la relación arriba indicada, presentan un exceso de ligante. Dentro de las modificaciones tentativas efectuadas se puede citar:

$$1) RA = 0.02047 \times Pe_{RA} \times tv \times AS_{\text{correg.}} + A_b R$$

Siendo tv el espesor de la película de ligante que varía de 5 a 9 micrones según el tipo de lechada y $A_b R$ la absorción de asfalto determinada mediante el método desarrollado por J. Rice (ensayo Rice) que permite calcular la densidad máxima medida (Dm). Siendo Dt la densidad máxima teórica y P.ag.p. el porcentaje de agregado pétreo con respecto a la mezcla total, resulta el % de

residuo asfáltico absorbido:

$$(\%)A_{bR} = \frac{(D_m - D_T)}{D_m \times D_T \times P.ag.p.} P e_{RA} \times 100$$

$$2) RA = 99.69 \times IB \times P e_{RA} \times AScorreg$$

99.69: coeficiente de homogeneización de unidades, que permite expresar el AScorreg en m²/kg.

IB: Índice de betún, relación entre la cantidad de asfalto expresado como porcentaje en peso del agregado seco y el área superficial de los mismos.

Esta variable se estima en base a gráficos confeccionados en función del área superficial de los áridos (en pie²/lb) y la textura de las partículas, representando las distintas curvas distintos niveles de absorción.

Se informan a continuación a título ilustrativo algunos valores obtenidos para distintos tipos de morteros bituminosos procesados en frío (lechada asfáltica), observándose el menor porcentaje de emulsión que las tendencias actuales indican.

| | | | | | |
|-------------------------------|------|------|------|-------|-------|
| GRADACIÓN | 0/12 | 0/10 | 0/6 | 0/5 | 0/3 |
| PASA # N ^o 200 | 6.0 | 9.0 | 11.0 | 14.0 | 16.0 |
| ASCORREG (m ² /kg) | 5.99 | 6.80 | 8.46 | 10.93 | 16.83 |
| TV (Micrones) | 9.0 | 8.0 | 7.0 | 6.0 | 5.0 |
| ABSORCIÓN (Rice) (%) | 0.41 | 0.46 | 0.81 | 1.14 | 1.54 |
| RESIDUO ASFALTICO | 5.8 | 5.9 | 6.7 | 7.7 | 9.9 |
| EMULSIÓN | 9.6 | 9.8 | 11.2 | 12.8 | 16.6 |

(Para 60% R.A.)

| | | | | | |
|-------------------|---------|---------|---------|---------|--------|
| IB (Curva B)* | 0.00198 | 0.00177 | 0.00164 | 0.00144 | 0.0012 |
| ASCORREG (SF/lb) | 29.25 | 33.20 | 41.31 | 53.37 | 82.32 |
| RESIDUO ASFALTICO | 5.6 | 5.6 | 6.7 | 7.7 | 9.1 |
| EMULSIÓN (%) | 9.3 | 9.4 | 11.1 | 12.4 | 15.2 |

(Para 60% R.A.)

* Curva B para áridos de reducida absorción, curva A para áridos porosos

Asimismo para los microaglomerados tipo I,

II, y III ya mencionados (I.S.S.A.), se han establecido nuevos límites respetándose el escalonamiento granulométrico ya indicado, siendo:

| CARACTERÍSTICAS | TIPO I | TIPO II | TIPO III |
|---|--------|---------|----------|
| AGREGADO SECO (lb/yarda ²) | 10-15 | 18-25 | 25-30 |
| RESIDUO ASFÁLTICO (% en peso de agregado seco) | 8-11 | 7-9 | 6-8 |

Los ensayos que se deben realizar sobre la mezcla algunos en su condición de estado húmedo y otros a posteriori de su curado son:

Compatibilidad (emulsión-agregados)
Adherencia.
Cohesión húmeda y seca.
Resistencia a la abrasión.
Resistencia a la exudación.
Deformación y desplazamientos laterales.
Flexibilidad a bajas temperaturas.
Estabilidad.
Rugosidad e impermeabilidad.
Durabilidad.

Estas exigencias se deben extender a sistemas monocapas de espesor igual al tamaño máximo, o de mayor espesor (en cuyo caso el escalonamiento granulométrico debe permitir la formación de una macro estructura granular y por ende un bajo contenido de fluidos) y a sistemas bicapas inverso o directo, debiéndose permitir un perfecto curado entre cada capa.

Todo lo manifestado indica que la dosificación y construcción de un tratamiento bituminoso superficial tipo mortero bituminoso procesado en frío, es bastante más compleja que la ejecución de cualquier otro tipo de tratamiento.

Para el caso cada obra debe considerarse como un estudio en particular y consecuentemente tener sus propias Especificaciones Técnicas acorde al

problema que se quiera solucionar. No basta con que los materiales cumplan con los ensayos de calidad que se les exijan y la construcción se realice siguiendo las reglas del arte, para que el comportamiento en servicio sea satisfactorio, ya que son varios los factores que intervienen como parámetros de diseño y son numerosas las exigencias a cumplir en sus dos condiciones (etapa constructiva y en servicio), centrándose la solución de parte de los problemas en una correcta selección del contenido óptimo de ligante, acorde con las condiciones particulares de cada proyecto.

Para el control de calidad de los materiales en laboratorio se requiere una muestra representativa de por lo menos 10 libras de agregado, que se seleccionará de acuerdo al procedimiento indicado en norma AASHTO T2. En el caso que se utilice una mezcla de agregados naturales y triturados, los ensayos especificados se harán sobre cada tipo de agregado y sobre la mezcla proyectada, siendo esta última la que deberá cumplir con los requisitos exigidos. Los resultados obtenidos en los ensayos efectuados sobre las muestras individuales, servirán para conocer como corregir la mezcla en el caso que algunas especificaciones no se cumplieran. Los ensayos a realizar se indican a continuación:

Equivalente de arena (AASHTO T 176)
Análisis granulométrico (AASHTO T 27)
Peso específico aparente (AASHTO T 84)

Equivalente centrífugo en kerosene (AASHTO T270)

Peso unitario (AASHTO T19)

Desgaste "Los Angeles" (AASHTO T96)

Durabilidad en SO_4Na_2 (AASHTO T104)

Los dos últimos ensayos relativos a la resistencia a la abrasión y al intemperismo no siempre se solicitan, por lo que su requerimiento debe ser explícitamente especificado; generalmente se requieren para obtener una resistencia al deslizamiento que se mantenga durante su comportamiento en servicio.

Del resto de los ensayos a ejecutar en laboratorio, sólo el correspondiente a Equivalente de arena no se utiliza para estimar las proporciones de mezcla en obra.

Mediante el mismo se determina el contenido de materiales deletéreos, tales como el limo y la arcilla. Su presencia genera efectos desfavorables, que se tornan más serios a medida que su proporción aumenta.

La experiencia ha demostrado que cuando el valor del Equivalente de arena es menor que un mínimo recomendado del 45%, se producen algunas de las siguientes desventajas: a) el residuo asfáltico requerido aumenta, sin ninguna compensación beneficiosa; b) una excesiva contracción acompaña el curado; c) la resistencia a la abrasión decrece y d) para algunos tipos de emulsión la rotura se produce demasiado rápido. Por lo tanto no es prudente utilizar un agregado (o mezcla de agregados) que tenga un Equivalente de arena # 45% cuando el tratamiento actuará como capa de recubrimiento, o # 40% en cualquier capa inferior en el caso de sistema bicapa o

tricapa.

En lo que respecta a las emulsiones asfálticas las mismas deberán cumplir con lo especificado en el componente MATERIALES, acápite Emulsiones asfálticas.

Siendo los principales ensayos a realizar: contenido de residuo asfáltico y viscosidad de la emulsión, a fin de determinar si podrá ser bombeada fácilmente. Una vez obtenido el residuo asfáltico se determinará su penetración, siendo una buena práctica antiguamente, usar asfaltos duros (baja penetración) en zonas de climas cálidos y asfaltos blandos en regiones que soportarán inviernos rigurosos. Actualmente este criterio basado en la penetración se ha reemplazado por el enfoque que tiene en cuenta la susceptibilidad térmica del ligante.

Los ensayos a ejecutar en laboratorio, responderán a la norma AASHTO T40 (muestreo de materiales bituminosos), T59 (ensayos de asfaltos emulsionados), Especificación M208 (referida a emulsiones catiónicas), y Standard R5-89 (Prácticas recomendadas), que se refiere a la selección y uso de los distintos tipos de emulsiones.

Una vez que los agregados y el asfalto emulsionado han sido analizados de acuerdo a los ensayos especificados y ha sido verificada su calidad para conformar un slurry-seal, a fin de proceder a su utilización se debe verificar la compatibilidad de los mismos. A fin de comprobar dicha compatibilidad se deben cumplir tres condiciones adicionales:

1- Los dos principales constituyentes, ya sea

con o sin adición de un filler apropiado y/o un aditivo, deben conformar un mortero bituminoso estable.

La adición de un reducido porcentaje de filler y/o aditivos, puede convertir a una mezcla con condiciones de incompatible en una compatible; mediante la adición de 2% de cemento se han logrado estabilizar muchas mezclas conformadas para slurry. En otras circunstancias, mediante sólidos y líquidos aditivados se ha logrado acelerar o retardar la rotura de la emulsión; el control del gradiente de rotura es operacionalmente ventajoso excepto en aquellos casos que por un exceso de aditivos, una mezcla en condición de compatible se revierte a incompatible.

2- Con todos los materiales a una temperatura comprendida entre 75° y 80° F (24° y 27°C) debe ser posible manipular la mezcla conformada por todos los componentes por un tiempo de aproximadamente cuatro minutos, antes que se detecte cualquier signo de endurecimiento.

Con lo indicado se quiere significar que la unión del asfalto al agregado, comúnmente denominada rotura de la emulsión, no ha llegado a un nivel sustancial en esos cuatro minutos; lo que necesariamente no significa que algunas partículas finas del agregado ya estén recubiertas de asfalto en los primeros minutos del mezclado. Se debe advertir que muchas combinaciones de emulsión asfáltica y agregados, rompen en forma inmediata al ponerse en contacto, continuando la mezcla estable y permitiendo su manipuleo. Este tipo de mezcla se denomina falso slurry, por que las partículas que se mantienen estables en la suspensión ya han recibido su cobertura permanente de asfalto, sumando a esto las

partículas más finas ya recubiertas el ligante remanente no es suficiente para cubrir las partículas de mayor tamaño o para adherir la capa de slurry al pavimento existente. Los falsos slurry se caracterizan por su apariencia espumosa, pero no se detectan fácilmente, salvo durante el mezclado en laboratorio. La producción y aplicación de este tipo de mezcla debe evitarse durante la puesta en obra; la única manera de verificar experimentalmente dicho fenómeno, es mediante un laboratorio competente, que compruebe fehacientemente la compatibilidad de los agregados.

También se debe considerar que materiales que a una cierta temperatura ambiente son compatibles, pueden tornarse incompatibles al elevarse la temperatura. Este fenómeno tiene lugar en aquellos casos donde se produce una reacción química acompañando a la liberación de agua líquida, cuando rompe la emulsión. Cuando la rotura de la emulsión tiene lugar solamente por la evaporación de agua la compatibilidad se mantiene aún a más elevada temperatura. Sin embargo, con emulsiones aniónicas de rotura lenta, se han encontrado dificultades cuando el agregado o el agua de pre mojado se encuentran inusualmente a altas temperaturas.

3- Lechada estables, aceptables, conteniendo todos los componentes en las proporciones óptimas, deben poder lograr su curado completo dentro de un período comprendido entre pocos minutos y reducidas horas.

Con lo indicado se quiere significar que el slurry se debe tornar esencialmente sólido y no dañarse por la aplicación de una carga, es decir estar listo para recibir al proceso de compactación, dentro de un período de

tiempo razonable.

La aplicación de mezcla asfálticas finas elaboradas en caliente para conformar carpetas de rodamiento delgadas surgió como una solución para renivelaciones de pequeña magnitud en superficies de rodamiento de asfalto.

Los distintos criterios de diseño existentes se apoyan en general en el Método Marshall, lográndose altas estabilidades en función de un alto porcentaje de la fracción pasante por el tamiz N° 200, situación que conlleva a contenidos ligantes superiores a los convencionales; tanto la fluencia como el volumen de vacíos se mantienen dentro de los límites usuales, por lo que las carpetas proporcionan un buen comportamiento en servicio, una adecuada impermeabilidad y un coeficiente de fricción aceptable.

Cuando una carretera se deforma ligeramente, ya sea por asentamiento o por ahuellamiento, el rodado de los vehículos se ve afectado por estas circunstancias, que provocan una marcada falta de confort y de seguridad (época de lluvias) además de una reducción de velocidad. Generalmente la solución estriba en esperar que las deformaciones se incrementen, a fin de justificar la construcción de una carpeta niveladora con espesor mínimo de 3 a 4 cm.

Por sus ventajas en lo que concierne a estabilidad, impermeabilidad, coeficiente de fricción y adecuado perfil, se han usado carpetas de concreto asfáltico procesadas en caliente con tamaño máximo de 3/4" (19mm), 1/2" (13mm) y 3/8" (9.5mm). Correspondiendo para P# 3/8" = 100% el típico sand-sheet y para P# N° 4 = 100% el fine-sheet (Sheet Asphalt) del Asphalt Institute.

Cuando los agregados proceden de bancos de préstamo de playones de río, conglomerados de origen aluvial o formaciones de roca blanda es frecuente que el proceso de trituración para una mezcla convencional produzca un exceso de material que comúnmente pasa por el tamiz 1/4" (6.3mm) en su totalidad. En Méjico, en base a diversas experiencias llevadas a cabo en laboratorios y en obras, se utilizó en aeropuertos como capa niveladora una carpeta procesada en caliente y conformada con dicho material fino, volumen excedente de otras obras ejecutadas con concreto convencionales. Dada su reducida fracción pasante por el tamiz N°200, fué necesario considerar la adición de un limo arenoso, a fin de lograr la estabilidad requerida. Tanto en laboratorio, como en tramos de prueba, el comportamiento de la mezcla resultó satisfactorio. Así como también su comportamiento en servicio en diversos aeropuertos. De acuerdo a informaciones presentadas a Congresos Iberoamericano del asfalto, las conclusiones obtenidas de las experiencias mencionadas son las siguientes:

- 1- Este tipo de mezclas requieren un mayor contenido de bitumen que las convencionales.
- 2- Se requiere una fracción pasante por el tamiz N°200 superior al 7%, obteniéndose resultados satisfactorios para valores cercanos al 9%.
- 3- Se logran altas estabilidades que en ocasiones superan con holgura a las obtenidas con mezcla convencionales.
- 4- Pueden trabajarse en espesores que oscilen de 10 a 40mm.
- 5- Como riego de liga se debe utilizar

- asfalto diluido en una proporción inferior a 0.25 l/m^2 , que se extenderá mediante rodillos neumáticos.
- 6- Es necesario tender un apoyo físico de hilos para lograr resultados óptimos en los niveles de la superficie terminada.
 - 7- La superficie que se obtiene cumple con los requisitos de fricción.

Pavimentos Rígidos:

Tipos de fallas: Si bien los pavimentos de hormigón requieren una reducida conservación, las pocas actividades requeridas no deben descuidarse. Se recomienda generalmente la aplicación de mantenimiento preventivos. Una conservación oportuna y eficiente evita la evolución progresiva de la falla y por ende costosas reparaciones.

Las tareas a desarrollar que se destacan se refieren a estado de juntas, existencia de fisuras o grietas, deformaciones, desintegraciones, y problemas de deslizamiento (falta de fricción).

- Conservación de juntas

Todas las juntas deben mantenerse selladas con algún material adherente a fin de evitar la percolación del agua superficial, proteger al material de relleno de las juntas de dilatación y evitar que materias extrañas penetren en la junta. Para poder cumplir con estos objetivos se requieren un mantenimiento periódico, dependiendo su frecuencia de una serie de variables a veces no manejables. Si no se desarrolla esta actividad en forma eficiente es necesario repetirla año tras año, por lo que pasaría a convertirse en un mantenimiento de rutina. El material sellante empleado puede necesitar ser reemplazado por razones tales

como: utilización de un material inadecuado, sobrecalentamiento del asfalto al colocarlo, inadecuada limpieza de la junta antes de sellar, material sellante viejo, endurecido o quebrado, presencia de material a nivel de la superficie. Con frecuencia, partículas sólidas se adhieren al material sellante y al expandirse la losa se forma una marcada protuberancia que provoca en ocasiones el descascaramiento de la losa. Tanto el procedimiento para el resellado de juntas, como los materiales a utilizar se detallarán en el acápite Mantenimiento de Caminos de Pavimento Rígido.

- Existencia de grietas

El objetivo del sellado de grietas consiste en evitar que la penetración del agua y sustancias extrañas afecten la subbase o a la propia losa en sí. Las mismas se clasifican como grietas diagonales, de esquina, irregulares, longitudinales, transversales, de restricción, etc.

Grietas diagonales: aparecen junto y en dirección oblicua a línea central (eje) del pavimento. Generalmente con causadas por el efecto de las cargas sobre losas que no tienen un buen soporte en los extremos.

Grietas de esquina: son aquellas grietas diagonales que forman un triángulo con el borde o junta longitudinal y con una junta transversal o grieta en el pavimento. Pueden ser causadas por cargas del tránsito sobre esquinas sin soporte adecuado.

Grietas irregulares: aparecen en forma irregular y sin control; generalmente son provocadas por sobrecargas en losas sin refuerzo o por un diseño deficiente (el apoyo que proveen las capas subyacentes a la losa no es suficiente).

Grietas longitudinales: se forman generalmente paralelas a la línea del centro

del pavimento, pudiendo ser las causas que las generan: contracción del hormigón (pavimento demasiado ancho sin junta longitudinal, falta de apoyo adecuado de la losa, existencia de materiales subyacentes expansivos).

Grietas transversales: aparecen formando un ángulo aproximadamente recto con la línea del centro del pavimento. Generalmente provienen de sobrecargas, fallas en las capas de apoyo, falta de juntas, juntas excedidas de sellado y contracción del hormigón.

Grietas de restricción: se forman a menos de tres pies de los bordes externos, progresan hacia la junta longitudinal con una trayectoria irregular. Son provocadas por alguna materia extraña que se aloja en profundidad en una junta transversal, impidiendo el proceso normal de dilatación de la losa.

Grietas incipientes: se presentan como una serie de fisuras que se extienden en la parte superficial de la losa, formando ángulos de aproximadamente 120° , semejando una tela metálica. Pueden generarse porque la superficie de la losa se suaviza demasiado o porque el mortero utilizado estaba excedido en cemento.

Grietas de segundo grado: son grietas transversales que se desarrollan a corta distancia de una junta transversal, generalmente donde terminan las barras de las juntas. Son causadas por los impactos que recibe una losa en el área del borde, más allá de la junta, cerca del final de los dispositivos de transferencia, cuando la losa no tiene apoyo por haberse generado el fenómeno de bombeo.

Grietas de tercer grado: se desarrollan entre las grietas de segundo grado y la junta transversal y entre otros tipos de grietas y juntas. Se generan por la continua aplicación de cargas pesadas sobre losas pobremente

apoyadas.

- Deformaciones

El tipo predominante de deformación es el asentamiento de la losa, resultante de la expulsión o bombeo del material subyacente a la losa.

Las causas principales de las deformaciones son: los suelos expansivos, el asentamiento producido por el bombeo, diferencia en nivel de dos losas en una junta o grieta causada por transmisión inadecuada de carga entre losas.

- Desintegraciones

Se entiende por desintegración el quiebre de la losa en reducidos fragmentos sueltos, incluyendo el desprendimiento de las partículas de agregado; si este problema no se atiende desde un inicio evoluciona progresivamente hasta un nivel de deterioro tal que se requiere la reconstrucción completa del pavimento. Los tipos más comunes de desintegración son: astilladuras, descascaramientos y reventones.

Las astilladuras consisten en roturas y descascaramientos del pavimento en las juntas grietas o bordes, debidos a dispositivos inadecuados para la transferencia de cargas, juntas incorrectamente construidas, partículas de grava alojadas en juntas y grietas o el haber usado un mortero flojo (con menor cantidad de cemento que la requerida, o una relación arena-cemento inadecuada, o un exceso de agua).

El descascaramiento se presenta cuando se observa que la superficie del pavimento se va pelando progresivamente. Generalmente es provocado por uso de agregados inadecuados, mezclado y curado incorrecto del hormigón, un pulimento excesivo en la

superficie.

El reventón es un pandeo o fragmentación que se produce en una junta o grieta transversal debido a la dilatación excesiva de las losas durante el tiempo excesivamente caluroso.

- Pavimentos resbaladizos

Un pavimento de hormigón se torna resbaladizo cuando está mojado debido a que el agregado que aflora en la superficie se muestra pulido. Esta condición se presenta cuando se utilizan gravas sin triturar (pulidas por su propia naturaleza) o roca triturada cuyas características permiten que se desgaste fácilmente por la acción del tránsito.

Descripción de las tareas a desarrollar para el mantenimiento de caminos de pavimento rígido:

1- Juntas

Cabe destacar que en cualquier procedimiento para resellar juntas que se aplique, se debe poner un especial cuidado en limpiar adecuadamente la parte superficial adyacente a la ranura y el interior de la misma y luego rellenarla con material sellante. El trabajo puede hacerse en forma manual o utilizando herramientas y equipos especiales, tales como cepillos de fibra dura, cepillos de alambre de acero, barras o cinces, cortadoras giratorias, sierras de cortar pavimentos, compresores de aire, etc, dependiendo de la magnitud del trabajo a realizarse.

Todas aquellas juntas que por su condición de estado requieran un resellado, deberán ranurarse hasta una profundidad de 1 pulgada y antes de aplicar el nuevo sello, toda la superficie interior y que bordea a la junta

debe estar limpia, seca y sin partículas de material viejo de relleno o sellante adherido a los lados.

Se recomienda el siguiente procedimiento para limpiar y resellar juntas:

- a) Sacar el sellante viejo y el relleno si lo hubiera hasta una profundidad de 1 pulgada.
- b) Limpiar las caras verticales de la junta y quitar de la superficie del pavimento todo material extraño, hasta por lo menos 1 pulgada a cada lado de la junta, mediante una máquina de limpiar juntas.
- c) Limpiar con arena a presión las caras verticales de la junta y la superficie del pavimento hasta 1 pulgada a cada lado de la junta; mediante herramientas de mano se quitará todo remanente de sello viejo que pudiera quedar.
- d) Soplar las juntas con aire comprimido a una presión de por lo menos 90lb/pulg^2 y con $120\text{pies}^3/\text{minutos}$ ($3.36\text{ m}^3 / \text{minuto}$) de aire en la boquilla.
- e) Insertar goma esponjosa, plástico o cinta en el fondo de la ranura.
- f) Verter el sellante en forma continua.

En muchas ocasiones el exceso de sellante se puede remover cortándolo, ya sea con una herramienta de punta cuadrada pre calentada o mediante una cortadora giratoria. Cuando el exceso de sellante sobresale en demasía, resulta más efectiva la utilización de una herramienta especial, con mangos de arado, que se moviliza mediante un camión. Si el pavimento se debe abrir al tránsito en forma inmediata después de sellado, se debe proteger el material mediante un riego de arena fina, polvo mineral, aserrín u otros materiales similares, para que no se adhiera a las ruedas de los vehículos. Los materiales sellantes que se colocan en frío, se pueden

cubrir con cinta de papel.

Materiales: Asfaltos, aditivados o no, se usan en forma universal como material sellante en juntas y grietas, siendo el de uso más común el cemento asfáltico (50-70).

Cuando se usa algún aditivo debe asegurarse una dispersión uniforme mientras se mantenga a cierta temperatura. Las juntas y grietas de mayor ancho o las juntas que se han ensanchado para proveer de una mejor expansión se deben llenar con materiales más densos, de más cuerpo, tales como: mezcla asfáltica, fibra de madera, o mastic asfáltico semi-elástico. La cantidad de material que se colocará, depende del ancho y una vez compactado debe quedar libre $\frac{1}{2}$ pulgadas para el sellante. Muchos de los materiales que se usan para llenar y sellar son inflamables y susceptibles a las altas temperaturas, pudiéndose alterar sus cualidades sellantes si estos materiales sufren un sobrecalentamiento. Consecuentemente se requiere en esta tarea, una atención especial al control de la temperatura, a fin de evitar un sobrecalentado.

Los compuestos de goma-asfalto que se utilizan para sellar juntas y grietas contienen goma natural o sintética y se pueden aplicar fríos o calientes; con los que se aplican en calientes si la operación de llenado se efectúa con algún tipo de equipo especial para llenar juntas, se obtiene una mayor efectividad.

Los materiales de aplicación en frío, por lo general se aplican a presión por medio de bombas.

También es usual la aplicación de asfaltos con o sin relleno mineral o breá. Estos

materiales son sólidos a temperatura ambiente y deben calentarse y aplicarse a la temperatura adecuada. Como ya se indicara se debe tener la precaución de que no se produzca un sobrecalentamiento que eliminaría las sustancias volátiles y alteraría las propiedades de bitumen, tornándolo quebradizo y de reducida adherencia con el hormigón. Mediante registros termométricos se controlará que el material se caliente y se vierta a temperaturas comprendidas entre 225° F y 275° (115° C y 135° C), debiendo desecharse el material cuando se alcanzan temperaturas cercanas a los 350° F (176° C). En todos los casos que se deba proceder al sellado o relleno de juntas y grietas, ya se trate de productos conocidos o de productos nuevos se deberán seguir las Normas y Especificaciones de AASHTO o ASTM, así como también en algunos casos (productos nuevos) las instrucciones de los fabricantes (tramos experimentales, con seguimiento continuo).

2-Grietas

Cuando una grieta no es lo suficientemente ancha, como para recibir al material sellante con facilidad, es preferible no sellarla, evitándose así desaprovechamiento de material y de esfuerzo y considerando que además se generarían condiciones que podrían afectar al pavimento. Por el contrario las grietas anchas deben acondicionarse debidamente y a tiempo. Se deben limpiar con cepillos o equipos especiales y rellenarse con material sellante.

Grietas diagonales: este tipo de falla se repara llenando el hueco subyacente al pavimento y limpiado y sellando la grieta mediante el siguiente procedimiento:

a) Limpiar con arena a presión las caras

verticales de la grieta hasta una profundidad de 1 pulgada y la superficie del pavimento hasta por lo menos 1 pulgada a cada lado de la grieta.

- b) Soplar la grieta con aire comprimido.
- c) Llenar la grieta hasta la mitad con un material sellante (goma-asfalto).
- d) Sellar la losa por debajo a fin de reparar el hueco subyacente (se describirá más adelante como Método de Sellado Inferior).
- e) Terminar de sellar la grieta con el material sellante.

Grietas de esquina: Su restauración consiste en la remoción de la esquina deteriorada y su reemplazo con hormigón de cemento Portland o concreto asfáltico de densa gradación, mediante el siguiente procedimiento:

- a) Remover la esquina deteriorada.
- b) Nivelar e imprimir la subbase.
- c) Aplicar una capa ligante a los lados de la losa.
- d) Depositar el concreto asfáltico en capas que no excedan de 4 pulgadas cada una (se describirá el procedimiento más adelante, como Parcheo Profundo).
- e) Compactar con vibrador de plato giratorio.
- f) Terminar la superficie a nivel con el pavimento adyacente.

Grietas irregulares: Se utiliza el mismo procedimiento indicado para grietas de esquina.

Grietas longitudinales: El procedimiento recomendado para su reparación se detalla a continuación:

- a) Limpiar con arena a presión las caras verticales de las grietas hasta por lo menos 1 pulgada de profundidad y la superficie del pavimento hasta por lo menos 1 pulgada a

cada lado de la grieta.

- b) Soplar la grieta con aire comprimido.
- c) Llenar la grieta con material sellante (goma-asfalto).

Grietas de restricción: Estas grietas deben limpiarse y sellarse, si son lo suficientemente anchas para requerir un sellado, utilizándose el procedimiento siguiente:

- a) Extraer de la grieta el sellante viejo y otras materias extrañas hasta la profundidad que se considere necesaria.
- b) Limpiar con equipos especiales para estos usos las caras verticales de la grieta y la superficie del pavimento hasta 1 pulgada a cada lado de la grieta.
- c) Soplar la grieta con aire comprimido a por lo menos 90lb/pulg² y con 150 pies³/minuto (4.20 m³ / minuto) de aire en la boquilla.
- e) Sellar con material sellante (goma-asfalto).

Grietas transversales: Se reparan limpiando cuidadosamente la grieta con arena a presión y aire comprimido, y se llenan con goma-asfalto.

Grietas incipientes: Deben ser reparadas en forma inmediata, a fin de evitar la desintegración de la losa. Se debe limpiar bien el área afectada y posteriormente se aplica un tratamiento bituminoso superficial, que consiste en un riego de asfalto acompañado por un riego de asfalto acompañado por un sello de arena o un sello de gravilla fina, o una lechada asfáltica (Slurry-Seal). También es usual que se aplique un revestimiento de hormigón, que se detallará en el Método para Revestimiento.

Grietas de Segundo Grado y Grietas de Tercer Grado: Se reparan siguiendo el mismo procedimiento que se aplica para el caso de

Grietas de Esquina.

3- Deformaciones

Generalmente se corrigen levantando la losa a fin de que alcance su nivel original, mediante la inyección bajo la losa de material sellante o de relleno (mezcla asfáltica, lechada de cemento portland, lodo-cemento) o revistiendo la superficie del pavimento (capa asfáltica superpuesta o revestimiento de hormigón).

Bombeo: Se corrige llenando con material sellante o de relleno los huecos o vacíos producidos bajo el pavimento, impermeabilizando así la interfase losa-capa de apoyo.

Asentamiento diferencial o diferencia en elevación: considerando que deben llevarse las losas a su nivel original, se recomienda el siguiente procedimiento:

- a) Quitar el sellante viejo, si lo hay, hasta una profundidad de 1 pulgada.
- b) Limpiar las juntas debidamente, caras verticales y superficie adyacente del pavimento hasta por lo menos 1 pulgada a cada lado de la junta, utilizando arena a presión y herramientas manuales.
- c) Soplar la junta con aire a presión de por lo menos 90lb/pulg², con 150pies³/minuto en la boquilla.
- d) Llenar la junta hasta la mitad con un material sellante tipo goma-asfalto.
- e) Levantar la losa a su nivel original usando el procedimiento que se detallará en el Método para Levantamiento de Losa.
- f) Terminar de llenar la junta con el material sellante para juntas.

4- Desintegraciones

Generalmente se reparan con asfalto o cemento Portland, pudiendo variar el

tratamiento desde un simple parcheo de superficie hasta capas completas superpuestas.

Astilladuras: Se reparan utilizando mezclas asfálticas o de cemento Portland, aplicándolas en forma de parche en la superficie afectada.

Si se utilizan mezclas preparadas con cemento el procedimiento a seguir se describe en el Método de Parcheo Superficial; si se aplica un tratamiento con material bituminoso se recomienda la ejecución de las siguientes tareas:

- a) Cincelar la zona afectada hasta llegar al material sano, cuadrando los bordes y formando lados verticales.
- b) Soplar el área con aire a presión.
- c) Aplicar una capa ligante fina de emulsión asfáltica.
- d) Llenar el hoyo con concreto asfáltico de gradación densa, en forma tal que una vez compactado quede a igual nivel que la superficie adyacente.
- e) Densificar con un compactador de plato vibratorio.

Descascaramiento: Cuando las superficies descascaradas registran una profundidad de 3/8 de pulgada o menor, se pueden acondicionar temporalmente usando un sello de lechada de emulsión asfáltica. Si la zona descascarada es extensa y de una profundidad mayor a la indicada, se recomienda cubrir la superficie con una capa superpuesta de concreto asfáltico, pudiéndose también aplicar la Metodología expuesta en el Revestimiento de Superficie con Hormigón.

Reventón: Este tipo de falla se repara cortando la losa si es posible mediante máquina cortadora y aplicando concreto

asfáltico en capas menores de 4 pulgadas de espesor. Pudiéndose también restaurar con hormigón utilizando el Método para Parcheo Profundo.

5- Pavimentos resbaladizos: Generalmente se aplica a la superficie un tratamiento que mejore sus características friccionales, pudiendo utilizarse materiales asfálticos u hormigón. En el primer caso, se aplicara un riego de liga (de 0.05 a 0.15 galones por yarda²; 0.06 a 0.18 galones por m²) de emulsión asfáltica diluida en agua por partes iguales, y posteriormente una capa de mezcla asfáltica conformada por agregados angulares y que resistan al pulimento; también es usual aplicar una lechada asfáltica o Slurry-Seal. Cuando se utiliza un tratamiento con hormigón se aplica la Metodología indicada en Revestimiento de Superficie con Hormigón.

Operaciones de mayor envergadura en el mantenimiento de pavimentos de hormigón:

C Sellado inferior de losa (undersealing).

Los pavimentos de hormigón se deben sellar en la parte inferior apenas se detecte algún problema, a fin de evitar que se acumule bajo las losas el agua que penetra por las juntas o grietas o que proviene de capas inferiores.

Una vez que se inicia el fenómeno de bombeo, el hundimiento, agrietado o rotura de la losa es eminente. El poder detectar la existencia de cavidades en el terreno bajo el pavimento en los comienzos de su formación constituye un aspecto fundamental, ya que la mayor efectividad del sellado inferior de la

losa está en su carácter preventivo, ya que cuando se aplica oportunamente detiene el bombeo y la distorsión de la superficie del pavimento, aplazando así por varios años una operación de mayor envergadura (Revestimiento Superficial). Dejando aclarado que siempre antes de efectuar un revestimiento se debe investigar la necesidad que pudiera existir de sellar bajo las losas.

Una forma de detectar la existencia de estas cavidades consiste en observar cuando pasan vehículos sobre ellas, después de haber caído una intensa lluvia; si existen cavidades se observa la eyección forzada de una mezcla de partículas finas de suelo y agua a través de las juntas, grietas y/o bordes de la losa. Otra indicación de la existencia de cavidades puede ser el sonido hueco que se percibe al pasar los vehículos sobre puntos donde hay cavidades; huelga decir que la mejor indicación se registra donde la losa está manchada de fango o ya se ha asentado. El procedimiento a seguir para el sellado inferior de losas consta de las siguientes operaciones:

- a) Preparar el equipo y la superficie
- b) Preparación del asfalto
- c) Localizar, perforar y soplar los hoyos
- d) Bombear el asfalto
- e) Tapar los hoyos

De acuerdo a la disponibilidad de operarios los pasos a) b) y c) se pueden efectuar simultáneamente.

- a) Preparar el equipo

El equipamiento para poder llevar a cabo esta operación estará conformado por:

Un distribuidor a presión aislado o forrado con aislante, o un camión tanque, con capacidad de no menos de 500 galones y

equipado con bombas capaces de bombear asfalto a una presión 25 a 60 lb/pulg².

Un calentador de capacidad suficiente para calentar el asfalto a la temperatura de aplicación. Un camión tanque aislado equipado con calentadores para suplir al distribuidor.

Un compresor de aire de capacidad suficiente (105 pies³/minuto) para poder operar dos barrenos simultáneamente y equipado con mangueras para soplar los hoyos. Uno o dos aplicadores tipo boquillas para asfalto, que permitan sellar satisfactoriamente cuando están introducidos en el barreno y mientras se bombea el asfalto. Estos aplicadores deben estar equipados con válvulas de cierre rápido o de paso, a fin de poder controlar adecuadamente el flujo de asfalto caliente que se bombeará bajo la losa.

Otros elementos necesarios son:

Manguera metálica, flexible y de alta presión para conectar el aplicador de asfalto con el distribuidor.

Tapones de madera para tapar los hoyos, herramientas pequeñas y camiones de servicio.

Ropa apropiada para los operarios que se encargarán del aplicador, a fin de proporcionarles seguridad.

Banderas, señales y barreras para controlar el tránsito.

El equipo a utilizar debe estar en perfectas condiciones y ubicarse en sitios apropiados para facilitar la tarea.

Antes de comenzar con las operaciones del sellado inferior de losas se debe evaluar el estado de las juntas. En el caso que se requiriera el sellado de las mismas, se efectuará previamente al sellado inferior.

b) Preparación del asfalto

Los cementos asfálticos a utilizar para esta operación, deberá cumplir con las especificaciones que a continuación se indican:

ESPECIFICACIONES PARA EL CEMENTO ASFÁLTICO A UTILIZAR EN EL SELLADO INFERIOR DE LOSAS DE HORMIGÓN

| CARACTERÍSTICAS | AASHTO | MÉTODO | | |
|--|--------|--------|-----------------------|-----------|
| | | ASTM | LÍMITES ESPECIFICADOS | |
| Punto de Ablandamiento | T 53 | D 36 | 160-180°F | 180-200°F |
| Penetración | | | | |
| A 32°F, 200gr, 60seg | T 49 | D 5 | 15+ | 10+ |
| A 77°F, 100gr, 5seg | | | 15-40 | 15-30 |
| A 115°F, 50gr, 5seg | | | 90- | 60- |
| Ductibilidad a 77°F (cm) | T 51 | D 113 | 3+ | 2+ |
| Punto de Inflamación (Cleveland) ° F | T 48 | D 92 | 425+ | 425+ |
| Solubilidad en tetracloruro de carbono, % | T 44 | D 2042 | 99.0+ | 99.0+ |
| Pérdida por calentamiento 325° F, 5 horas, (%) | T 47 | D 6 | 1.0- | 0.5- |
| Penetración después de pérdida, % del original | T 49 | D 5 | 70+ | 70+ |

REQUISITOS GENERALES:

El asfalto debe ser refinado de petróleo, de apariencia uniforme y libre de espuma al calentarse.

La preparación del asfalto consiste en calentarlo a una temperatura entre 400°F y 450°F antes de iniciarse los trabajos, debiéndose desechar el material si se calienta a 500°F o más.

El cemento asfáltico se debe recircular antes de comenzar el bombeado, a fin de calentar adecuadamente el circuito.

c) Localizar, perforar y soplar los hoyos.

Los hoyos se deben espaciar a intervalos de aproximadamente 10 pies (3.0 m) a lo largo de cada carril y a 3 pies (0.90 m) de la línea del centro del pavimento. Se deben perforar hoyos adicionales a ambos lados de todas las grietas y juntas transversales, a una distancia de 3 pies (0.90 m) de las mismas. De acuerdo a la separación que se registre entre las juntas y a la configuración que presenten las grietas, se puede variar la medida longitudinal de 10 pies (3.0 m) a fin de lograr la distribución indicada.

En caso de un bombeo marcado en esquina los hoyos se deben perforar a 3 pies (0.90 m) a ambos lados de las juntas y grietas y a 3 pies (0.90 m) del borde del pavimento.

El diámetro de los hoyos debe ser de 1½", pero no mayor de 2". Cuando se perforan los dos hoyos el taladro se debe sostener perpendicular a la superficie del pavimento, aquellos que resultaran irregulares o no satisfactorios se deben llenar con mezcla de arena, cemento y agua y proceder a hacer

nuevas perforaciones.

La separación, tamaño y condición de éstos es fundamental para el éxito de la operación. Los perforados en forma defectuosa, con los bordes quebrados o que no sean circulares contribuyen a la distorsión y daño de la losa. Nunca se debe perforar a mano, además en aquellos casos que no sean los hoyos perfectamente circulares las boquillas no encajarán bien.

Una vez perforados correctamente los hoyos se deben soplar antes de bombear el asfalto. Se usará aire comprimido a aproximadamente 70lb/pulg² y se debe soplar un tiempo comprendido entre 15 segundos y 60 segundos. Debiendo estar la boquilla de la manguera de aire firmemente introducida en el hoyo.

d) Bombear el asfalto.

Después que se soplaron los hoyos y las boquillas del asfalto se encuentran firmemente acunadas en ellos se comienza a bombear el asfalto a una presión de 25 a 60lb/pulg², dicha operación continúa hasta que la parte inferior de la losa quede sellada y por lo tanto todas las cavidades llenas o hasta que se observe que el pavimento se está levantando excesivamente o hasta que los hombros indiquen una tendencia a separarse del borde del pavimento.

Para evitar que el asfalto que pueda salirse por alrededor de la boquilla se adhiera al pavimento se riega agua, agua de cal o arena alrededor del hoyo, antes de comenzar el bombeado de asfalto. Si el bitumen comienza a salirse a través de las juntas y grietas antes que se termine la operación del

sellado, se detiene el bombeado hasta que el asfalto que se ha salido se encuentra solidificado. Si aún así no se detiene la salida del bitumen, se preparará un tapón de barro de forma esférica y se coloca sobre el punto de filtración oprimiendo con fuerza.

Si aún así no es suficiente o si el asfalto comienza a salir a través de uno de los bordes de la losa se pueden perforar uno o más hoyos adicionales, según lo decida el técnico que supervisa la operación.

e) Tapar los hoyos.

Una vez completado el bombeo del asfalto se quita la boquilla o el aplicador y el hoyo se tapa en forma inmediata con un tapón de madera. Cuando se considere que el asfalto se ha endurecido se saca el tapón temporario y se llena el hoyo con mezcla asfáltica tratando de complactarla suficientemente. Si el pavimento se va a revestir en forma inmediata con productos asfálticos después de ser selladas sus cavidades, los hoyos se llenan hasta $\frac{1}{8}$ " de la superficie.

Todo el asfalto que se haya derramado en la superficie durante la operación debe ser eliminado.

C Bacheo profundo (Full Depth Patch)
Un pavimento de hormigón que se presente en relativamente buenas condiciones excepto por algunas que otras roturas, se debe restaurar mediante un bacheo de hormigón. Se obtendrá así una misma resistencia y calidad de rodaje y una apariencia similar al resto del pavimento. Sin duda hay muchas áreas que se han cubierto con material bituminoso donde se justificaba plenamente un bacheo de concreto hidráulico. Cuando se

requiere esta forma de reparación de debe efectuar en el momento oportuno, que para ese tipo de falla significa en forma inmediata. El cubrir las áreas falladas con mezclas asfálticas constituye una reparación temporaria, ya que las mismas poco aportan a la resistencia del pavimento de hormigón.

Un área fallada o rota se refiere a partes de la losa que se han fragmentado en trozos demasiado pequeños para que sean capaces de distribuir la carga a las capas inferiores sin imponer presiones unitarias más altas que la capacidad admisible que las mismas proporcionan. Ante estas circunstancias el bacheo profundo efectuado correctamente y utilizando concreto hidráulico permite que la restauración se integre al pavimento, consistiendo así una reparación de mayor efectividad.

El equipo requerido constará de:

Sierra portátil de cortar concreto.

Compresor de aire montado en camión o en remolque

Rompedores neumáticos, cada uno con 30 pies de manguera.

Cortafríos (cinceles), puntas de barreta y herramientas manuales.

Mezcladora (para proyectos pequeños)

Camión para transportar el equipo y el compresor.

Camión o camiones para transportar el hormigón demolido (depende de la magnitud de la restauración).

En algunos proyectos se utilizan carretones portátiles para montaje y operación simultánea de varios barrenos neumáticos y también se usan rompedores mecánicos montados en tractores. Palas o cargadores montados en camión o tractor se pueden usar para cargar el hormigón removido.

El procedimiento a seguir constará de los siguientes pasos:

- a) Diseño del bacheo
 - Tamaño y forma
 - Espesor
 - Refuerzo de acero
- b) Remover la parte dañada del pavimento existente.
- c) Preparación de la subbase
 - Preparativos
 - Recalce de la losa existente
- d) Mezclar y depositar el hormigón
- e) Preparar y disponer las juntas que sean necesarias.
 - Terminado
 - Curado

a) Diseño del bache

Teniendo en cuenta que las dimensiones y forma de un bacheo y su posición en el pavimento con respecto a la junta y bordes, tienen una relación directa con el comportamiento de ese pavimento bajo el tránsito, el trazado o diseño del bacheo a ejecutar incluye consideraciones acerca de la condición del pavimento existente y de la forma y dimensiones que mejor resistirán la acción de las cargas del tránsito. Tanto la selección, como el trazado de las áreas que se repararán mediante un bacheo profundo, lo debe realizar un técnico competente.

De acuerdo a la ubicación del parche en la calzada y por la conveniencia en ciertos detalles que atañen a un comportamiento satisfactorio en servicio, los baches se clasifican en cinco tipos (figura 150):

- 1- Bache de ancho completo, se extienden en todo el ancho de todos

los carriles y se restaura un carril por vez.

- 2- Bache de un solo carril, se extiende en el ancho de un solo carril.
- 3- Bache de borde exterior, su ancho es menor al de un carril y uno de los lados coincide con el borde exterior del pavimento.
- 4- Bache de borde interior, su ancho es menor al de un carril y uno de los lados coincide con un borde interior del pavimento. Este borde puede ser sin protección (juntas de construcción al tope, sin elementos de transferencia) o con protección (con dispositivos adecuados para la transferencia de carga). Si la junta fuera la línea de centro de un pavimento construido en ancho de dos carriles, estaría protegida con dispositivos para la transferencia de carga, ya sea en forma de entrelazado de agregados o mediante una plancha metálica.
- 5- Baches interiores, tienen todos los lados a por lo menos dos pies de distancia de cualquier borde o junta transversal o longitudinal. Este tipo de reparación se requiere para los casos en que se practiquen aberturas en el pavimento, ya que la acción de las cargas del tránsito no produce esta clase de rotura.

En la figura 150 se esquematizan los tipos de reparaciones de acuerdo a su posición en el pavimento.

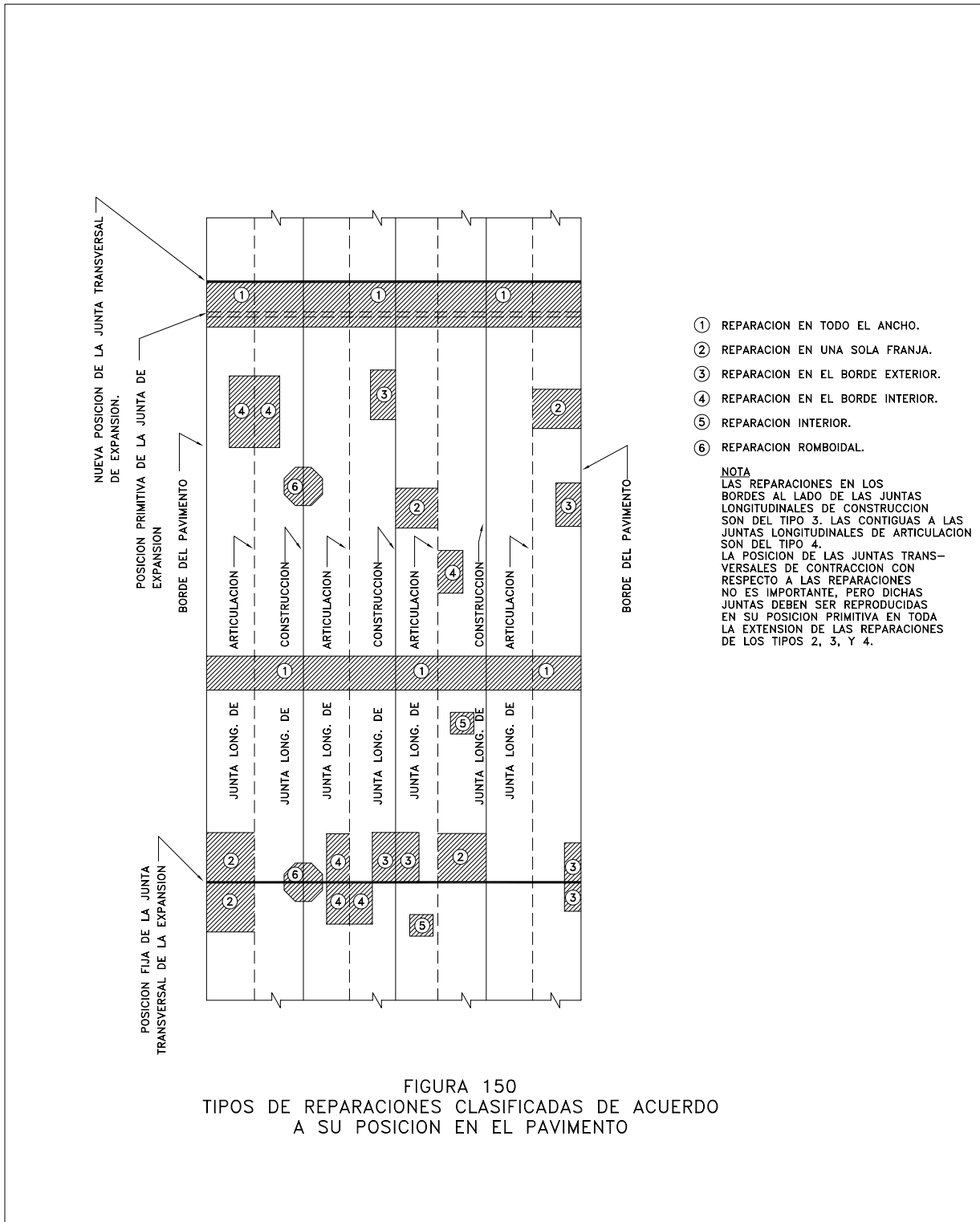


FIGURA 150
 TIPOS DE REPARACIONES CLASIFICADAS DE ACUERDO
 A SU POSICION EN EL PAVIMENTO

Cuando el bache se ubica en una junta de expansión, el largo mínimo del bacheo debe ser de 6 pies (1.80 m); si la rotura se registra a ambos lados de la junta de expansión el largo mínimo total debe ser de 12 pies (3.60 m), a menos que el bache se extienda a todo el ancho del carril. Una junta de expansión que se extienda en todo el ancho del pavimento puede omitirse en el bacheo, excepto en sitios cercanos a puentes u otras estructuras. En baches que se extienden a lo ancho de un solo carril, las juntas de expansión deben alinearse exactamente con las dos juntas de los carriles adyacentes.

Generalmente los bacheos son de forma rectangular, con lados rectos y perpendiculares o paralelos al eje del camino, pudiéndose usar formas triangulares y de diamante para la reparación de esquinas rotas que no estén en bordes exteriores. Los lados del triángulo o del diamante forman ángulos con el borde interno longitudinal del pavimento, debiendo ser dichos ángulos de 30° a 60°, excepto en las juntas de expansión transversales en cuyo caso los ángulos con el borde longitudinal debe ser de 30° a 45°.

El tamaño de un parche debe ser por lo menos de veinte pies cuadrados.

En los casos de bacheos rectangulares la

dimensión longitudinal debe ser mayor de 4 pies en el interior de la losa y mayor de 6 pies (1.80 m) en caso de juntas de expansión.

El espesor del parche (o bacheo) no debe ser menor que el espesor de la losa existente. Si la capa de apoyo es de dudosa estabilidad, aunque no en grado suficiente como para ser reemplazada, el bacheo puede efectuarse de un espesor mayor al de la losa. No obstante, cuando las condiciones de dicha capa no son satisfactorias, se deben hacer las correcciones pertinentes antes de colocar el concreto hidráulico. Si se adopta esta solución y el pavimento existente en su totalidad registra un buen comportamiento en servicio ante la acción de las cargas del tránsito, los espesores debe ser los que se indican a continuación cuando las áreas a bachear son de tamaño reducido. En el caso específico de losas de borde grueso, si se van a reemplazar secciones de 50 pies (15 m) o más, ya sean de sección transversal de bordes de mayor espesor o de espesor uniforme y que tengan dispositivos para la transferencia de carga en las juntas de expansión, será más económico usar el tipo de espesor uniforme para esquinas protegidas 1-II ó 2-II y los espesores I-1 ó II-1 solamente en las juntas de expansión. La transición entre los espesores I-1 ó II-1 a los I-2 ó II-2 deberá ejecutarse en una distancia no menor que 5 pies (1.50 m).

ESPESORES RECOMENDADOS PARA BACHEO PROFUNDO EN ÁREAS DE
REDUCIDO TAMAÑO

| DISEÑO DEL PAVIMENTO EXISTENTE | | ESPESOR DE LA REPARACIÓN |
|--|----|--------------------------|
| I- Losa de borde grueso | 1- | $1.3 \times D_1$ |
| | 2- | $1.2 \times D_2$ |
| II- Losa de espesor uniforme con dispositivos de transferencia de carga en las juntas de expansión. | 1- | $1.1 \times D_1$ |
| | 2- | D_2 |
| III- Losa de espesor uniforme sin dispositivos de transferencia de carga en las juntas de expansión. | | D_1 o D_2 |

Siendo:

D_1 = Espesor del pavimento existente (con esquinas sin protección, juntas sin pasadores o dispositivos para transferencia de carga).

D_2 = Espesor del pavimento existente (con esquinas con protección, juntas con pasadores o dispositivos para transferencia de carga).

En lo que respecta al refuerzo de acero, cuando se trata de áreas extensas a restaurar, el acero que se utilice debe tener aproximadamente el mismo tamaño y separación que el usado en el pavimento existente. Si se tratara de áreas pequeñas se puede omitir el acero en el bacheo, ya que los diseños recomendados son adecuados sin la presencia del mismo.

El refuerzo distribuido no se requiere, a menos que las juntas transversales se localicen a más de 25 pies (7.5 m). En muchos casos de baches de borde interior o

baches de un solo carril, las barras existentes permanecen empotradas en el carril adyacente y pueden ser usadas nuevamente.

b) Remover la parte dañada del pavimento existente.

Primeramente marcar el contorno del bache; cortar con sierra de concreto a lo largo de todas los contornos, excepto los lados a lo largo de juntas. El corte se debe hacer de $1\frac{1}{2}$ " a 2" de profundidad, a fin de asegurar un borde vertical, recto, en la parte superior del bache. Mediante los mismos se evita que el hormigón del bacheo sobresalga y forme bordes que frecuentemente se astillan bajo el efecto del tránsito.

De no utilizarse una sierra, se debe poner un especial cuidado para que el borde superior en la losa existente quede lo más derecho y vertical posible hasta una profundidad de por lo menos una pulgada. De procederse de otra manera se formarían filos en el pavimento existente o en el bache, que bajo el efecto de las cargas del tránsito se astillarían.

Una vez aserrado el contorno se fragmenta en trozos pequeño el área a reparar. Regularmente los bordes del bache cortados con la sierra se rompen utilizando un cincel (cortafrió) y taladros neumáticos. El borde roto bajo el corte con la sierra se deja áspero e irregular, pero manteniendo los planos aproximadamente verticales de forma que puedan proveer de cierta trabazón al agregado del parche (bacheo) y del pavimento existente. Esta manera de llevar a cabo la operación limita el movimiento diferencial bajo la acción de las cargas, provee de una mejor transferencia y por ende evita o reduce la generación de falla. Se deben evitar los ángulos agudos, tanto en el bacheo como en el pavimento existente. Salvo en los casos de forma triangular y de diamante, por lo regular los bordes del bache se marcan paralelos o perpendiculares al eje del pavimento existente.

En los casos en que los baches sean pocos y de reducido tamaño, o que se ubiquen separados entre sí, se pueden usar métodos manuales para remover el hormigón o reemplazar.

El mismo se debe romper en piezas de tamaño tal que sean fácilmente manejables por un hombre, usualmente se emplea una maza de 12 a 16lb. La operación de rotura se facilita levantando un borde de la losa con una barra o palanca de hierro y colocando un trozo de hormigón bajo la losa. Si las áreas a reparar son extensas y se ubican relativamente cerca unas de otras, se utiliza un equipo mecanizado (rompedor neumático de concreto), obteniéndose así una economía de tiempo y de fondos. La porción de losa que se va a quitar se fragmenta en trozos pequeños; los mismos se cargan en camiones

o se estiban a lo largo del borde del pavimento, ya que se pueden utilizar como revestimientos u otros propósitos.

c) Preparación de la subbase

Frecuentemente, la rotura que conduce a la necesidad de la reparación se puede atribuir a una condición localizada de la subbase o de los terrenos subyacentes a la misma. En estos casos es obvio que se debe corregir esa condición, antes de efectuar la reparación a fin de evitar que se repita la falla. Generalmente las condiciones que se deben corregir son:

Desagüe inadecuado, según sea el caso corresponderá bajar el nivel de napa freática o instalar un desagüe adecuado para interceptar el agua; material de subbase inadecuado, puede requerir que se estabilice o que se cambie. En cualquiera de los dos casos, el material estabilizado o el material nuevo debe compactarse en capas que tengan el espesor especificado.

Material de subbase con evidencia de bombeo o susceptible a dicho fenómeno, se debe considerar el uso de una subbase granular bajo el parche. En el caso que la losa apoye sobre un suelo natural de granulometría fina y el bache sea pequeño, no se recomienda el empleo de material granular ya que probablemente serviría como receptáculo para el agua libre. En los casos de baches grandes se pueden usar en capas de 6 pulgadas de espesor, debiéndose compactar cuidadosamente a mano o con equipo neumático. Cuando el material de subbase es de gradación abierta se debe proveer de drenaje, no así cuando es de gradación cerrada.

El recalce de la losa existente en la zona inmediata a la reparación no ha tenido mucha aceptación por las dificultades que se presentan para poder hacer un trabajo apropiado. No es fácil socavar los bordes de la losa de modo de tener la seguridad de que su cara inferior quede completamente expuesta, siendo también difícil poder garantizar que el relleno total de la excavación con hormigón fresco y compacto asegure un contacto firme con el fondo de la losa existente. Si el trabajo no se efectúa correctamente el borde de la losa vieja se puede debilitar en vez de reforzarse.

d) Mezclar y depositar el hormigón

En lo que concierne a la dosificación del hormigón a utilizar, se tratará de obtener una mínima contracción durante su endurecimiento, por lo que se elaborará un hormigón tan seco como sea compatible con una adecuada colocación, compactación y terminación, se admite para estas circunstancias que el asentamiento medido por el método del cono no sea mayor de 4cm. En caso de que sean conocidas y hayan dado buenos resultados, pueden emplearse las mismas proporciones usadas originalmente en la construcción del pavimento a reparar. Sin embargo es recomendable usar una mezcla que produzca una alta resistencia inicial que permita abrir al tránsito la zona reparada lo más pronto posible. Mediante el empleo de hormigón de alta resistencia inicial las reparaciones pueden ser libradas al tránsito en períodos de 24 a 72 horas, según sea la mezcla usada, la temperatura y otras circunstancias. Para obtener un hormigón de alta resistencia inicial se recomienda: a) empleo de una baja relación agua-cemento, b) empleo de un cemento de alta resistencia

inicial y c) adición de cloruro de calcio al cemento portland normal o al de alta resistencia inicial.

En la práctica se recomienda que la relación agua-cemento no sea menor de 0.35 en peso (17.5 litros de agua por bolsa de cemento); con esta limitación se tiende a evitar dificultades en la colocación y en el curado, así como excesivos cambios volumétricos derivados del uso de mezcla muy ricas. Esta recomendación también es válida para el caso que se emplee cemento de alta resistencia inicial.

De utilizarse cloruro de calcio, si se usa seco se mezcla con los agregados, debiendo evitarse su contacto con el cemento; cuando se lo emplea en solución se lo incorpora al agua de mezclado, reemplazándose con dicha solución un volumen igual de agua de mezcla.

Como se ha señalado en otras oportunidades, el mejor método consiste en dosificar racionalmente las mezclas con los materiales disponibles y ajustarlas mediante ensayos de laboratorio.

Cuando no sea posible su ejecución y no se disponga de datos locales utilizables se recomienda el uso de las mezclas que se transcriben en la tabla que a continuación se adjunta.

Dosificación de hormigones para reparaciones, curados durante 1.3 ó 7 días antes de la apertura al tránsito.

Proporciones en peso para agregados de peso específico = 2.65 saturados, con la superficie

seca y de granulometría adecuada. Tamaño máximo del agregado grueso = 50 mm, arena de módulo de fineza = 2.75, asentamiento =

4cm y calculadas para un módulo de rotura 40 kg/cm² a la edad especificada.

| Tipo de cemento pórtland | Cloruro de calcio por bolsa de cemento | Cantidades aproximadas de: | | Peso de arena y agregado grueso por bolsa de cemento | | | |
|--------------------------|--|--|-----------------------------|--|----------------|---|-------|
| | | Cemento por m ³ de hormigón | Agua ¹ por bolsa | Con agregado grueso constituido por piedra partida | | Con agregado grueso constituido por grava | |
| | | | | Arena | Piedra partida | Arena | Grava |

a) Cuando la reparación se abre al tránsito después de un curado de 24 horas.

| | kg | kg | l | kg | kg | kg | kg |
|----------------------------|----|-----|------|-----|-----|----|-----|
| Endurecimiento rápido..... | 0 | 450 | 18 | 75 | 130 | 65 | 145 |
| ... | 1 | 370 | 21.5 | 100 | 160 | 85 | 180 |

b) Cuando la reparación se abre al tránsito después de un curado de 3 días.

| | | | | | | | |
|----------------------------|---|-----|------|-----|-----|-----|-----|
| Normal | 0 | 450 | 18 | 75 | 130 | 65 | 145 |
| | 1 | 390 | 20.5 | 90 | 150 | 80 | 165 |
| Normal..... | 0 | 320 | 25 | 120 | 185 | 105 | 205 |
| | 1 | 300 | 26.5 | 130 | 200 | 115 | 220 |
| Endurecimiento rápido..... | | | | | | | |
| Endurecimiento rápido..... | | | | | | | |

c) Cuando la reparación se abre al tránsito después de un curado de 7 días.

| | | | | | | | |
|----------------------------|---|-----|------|-----|-----|-----|-----|
| Normal..... | 0 | 335 | 24 | 115 | 175 | 100 | 195 |
| .. | 0 | 300 | 26.5 | 130 | 200 | 115 | 220 |
| Endurecimiento rápido..... | | | | | | | |

¹ Valores para el agregado grueso de piedra partida; los correspondientes a la grava son inferiores, aproximadamente en un 9%.

Las mismas están dosificadas con un razonable margen de seguridad para la calidad de los agregados, condiciones de obra y medición de los materiales.

Las proporciones de la tabla están basadas en el empleo de agregados cuyo peso específico saturado a superficie seca sea de 2.65 (± 0.05). Para diferencias mayores que la tolerancia indicada se deberán corregir los valores consignados en la tabla, multiplicando por la razón de sus pesos específicos y el de 2.65. Los pesos para el pastón se corregirán además, de acuerdo con la cantidad de humedad de los agregados, dado que los pesos indicados en la tabla están calculados para agregados en condición de saturados y con superficie seca.

A fin de asegurar una mayor uniformidad en la composición de la mezcla se recomienda medir los materiales por peso, con excepción del agua la que se medirá bien por peso o por volumen.

A tal efecto se usan pequeña balanzas portátiles en donde no haya planta central dosificadora. En los casos que se trate de baches pequeños y aislados se permite la medición de materiales por volumen.

Salvo el caso de reducidas reparaciones de emergencia, la mezcla se hará en hormigoneras, mezclando durante un tiempo mínimo de un minuto. Se podrá autorizar el empleo de plantas centrales siempre que la mezcla llegue al lugar de la reparación, en condiciones tales que pueda ser colocada y terminada en forma adecuada, sin adición de nuevas cantidades de agua, operación que estará expresamente prohibida.

Se debe inspeccionar el borde de la losa vieja para asegurarse de que está limpia y libre de polvo, suciedad o pedazos de concreto partido pero todavía incrustados. Antes de depositar el hormigón, el borde de la losa y la

capa de apoyo deben estar húmedas pero no muy mojadas. Se puede contemplar el uso de una resina "epoxy" apropiada en el borde del hormigón existente. También algunos autores recomiendan pintar los bordes con una lechada de cemento la que deberá estar fresca en el momento de colocar el nuevo material; si la operación se demorara se deberá dar una segunda mano de lechada.

El hormigón se colocará en la cantidad necesaria para que rellene completamente el espacio a reparar. Una vez depositado será compactado y enrasado a una altura ligeramente superior a la del contorno de la reparación. El empleo del vibrador contribuye ventajosamente a consolidar el material, especialmente en los bordes. Después de un intervalo de tiempo se repetirá la compactación y enrase, esta operación será retardada el mayor tiempo posible, de acuerdo con el grado de endurecimiento del material para permitir su adecuada terminación. La segunda compactación tiene por objeto compensar la ligera contracción del hormigón que se produce a medida que se endurece. Se verificará la superficie con una regla, a fin de comprobar su enrasamiento con el pavimento adyacente y que no presente irregularidades. Para el curado se empleará cualquiera de los métodos corrientemente usados. Si las reparaciones son pequeñas y están muy diseminadas, no suele ser conveniente el uso de métodos de curado que impliquen riegos frecuentes de agua. Será preferible el empleo de membranas o papel impermeable; las primeras se colocan directamente sobre el hormigón recién terminado. Antes de extender el papel impermeable el hormigón deberá haber endurecido lo suficiente para evitar la adherencia del papel. Previa la

colocación de éste deberá humedecerse abundantemente el hormigón.

e) Preparar y disponer las juntas que sean necesarias

C Juntas longitudinales de centro

Aunque en la construcción original no haya juntas longitudinales de centro, probablemente haya que formarlas en los baches de ancho completo, ya que normalmente se trabaja en un carril por vez para no interrumpir el tránsito. Al construir la primera mitad del ancho, será necesario romper parte del segundo carril, de manera que se puedan colocar los moldes para el colado en el primer carril. Se debe poner un especial cuidado en mantener el primer carril separado del pavimento roto del segundo carril a fin de evitar que el hormigón fresco se dañe por el martilleo o vibración del tránsito del segundo carril. Si el bacheo se lleva a cabo en el ancho de los dos carriles, se recomienda una junta longitudinal de centro del tipo plano debilitado, que puede ser de ranura simulada formada en el momento de la construcción o cortada con sierra para concreto después que el hormigón se haya endurecido lo suficiente.

En baches de un solo carril o en baches de borde interior se limpia bien la cara de la junta y el hormigón nuevo se deposita pegado a la misma. Las barras que sobresalgan del otro carril se dejan en su sitio a menos que el pavimento del otro carril también se vaya a reemplazar.

El borde del bache adyacente a una junta longitudinal se debe terminar con un herramienta de hacer filos y se debe dejar una

ranura para permitir el sellado al concluir el trabajo.

C Juntas transversales de expansión

Si el bache se extiende en menos del ancho completo del pavimento, cualquier junta de expansión que exista en el pavimento original deberá reponerse en el bacheo.

Cuando el bache se extiende en el ancho completo del pavimento se puede omitir cualquier junta que hubiera en el pavimento original, a menos que aparentemente se necesite un mayor espacio para la expansión. En caso que se requiera una junta, la misma se puede localizar en cualquier punto del bache, pero siempre a una distancia mayor que 6 pies de cada extremo del área restaurada. No siendo necesario localizarla en el mismo sitio de la junta original.

Si se usa la junta de expansión la misma se deberá rellenar con material premoldeado no expulsivo (fibra tratada o tablas de madera son satisfactorias y económicas pudiéndose utilizar otro tipos de relleno que cumplan con los requisitos especificados), posteriormente se procede al sellado de la junta.

C Juntas transversales de contracción

Estas juntas se deben instalar para formar losas de 15 a 25 pies (4.50 a 7.50 m) de largo en todos los baches de ancho completo con 25 pies (7.50 m) de longitud.

Para los demás baches que no sean de todo el ancho del pavimento, la localización y separación de las juntas de contracción debe coincidir con las juntas de la losa

original.

Todas las juntas de contracción podrán ser del tipo ranura simulada (espesor aproximado igual a 1/4 del espesor construido) o cortarse con una sierra después que el hormigón ha endurecido lo suficiente.

En lo relativo al terminado, se pretende que las áreas bacheadas registren, dentro de lo posible, la misma textura que el pavimento adyacente.

Dependiendo del método usado para la terminación del pavimento existente, el bacheo se puede terminar pasando una lona o correa de lona y goma, fratás de madera, rastra de arpillera (saco), cepillo o escoba según corresponda.

Los bordes de las juntas longitudinales y transversales así como los bordes exteriores del pavimento en la zona que formen parte de la reparación, se redondearán con un fratás curvo o herramientas de cantear (edging tool) de 1/8" de radio. Esta operación no comprende a los bordes de unión de una reparación con el pavimento existente.

Una vez redondeados los bordes de las juntas se procederá al sellado de las mismas.

Los aspectos relativos al curado fueron tratados en el rubro d) Mezclar y depositar el hormigón.

C Método para bacheo superficial

Cuando un pavimento de hormigón se presenta con astilladuras o descascarado, y este daño no afecta a todo el espesor del pavimento, la reparación más eficiente y

económica consiste en un bacheo superficial de adherencia (bonded patch). Este tipo de reparación se puede hacer en forma rápida, situación que permite restablecer el tránsito en un corto período de tiempo. Reparaciones temporarias efectuadas con material bituminoso, no resultan satisfactorias desde el punto de vista de la calidad de rodaje y apariencia, además de que mediante las mismas no se evita la extensión de la falla a la superficie de hormigón adyacente.

La duda que comúnmente surge en relación al bacheo con una capa fina de hormigón es si será posible conseguir una buena adherencia, segura y permanente, del nuevo hormigón con el ya existente. Varios son los procedimientos usados que han proporcionado resultados satisfactorios.

El método ideal para efectuar una buena reparación de bacheo superficial de adherencia requiere una condición especial de la superficie del hormigón viejo, ya que es el factor principal que gobierna una buena adherencia. La superficie debe ser sana, durable y limpia, el hormigón que se presente defectuoso debe ser removido antes de depositar el nuevo. Básicamente esta operación (bonded patch) consta de cinco puntos principales:

- a) Determinar la causa y extensión de la falla y aplicar los correctivos necesarios
 - b) Preparar el área que se ha de reparar
 - c) Aplicar una capa adherente, depositar el hormigón y terminar la superficie.
 - d) Formar las juntas
 - e) Curado del bacheo
- a) Evaluación de la falla

Esta tarea no solamente se lleva a cabo para planificar el trabajo, sino también para asegurarse que la reparación a efectuar tendrá un carácter de permanente y que no se extenderá a la zona adyacente al parche.

Las astilladuras son probablemente el defecto más común en las actuales pavimento de hormigón; se atribuyen por lo regular, a un diseño pobre de juntas, éstas deberán reconstruirse durante el bacheo a fin de obtener una reparación de carácter permanente.

Entre los defectos constructivos relacionados con las juntas se pueden citar: Porciones de hormigón u otro material rígido atravesando o incrustado en el espacio de la junta de expansión; juntas de ranura simulada que no sean perpendiculares al plano de la superficie de la losa; sacar demasiado tarde la barra que se usa para formar la ranura simulada; usar un mortero aguado y de baja calidad en la terminación y formación de los bordes, etc.

Existen muchos pavimentos de hormigón sin aire incorporado, en los que las astilladuras en la juntas también se asocian con el escamado y la desintegración. En estos casos la base, o sea la losa existente puede ser que no esté sana, ni en condiciones durables, por lo que se requerirá remover una considerable cantidad del hormigón viejo antes de aplicar el bache superficial de adherencia. La formación de escamas o áreas descascaradas ha sido prácticamente eliminada por el uso de incorporadores de aire en el hormigón.

La extensión de la zona a bachear no se limita sólo a la parte dañada visible; se puede precisar su contorno golpeando la superficie con una barra de acero, produciéndose un

sonido hueco cuando el hormigón está dañado. Los límites del hormigón sano se verifican a medida que se va rompiendo el hormigón en la superficie.

En profundidad es necesario eliminar todo hormigón que se presente defectuoso, llegándose en casos extremos a remover el hormigón viejo en toda su profundidad.

b) Preparación del área a reparar

La preparación adecuada a fin de proveer una base de hormigón limpia y durable, a la cual se adherirá el nuevo, es el paso más importante en el proceso de colocar un parche de adherencia.

Excepto en los bacheos pequeños, el área de los mismos se marca en sus bordes, sin que coincidan con juntas, cortando con una sierra de concreto hasta una profundidad de alrededor de una pulgada. El hormigón se rompe utilizando martillos neumáticos u otro equipo parecido, siendo la herramienta más efectiva para la limpieza mecánica y para remover el hormigón dañado, en equipo provisto de dientes vibratorios.

En el proceso de remover el hormigón viejo se eliminan completamente los bacheos viejos de asfalto, las áreas astilladas, las áreas descascaradas, etc. El proceso de escarificar y cortar se continúa hasta que quede expuesto el hormigón sano en toda la extensión del área que se contempla reparar.

Si el pavimento está conformado con hormigón con aire incorporado, las partes astilladas consisten generalmente en hormigón sano y durable, y la superficie constituye una excelente base para una buena

adherencia.

Se debe tener un especial cuidado en no dañar cualquier parte del acero de refuerzo que quede expuesto mientras se quita el hormigón. Debe eliminarse el moho que pudiera cubrir la superficie del acero. Si la falla hubiera sido provocada por la proximidad del acero a la superficie, el hormigón deberá excavar lo suficiente de manera de poder ubicar el acero a por lo menos 1 1/2" debajo de la superficie del nuevo hormigón.

El área que se ha preparado debe mantenerse seca hasta que se pueda quitar todo el polvo con aire comprimido. Se debe poner especial cuidado en que no se deposite sobre la superficie a reparar, aceite proveniente del compresor de aire; se debe utilizar un compresor que esté en buenas condiciones y soplar los tanques de aire a intervalos frecuentes.

La limpieza final se hace con agua a alta presión a fin de obtener una superficie limpia. Esta operación debe hacerse con suficiente anticipación, a fin que la superficie se presente lo suficientemente seca antes de colar el hormigón. En el momento de aplicar la capa de adherencia, las superficies expuestas deberán estar secas o ligeramente húmedas, pero nunca con agua libre acumulada.

c) Aplicar una capa adherente, depositar el hormigón y terminar la superficie.

Después de ejecutada la limpieza final, cuando la superficie del hormigón está casi seca, se debe aplicar una capa adherente que podrá estar conformada por: arena-cemento,

lechada de cemento, un "epoxy" apropiado, etc. La lechada de 1:1 arena-cemento preparada con arena pasada por el tamiz N° 8 es más fácil de mezclar y manejar que la lechada de cemento y por lo tanto su uso más ventajoso; resultando la aplicación de una resina "epoxy" más costosa.

La lechada se riega uniformemente (aproximadamente 1/8" de espesor) sobre la superficie humedeciendo la misma y eliminando las burbujas de aire.

En tiempo caluroso y/o muy ventoso, la superficie del hormigón conviene humedecerla con un ligero rociado (light fogging), pero nunca la lechada debe aplicarse a una superficie extremadamente mojada o que presente pequeños reservorios con agua suelta.

La lechada se preparará con una relación agua cemento de alrededor de 5.5 galones/bolsa (saco) produciéndose así una consistencia adecuada para su uso en el campo bajo todas las condiciones. Se puede preparar una cantidad de lechada tal que provea material para una hora de aplicación. La lechada se puede remezclar a medida que se va utilizando; si la humedad relativa resultara baja se puede añadir pequeñas cantidades de agua.

La lechada nunca debe extenderse sobre una superficie tan grande que permita secarse hasta ponerse de color gris claro, antes de colar el hormigón.

La mezcla a depositar en el bache se recomienda que sea de hormigón con aire incorporado y de alta calidad. Se considera conveniente usar aditivos siempre que sea

posible, ya que los mismos permiten un mejor control y adaptación a las condiciones del momento, tales como temperatura y urgencia en abrir el tramo al tránsito.

Si el bache es de tamaño reducido y el hormigón se puede apisonar cuidadosamente a mano puede la mezcla tener un asentamiento de una pulgada. Cuando el área a repararse sea de mayor tamaño, se debe utilizar vibrador, y su asentamiento debe ser de aproximadamente dos pulgadas.

El tamaño del agregado no debe ser mayor a la mitad el espesor del bache y la razón agua-cemento del hormigón oscilará en 5 galones/bolsa (saco).

Se deben tomar las precauciones requeridas para que el asentamiento del hormigón sea compatible con la temperatura, el tamaño del bache, la comisión o brigada de trabajo y las herramientas mecánicas disponibles.

La textura del bacheo terminado debe ser la misma que la del hormigón adyacente.

d) Formar las juntas

Siempre que el bacheo superficial de adherencia se extienda sobre una junta o esté limitado por una junta del pavimento viejo, se debe formar la junta durante dicha operación.

Las juntas se pueden aserrar en el hormigón endurecido, siempre que se controle el tiempo del corte, a fin de evitar la formación de grietas. También se pueden formar cuando el hormigón esté aún en estado plástico. Se puede evitar el tener que cortar las juntas, si se instalan planchuelas de metal,

separadores de madera o material de junta de expansión. Luego las planchas o separadores se pueden quitar, por extracción o cortando con sierra, y se reemplazan con relleno de junta y sellante.

En todos los casos, las juntas de los bacheos deben estar directamente sobre las juntas del pavimento viejo, deben ser por lo menos del mismo ancho y deben extenderse a todo el espesor del bacheo.

La formación de juntas es un problema característico de cada trabajo de reparación, a fin de evitar que se reproduzca la falla.

e) Curado del bacheo

Los procedimientos de curado deben enfocarse bajo el criterio de reducir los cambios de temperatura y evitar el secado antes de tiempo, durante la vida inicial del hormigón colado en el bache. Los cambios de temperatura generarían cambios de volumen que perjudicarían el logro de una buena adherencia.

Debido a que el tipo de mezcla que se utiliza fragua rápidamente y debido al bajo contenido de agua inicial, la operación de curado es crítica y se debe comenzar inmediatamente después del terminado, de modo que haya suficiente agua retenida para la hidratación del cemento.

Para el primer período de curado, resulta satisfactorio aplicar bolsas (sacos) mojados en combinación con papel impermeable.

El tiempo de curado variará con la temperatura del aire. Bajo clima caluroso, con el uso de hormigón de asentamiento bajo

y aditivos adecuados se puede reducir considerablemente el tiempo de curado.

En todos los casos, para la variación del período de curado, se deben tener en cuenta experiencia previas, los materiales disponibles y la urgencia en abrir al tránsito el tramo reparado.

C Método para revestimiento de superficie

En ciertas ocasiones se hace necesario el recubrimiento superficial de un pavimento de hormigón (bonded resurfacing). La tendencia ha sido siempre la de recubrir el pavimento con una capa flexible. Teniendo en cuenta algunas desventajas que esta práctica conlleva, se consideró oportuno buscar el procedimiento adecuado para recubrir el pavimento con el mismo material o sea hormigón.

Por muchos años se ha estado investigando el problema de poder conseguir un método práctico para recubrir pavimentos con una capa fina de hormigón (de ½" a 2" de espesor).

Se ha verificado que un revestimiento superficial de adherencia resuelve el problema con efectividad. Este método se usa generalmente para reparar superficies deterioradas de carreteras viejas, que han sufrido daños por acción de compuestos químicos, uso y desgaste, fallas en la etapa constructiva y/o materiales inadecuados. Debiéndose aclarar que el método de revestimiento no es aplicable para reforzar un pavimento estructuralmente deficiente. La clave del éxito de esta operación es poder conseguir una buena adherencia entre la losa

vieja y la capa nueva de revestimiento.

El procedimiento a seguir para su materialización consta básicamente de cinco puntos principales:

a) Estudio de las causas y extensión de las distintas fallas y procesos correctores más adecuados; planificación de la operación.

b) Preparación de la superficie

C Remoción del hormigón dañado y de las materias extrañas; limpieza.

C Tratamiento con ácido.

C Encofrado.

c) Lechada y mezcla; colado y terminación

d) Formación de junta

e) Curado

a) Estudio de las causas y extensión de las fallas; correctivos y planificación.

El revestimiento de superficie es una operación de naturaleza similar a la correspondiente al bacheo superficial. El revestimiento abarca áreas extensas y por lo menos un carril entero. Se aplica además cuando se quiere nivelar, renovar o ensanchar un pavimento y a la vez corregir otras fallas en el pavimento existente. El área a repararse puede incluir partes sanas, por lo tanto la etapa de estudio y planificación es muy significativa cuando se trata de un revestimiento.

Si existen fallas de otra índole, como podría ser provocadas por diseño deficiente, construcción incorrecta, anomalías en la subbase y/o subrasante, las mismas deberán restaurarse previamente a efectuar el

revestimiento.

b) Preparación de la superficie

Como en el caso del bacheo superficial se requiere que la superficie esté limpia y sana. Siendo conveniente para esta operación que la superficie registre cierta aspereza pero no en exceso.

Dado que el revestimiento se aplica a áreas extensas, necesariamente incluye partes sanas. Si el pavimento existente está en buenas condiciones, no es necesario proceder a su remoción, pero sí escarificarlo. En estos casos la superficie se lava con agua y luego con ácido clorhídrico. El tratamiento con ácido permite obtener un buen nexo, siempre y cuando los granos de arena y residuos parcialmente sueltos sean completamente eliminados mediante lavado y cepillado. Si el residuo que deja el ácido se deja en la superficie, el nexo o adherencia se afecta negativamente.

Si hubiera manchas de aceite o grasa en la superficie, antes del tratamiento con ácido la superficie se debe restregar con un detergente especial para remover dichas manchas mediante un intenso cepillado, procediéndose a posteriori a enjuagar con agua hasta quitar el residuo completamente.

El ácido clorhídrico es del tipo comercial y debe ser aplicado a razón de un galón por cada 60 o 70 pie cuadrados debiendo cepillarse sobre el hormigón mojado. El ácido al mojarse se diluye y facilita un extendido uniforme.

Cuando cesa la actividad espumosa del ácido, se enjuaga la superficie con suficiente

cantidad de agua y cepillado vigorosamente a fin de eliminar todo residuo o partículas sueltas, para obtener una buena adherencia o nexo durable.

Si no se logra obtener una superficie absolutamente limpia, puede ser necesario hacerse un segundo tratamiento con ácido.

En áreas no muy extensas el ácido se puede aplicar con cubos rociadores manuales; en superficies mayores se riega mediante un camión tanque, equipado con una barra rociadora y con una manguera plástica conectada directamente al envase que contiene el ácido.

Salvo que haya losas adyacentes a la sección que se está revistiendo, es necesario el uso de moldes a fin de proveer apoyo al equipo de terminación.

Es fundamental que los moldes se nivelen cuidadosamente para asegurar que la capa de revestimiento tendrá la profundidad adecuada en toda la superficie del pavimento.

c) Lechada y mezcla; colado y terminación

Las consideraciones hechas sobre la aplicación de la lechada y la condición de la superficie cuando se aplica un bacheo superficial, son similares para el caso de un revestimiento.

La mezcla del hormigón debe ser de la más alta calidad, debe poseer un aditivo incorporador de aire, agregados resistentes a la abrasión, libres de impurezas y una alta resistencia.

Para capas de revestimiento que tengan un espesor de ½ a 2 pulgadas, se recomiendan

las mezclas que a continuación se indican.

MEZCLAS DE PRUEBA DE HORMIGÓN SUGERIDAS PARA REVESTIMIENTO DELGADO

| MATERIALES | ESPEORES DE REVESTIMIENTO (Pulgadas) | | | |
|-------------------------|---|-------|-------|-------|
| | ½ | 1 | 2 | 3 |
| CEMENTO (en lb) | 94 | 94 | 94 | 94 |
| AGUA TOTAL* (en lb) | 42 | 42 | 42 | 42 |
| AGREGADO FINO** (en lb) | 190 | 190 | 190 | 180 |
| TAMAÑO MÁXIMO (pulg.) | 3/8" | ½" | 1" | 1 ½" |
| AGREGADO GRUESO (en lb) | 115 | 170 | 230 | 305 |
| AIRE (%) | 9 a 11 | 6 a 8 | 5 a 7 | 4 a 6 |
| ASENTAMIENTO (pulg.) | 1 a 4 | 1 a 4 | 1 a 4 | 1 a 4 |

* Incluyendo agua libre en los agregados

** Considerando peso específico = 2.65 en condición de saturado a superficie seca.

El asentamiento depende del tamaño máximo del agregado y de las condiciones meteorológicas. En días calurosos y de brisa es conveniente un asentamiento de 3 a 4 pulgadas; en días fríos y nublados un asentamiento de 1 a 2 pulgadas. El contenido de aire variará acorde a la proporción entre el agregado grueso y la arena. Debe haber un control absoluto del contenido de agua en la mezcla, debiéndose reducir a un mínimo la tolerancia especificada, ya que en esta operación no hay pérdida de agua hacia las capas inferiores.

Las operaciones de colado y terminación son las mismas que las de cualquier proyecto de hormigón convencional. Sin embargo, dado el reducido espesor de la capa de revestimiento, las operaciones de colado serán más rápidas que en los casos de mezclas de pavimentos convencionales.

Esta situación se refleja en que el tiempo para el colado depende más de la velocidad en la

terminación que de la capacidad del equipo para depositar la mezcla.

Si el pavimento se va a ensanchar, a la vez que se va a revestir, se puede aplicar cualquiera de los dos siguientes métodos:

i) Una sola operación, usándose la mezcla especificada para revestir en toda la profundidad de la losa nueva y en el revestimiento de la losa existente.

ii) Dos operaciones, en la primera se llena la losa nueva hasta el nivel del pavimento viejo (preparado para revestir), utilizando una mezcla standard de hormigón; luego se revisten las dos secciones, la nueva y la existente, usando la mezcla especial para recubrir.

d) Formación de juntas

Caben todas las indicaciones hechas para bacheo superficial.

En un revestimiento superficial, las juntas se

pueden aserrar, si su ancho no es excesivo y también se pueden conformar tipo ranura simulada. Las tiras que se introducen en las juntas viejas para formar las nuevas, deben quedar bajo la superficie de la capa de revestimiento para facilitar la terminación. Después que el hormigón se endurece, las tiras se sacan y se conforman los bordes de la junta. Las juntas de expansión se pueden formar con tiras de madera o con relleno de material a prueba de contracciones. Debiéndose utilizar este último si la capa de revestimiento tiene dos pulgadas o más de espesor. El material de relleno debe colocarse de manera que la parte superior quede $\frac{1}{2}$ pulgada por debajo de la superficie de la capa de revestimiento, a posteriori este espacio será sellado.

Cabe recordar nuevamente la importancia de la conformación de juntas en esta operación, ya que a la capa de revestimiento se le debe dar la condición de moverse en forma idéntica a su losa de base. Si a alguna de ellas se le restringe dicho desplazamiento y a la otra no, surgirán problemas de adherencia tan pronto ocurra el primer movimiento térmico. Si las juntas se localizan adecuadamente no habrá problemas de este tipo.

e) Curado

Cabe todo lo recomendado para bacheo superficial. El curado debe comenzar inmediatamente después de la terminación, especialmente en días calurosos y/o ventosos. Después del curado y sellado de juntas, el tramo se puede abrir al tránsito completamente restaurado.

C Método para levantado de losa

Este procedimiento (slabjacking) consiste en mantener o corregir el perfil de un pavimento de hormigón inyectando una mezcla de lechada bajo la losa. La mezcla llena las cavidades o vanos subyacentes, restaurándose así el apoyo uniforme.

En los casos en que las losas han sufrido hundimiento debido al asentamiento de capas inferiores, éstas pueden traerse a su nivel normal. La inyección de la mezcla se hace a través de hoyos perforados en las losas y mediante bombas. En sus comienzos este método se aplicaba utilizando lodo en la mezcla, por lo que se lo denominaba "mudjacking". En la actualidad se utilizan mezclas de cemento con arena, piedra caliza molida o cal hidratada en lugar de lodo. La utilización de asfalto ya ha sido detallada en el método para Sellado Inferior de losa.

Mediante el levantado de losa se restablecen las cualidades suaves del rodaje, el apoyo uniforme y el perfil del pavimento. Esta operación no refuerza al pavimento en sí, pero ejecutada a tiempo evita o reduce daños de mayor envergadura que traerían aparejados mayores costos para su restauración.

Para materializar esta operación se requieren operarios o brigadas competentes y de experiencia, ya que el uso inadecuado de los equipos podría causar daño a los pavimentos, sin llegar a lograrse la corrección deseada.

El procedimiento de levantado de losa funciona bajo el principio de que la lechada que se bombea a presión a través de un hoyo de la losa, crea una presión hacia arriba bajo la losa, en el área adyacente al hoyo. Esta

presión va disminuyendo a medida que la mezcla fluye lejos del hoyo, debido a la viscosidad de la mezcla y a la fricción superficial creada por el propio flujo. Es por ello que se puede levantar una esquina de la losa sin levantar toda la losa. La profundidad de la cavidad bajo la losa afecta la presión sobre un área en particular, mientras más pequeñas sea la cavidad mayor será la presión hacia arriba en el área aledaña al hoyo y viceversa.

El flujo de la mezcla y el área que ésta afecta varía directamente con su consistencia. Mientras más espesa se prepare, menos fluye y menos área afecta. Cuando está demasiado espesa ("dura") puede formar un cono o pirámide bajo la losa, dejando parte de la cavidad sin llenar; esta condición debe evitarse.

A continuación se indicará la secuencia de operaciones a ejecutar.

- a) Determinar la causa que provocó el daño y si es posible corregir el problema antes de comenzar con el levantamiento de la losa.
- b) Localizar y marcar los puntos donde se harán los hoyos.
- c) Disponer el material en forma accesible y en cantidad suficiente para que permita la continuidad en la operación.
- d) Colocar el equipo, asegurándose que esté limpio y en condiciones de operar correctamente.
- e) Preparar los métodos para medir y controlar la cantidad que sube la losa, de manera que no exceda de 1/4" al bombear un hoyo.
- f) Observar los hoyos adyacentes al que se está bombeando.
- g) Preparar la lechada de modo que no esté

demasiado espesa e iniciar el bombeo.

- h) Limpiar cuidadosamente los hoyos inmediatamente que se termina de bombear.
- i) Verificar que las losas restauradas tienen el nivel requerido.
- j) Tapar los hoyos con la mezcla prevista para ello.

Localización de los hoyos

El levantado de losas requiere una inspección rigurosa que permita seleccionar la localización adecuada de los hoyos. El operador debe aprender a espaciar los hoyos de acuerdo al trabajo específico que se requiera y de acuerdo a la manera en que la losa debe levantarse o inclinarse (figura 151).

Generalmente los hoyos deben espaciarse a no menos de 12 pulgadas, ni a más de 18 pulgadas de una junta transversal.

Los hoyos deben espaciarse a no más de 6 pies (1.80 m) de centro a centro, de manera que no más de 25 a 30 pies cuadrados (2.25 a 2.70 m²) se deban levantar bombeando un solo hoyo en particular.

Si las losas están agrietadas se requerirán hoyos adicionales.

La localización adecuada de hoyos varía acorde al defecto que se quiera corregir.

En una junta que se registre bombeo y que también presente una falla de esquina, el hoyo en la esquina baja debe suprimirse a fin de evitar que se levante la losa adyacente.

Los hoyos en las esquinas interiores se usan para inspección y para llenar cavidades, puede ser que se requieran hoyos adicionales

para asegurar que se llenan bien todas las cavidades bajo la losa.

Si la falla se presenta en las dos esquinas de la losa, el hoyo interior deberá relocalizarse de acuerdo al problema.

Donde el pavimento se ha asentado y las losas están en contacto con la subbase, es suficiente un solo hoyo en el medio de la losa, distanciado alrededor de 3 pies de la junta en falla.

Los hoyos con diámetro de 2 a 2¹/₂ pulgadas se perforan bien con un extractor de testigos (Core Drill) o con un taladro neumático. En algunos casos, a fin de evitar astillas, se comienza el hoyo con el primero, terminando con el neumático.

No se deben usar equipos que golpeen duramente o que rompan trozos grandes de la parte inferior de la losa.

Cuando las losas se presentan bien apretadas contra la subbase puede ser necesario usar un soplete, para formar una cavidad que exponga un área suficiente de la losa, para que la presión de la lechada tenga efecto. En algunos casos se puede obtener una cavidad suficientemente grande, permitiendo que el barreno presente hasta la subbase.

Nivelación de las losas

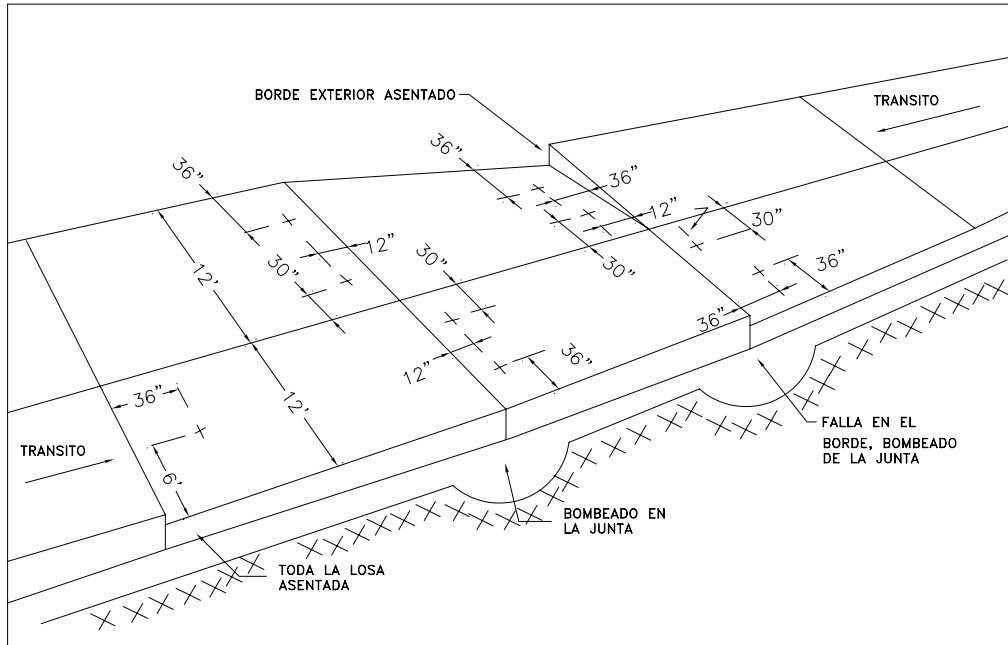
Antes de comenzar el trabajo, se debe determinar el método para controlar la medida que se ha de subir de la losa y la elevación o nivel final del pavimento.

Cuando se va a corregir fallas en las losas se puede usar una regla; en caídas cortas de alrededor de 50 pies (15 m), resulta adecuado el uso de una línea de marcar bien estirada, bien tensa, siempre que los puntos usados estén alineados con el pavimento existente en cada dirección. En los casos de caídas mayores de 50 pies (15 m), se utilizará nivel y mira, a fin de verificar el perfil más allá de donde termina la caída.

A fin de evitar el efecto pirámide, se debe poder observar la lechada en los hoyos adyacentes o sea que se detecte el movimiento de la misma.

Llenado de cavidades o huecos

Cuando el propósito de la operación es el llenar cavidades bajo las losas, el bombeado en un hoyo debe continuar hasta que la lechada se ve fluyendo en los hoyos adyacentes.



6' = 1.80 m

12' = 3.60 m

12" = 30.5 cm

30" = 76.0 cm

36" = 91.5 cm

FIGURA 151
LOCALIZACION APROPIADA DE LOS HOYOS
DEPENDIENDO DEL DEFECTO A CORREGIRSE

Siempre que se retira la boquilla de un hoyo éste debe limpiarse y taparse con un tapón de madera, pues si es necesario bombear de nuevo, para nivelar correctamente la losa, habría que taladrar la lechada endurecida.

Al terminar y verificar las operaciones, todos los hoyos se deben llenar con una mezcla dura de cemento en proporción de 1:3, la cual se apisona y luego se termina.

En la operación de levantar losas, un problema bastante común es la filtración o reventón a lo largo del hombro en el borde del pavimento o a través del talud. Generalmente esto se puede controlar variando la consistencia de la lechada.

Secuencia en el levantamiento de la losa.

Para corregir una caída o pandeo en el pavimento, el levantamiento debe comenzar en el punto más bajo y progresar longitudinalmente en forma de zig-zag transversal, hasta que la losa se haya levantado al nivel deseado; todos los hoyos deben bombearse para asegurarse que no quedan huecos bajo la losa.

Las losas no deben levantarse más de 1/4 de pulgada a la vez, mientras se bombea en un hoyo cualquiera.

Ninguna parte de una losa debe adelantarse a otra parte de la misma o de una adyacente en más de 1/4 de pulgada a la vez. Es decir que la losa entera y las adyacentes se deben mantener en todo momento a un nivel que no difiera en más de 1/4 de pulgada, para evitar que se produzca un agrietamiento.

Cuando se usen dos bombas, es conveniente

no trabajar en dos hoyos adyacentes en forma simultánea, ya que se podrán provocar grietas en la losa.

En todas las operaciones de levantamiento de losa debe aplicarse una presión uniforme y en forma lenta, por lo que los hoyos deben perforarse lo suficientemente cerca para garantizar un llenado completo del hueco bajo la losa y para permitir que la lechada fluya bajo la losa adecuadamente. Cuando la lechada tiene la cantidad de agua necesaria y suficiente, su consistencia se puede variar en forma considerable al reducir el agua en sólo una pequeña cantidad. Esta lechada se va endureciendo a medida que toma contacto o fluye a través de grietas o huecos en terreno a lo largo del borde de la losa, este endurecimiento tapa mucha de las filtraciones existentes.

En una lechada fina, el contenido de agua debe ser tal, que cuando la misma fluya a un hoyo adyacente ya debe ser más espesa (o más dura) que cuando dejó la bomba. Cuando se observa la presencia de agua en un hoyo adyacente puede producirse por la existencia de material de gradación gruesa que permite separarse al agua y fluir delante de la mezcla, produciendo esta condición el efecto de pirámide.

Las filtraciones se pueden evitar bombeando unos cuantos hoyos a lo largo del borde y dejando que el material fragüe antes de comenzar con el levantamiento de la losa. Cuando las condiciones se presentan bien severas se puede recurrir a la perforación de hoyos adicionales a lo largo del borde exterior y usar una lechada más gruesa para evitar así las filtraciones. En los casos que el material adyacente al borde del pavimento

sea demasiado débil, será necesario en algunas ocasiones hacer la mayor parte del levantamiento de las losas usando hoyos en el centro de las mismas.

Si se produjera un reventón en el área del hombro, el mismo puede corregirse depositando y apisonando una o dos palas de mezcla seca de agregado o compactando el sitio de la filtración con un camión cargado.

La duración y repetición del proceso de levantamiento de losa varía en base a las condiciones inherentes a la falla y a la eficiencia con que se ha llevado a cabo la operación.

La técnica y la experiencia demuestran que el comportamiento de los pavimentos sometidos a este proceso depende hasta cierto punto del origen del defecto corregido, así un terraplén que continúa asentándose lentamente (consolidación), o las losas de acceso a un puente, requerirán levantes de losa periódicos, debido a un diseño inadecuado del drenaje, a una compactación incompleta, etc.

En casos de severas condiciones existentes, donde los terraplenes no han sido correctamente construidos y el flujo de tránsito se presenta con frecuentes cargas de elevada magnitud, es dable que se requiera el levantamiento de losas a intervalos de dos años; a pesar de la frecuencia esta operación representa el procedimiento más económico para estas condiciones de falla y fenómenos de bombeo.

Mediante la práctica del levantamiento de losa para llenar huecos y levantar losas asentadas, se extiende significativamente la

vida del pavimento de hormigón, se conservan sus cualidades originales de rodaje y se evitan las grietas provocadas por un apoyo desuniforme de las capas subyacentes.

El levantamiento de losas elimina la necesidad de capas superpuestas de asfalto y conserva la seguridad de su superficie (resistencia al resbalamiento) y su apariencia uniforme.

Generalmente la mezcla de la lechada se conforma con 4 ó 5 partes de arena fina o piedra caliza molida fina y una parte de cemento portland, con la cantidad de agua requerida para tener la consistencia deseada. Ante la carencia de piedra caliza molida se puede utilizar cal hidratada.

Una de las características fundamentales de la mezcla es la propiedad de fluir fácilmente. Generalmente mientras más fino sea el agregado y más uniforme su gradación, fluye más fácilmente. Algunas especificaciones exigen que la arena para el mortero registre una fracción pasante por el tamiz N° 200 de por lo menos un 30%.

Otras especificaciones requieren que la piedra caliza molida pase el 100% por el tamiz N° 50 y por lo menos un 60% pase por el tamiz N° 200.

También se suele usar en las mezclas aditivos que facilitan el flujo de las mismas. Estos agentes mojadores actúan lubricando la lechada y permitiendo así tiradas de hasta 6 pies, al mismo tiempo tienden a evitar el efecto pirámide y aumentar la penetración de la lechada a nivel de subbase.

En tiradas largas, muchas veces se requiere

tapar hoyos adyacentes (tapones de madera dura) a fin de evitar la pérdida de mezcla.

La consistencia apropiada a usarse en una situación dada, se determina en base a la experiencia; agentes exógenos como la temperatura, el viento y la humedad tiene un efecto pronunciado en la consistencia de la mezcla.

Se debe adoptar un método definido de proporcionar el cemento, la arena o piedra caliza y el agua, para así asegurar una consistencia uniforme continua de la mezcla.

Algunas especificaciones requieren una resistencia mínima para mezclas de lechada, oscilando entre 150 y 300 lb/pulg² a los siete días, según pruebas de compresión en cilindros de 6 pulgadas de diámetro por 12 pulgadas de altura, siendo la más común una exigencia de 300lb/pulg².

Regularmente se utiliza una consistencia espesa (dura) para el levantamiento de losas y una mezcla más fluida para llenar cavidades bajo las losas.

El equipo de trabajo está conformado por una brigada de 7 a 10 hombres para el levantamiento de las losas; esta brigada debe incluir a un técnico bien entrenado para la operación y con suficiente experiencia en la materia. La disposición del grupo de trabajo sería:

1 Supervisor (en trabajos de envergadura es conveniente que un profesional con sólida experiencia supervise la tarea).

1 Operador de bomba

1 Operario para sostener la boquilla de descarga

2 Operarios para cargar la mezcladora y limpiar los barrenos y el pavimento

1 ó 2 conductores de camiones.

1 ó 2 banderilleros (portabanderas)

El mínimo equipo requerido a fin de llevar a cabo una eficiente operación se indica a continuación:

1. Mezcladora de hormigón.

1. Bomba hidráulica, con dispositivo para control instantáneo de la presión de la lechada.

1. Carretón para transportar la mezcladora a la unidad de bombeo.

1. Camión tanque de agua (capacidad mínima 250 galones).

1. Camión de volteo (volqueta) para cargar los materiales de la mezcla y remolcar la mezcladora.

1. Compresor de aire portátil.

1. Taladro neumático de martillo (cuchilla tipo 6 puntos de 2¹/₂ pulgadas de diámetro).

10. Tapones cónicos de madera.

Algunos tipos de equipos, incluyen la bomba y la mezcladora, con lo que se elimina el carretón y la mezcladora separada. En las unidades combinadas, se alimenta la mezcla directamente de la mezcladora a través de una manguera y la boquilla introducida en el hoyo de la losa.

También se suelen utilizar taladros neumáticos montados en un tractor. Estas unidades pueden equiparse con pares de barrenos (barrenos gemelos) que permiten perforar dos hoyos simultáneamente.

Además de acelerar el trabajo estos equipos tienden a dañar en menor escala la losa del hormigón.

El equipo de bombeo requiere un cuidado

especial, ya que se obstruye si se deja permanecer algún tiempo con mezcla en la bomba o manguera. Consecuentemente el sistema debe limpiarse bien al finalizar el día de trabajo, o en cualquier otra ocasión que se contemple demoras de más de una hora.

Controles de Laboratorio para Mantenimiento de Caminos

Los controles de laboratorio para mantenimiento de caminos en lo que concierne a la verificación de la calidad de los suelos, materiales y mezclas, serán los mismos que corresponden a la construcción de una obra nueva, incluidos los ensayos especificados para mezcla asfáltica en caliente o en frío utilizadas en las tareas de bacheo.

Se considera de interés mencionar los ensayos y procedimientos a seguir para aquellos casos en que se requiera la ejecución de pozos a cielo abierto (calicatas), ya sea para el cálculo del espesor de un refuerzo o para una investigación puntual en el tramo generada por un problema localizado.

A continuación se detallan los distintos ensayos a realizar tanto en obra como en laboratorio y en algunos casos se detalla el procedimiento a seguir, cuando el mismo no coincide con el que se emplea para una obra nueva.

- Ensayos en obra

- C Determinación de los espesores de las distintas capa
- C Determinación de la densidad y humedad "in situ" de la subrasante y capas no ligadas
- C Observación de macro y

- microfisuración en capas cementadas
- C Observación del estado de la interfase entre las distintas capas
- C Extracción de muestras representativas y en cantidad suficiente de los materiales que conforman la subrasante, las distintas capas no ligadas y las capas ligadas.
- C Extracción de testigos en pavimentos de hormigón y en capas cementadas.

- Ensayos en laboratorio

C SUBRASANTE

- ☐ Granulometría
- ☐ Constantes físicas
- ☐ Clasificación AASHTO (HRB)
- ☐ Ensayo de compactación
- ☐ Relación humedad "in situ" /humedad óptima
- ☐ CBR a la densidad y humedad "in situ"

A los efectos de estimar las características mecánicas en las condiciones de obra, se moldearán probetas para CBR con la humedad "in situ" y distintas energías de compactación (12, 25 y 56 golpes por ejemplo); se graficará la densidad versus CBR y entrando con la densidad "in situ" se determinará que CBR le corresponde.

El ensayo de compactación será aquél que corresponda al tipo de suelo que se trate (AASHTO T99 o T180); mediante las condiciones volumétricas obtenidas "in situ" y la curva densidad versus humedad obtenida en laboratorio, se podrá conocer si el material en obra se encuentra sobrecompactado o descompactado, en rama humedad o en rama seca.

C CAPAS NO LIGADAS

- CC Granulometría
- CC Constantes físicas
- CC Clasificación AASHTO (HRB)
- CC Ensayo de compactación
- CC Relación humedad "in situ"/humedad óptima
- CC CBR a la humedad y densidad "in situ"

- % en mezcla
- Humedad
- Viscosidad (a 60°C y a 135°C)
- Penetración (a 15°C, 20°C, 25°C y 30°C)
- Punto de ablandamiento
- Ductilidad
- Determinación del Índice de Penetración

Tanto para los ensayos de compactación como para los correspondiente a CBR valen las mismas consideraciones hecha para subrasantes.

En el caso de no contarse con el equipo ABSON se procederá a hacer la extracción del asfalto por centrífuga, determinándose solamente el % de bitumen en mezcla.

C CAPAS CEMENTADAS

- CC Resistencia a la compresión incofinada

Si no es posible extraer o tallar testigos en las condiciones que el ensayo de compresión incofinada requiere no se realizará este ensayo; consecuentemente a fin de evaluar el comportamiento y estado de la capa se requiere una descripción detallada de su condición en obra.

Si se presentaran sectores con marcada exudación, se realizarán determinaciones por separado de la parte superior de la capa y de la parte inferior.

C TRATAMIENTOS BITUMINOSOS SUPERFICIALES

- CC Tipo de tratamiento
- CC Extracción del bitumen
- CC Granulometría e Índice de Lajosidad del inerte.

C CONCRETO HIDRAÚLICO

- CC Resistencia a la compresión de testigos extraídos del pavimento
- CC Densidad

C MATERIALES GRANULARES CON ELEVADO PORCENTAJE DE LA FRACCIÓN RETENIDA EN EL TAMIZ $3/4$ "

C MEZCLAS ASFÁLTICAS

- CC Tipo de mezcla
- CC Densidad de obra
- CC Densidad máxima medida (Rice)
- CC Extracción y recuperación del bitumen (ABSON)
- CC Granulometría del inerte
- CC Características del asfalto recuperado

A continuación se harán algunas consideraciones sobre la determinación de las características volumétricas y mecánicas de dichos materiales cuando son destinados a estudios y proyecto de un diseño o cuando corresponde el control de una obra en construcción o cuando se trata de la evaluación de un pavimento en servicio.

La Norma AASHTO T-224 permite corregir la densidad obtenida por el Método AASHTO T 99 o T 180, fracción P#Nº 4 o P#3/4" según se aplique el método A o B en el primer caso, o el método C o D en el segundo. En este último caso igualmente se debe determinar la fracción retenida por el tamiz Nº 4, así como el porcentaje de pasa tamiz 3/4" - retiene Nº 4, ya que dichos valores se utilizan para entrar en los gráficos de corrección, juntamente con el peso específico (bulk) del material retenido en el tamiz Nº 4.

Sin desmerecer la importancia y la amplia utilización del método mencionado, a continuación se describirán procedimientos a seguir para el estudio y proyecto de un diseño, control de obra en construcción, para evaluación de un pavimento existente y el método de Humphres a aplicar para control de compactación.

I.a Para estudio y Proyecto de un diseño u obra en ejecución - Ensayos de compactación.

I.b Ensayo de V.S.

I.c Para evaluación de un pavimento existente. Ensayos de Compactación.

I.d Ensayos de V.S.

I.e Sobre control de compactación en obra y las densidades secas máximas a exigir en materiales granulares con elevado porcentaje de material retenido en el tamiz 3/4". Método de Humphres.

I.a Para estudio y proyecto de un diseño u obra en ejecución Ensayos de compactación.

Se considerarán para todos los casos, tres tipos de materiales según su granulometría.

1) Material cuyo retenido en el tamiz 3/4" es inferior a un 5% (material fino).

2) Material cuyo retenido en el tamiz 3/4" es inferior a un 15% (material granular)

3) Material cuyo retenido en el tamiz 3/4" es superior a un 15% (material granular grueso)

I.a.1 Material R# 3/4" < 5%

En laboratorio se conforman las probetas con todo el material y la energía de compactación a especificar. Se obtiene así la densidad máxima y humedad óptima. Para el control de calidad en la etapa constructiva, para dar por aprobada la capa en lo que concierne a su grado de compactación, se determinará su humedad y densidad en obra (por el método del cono de arena), que se comparará con la obtenida en laboratorio. De acuerdo a lo exigido en el Pliego de Condiciones y Especificaciones Técnicas (100%; 98%; 95%, etc.) se aprobará o no la capa construida. Es decir se compararán los resultados de laboratorio (ds y hópt) directamente con los resultados de obra (Ds = P_T/V_T y H). Siendo P_T el peso seco total del material extraído del pozo y V_T el volumen que ocupara.

I.a.2 Material R # 3/4" < 15%

Las probetas en laboratorio se conforman con el material pasante por el tamiz 3/4", se determina la densidad máxima y la humedad

óptima con la energía especificada. Como la fracción retenida en el tamiz 3/4" no se incluyó en la conformación de la probeta, tanto la densidad máxima como la humedad óptima obtenidas en laboratorio se deben corregir siendo:

$$dsc = \frac{100}{\frac{G}{\gamma_G} + \frac{F}{ds}}$$

$$hoptc = \frac{F \times hopt + G \times Abs\ G}{100}$$

Donde:

dsc = Densidad seca corregida del total del material para una determinadas energía de compactación (Ec).

G = Porcentaje en peso del material retenido en el tamiz 3/4"

F = Porcentaje en peso del material pasante por el tamiz 3/4"

f_l_G = Peso específico saturado a superficie seca de la fracción retenida en el tamiz 3/4"

ds = Densidad seca máxima de la fracción pasante por el tamiz 3/4", obtenida en laboratorio para una determinada Ec (energía de compactación)

hoptc = Humedad óptima corregida (%)

hopt = Humedad óptima de la fracción pasante por el tamiz 3/4", obtenida en laboratorio.

AbsG = Porcentaje de humedad de absorción del material retenido en el tamiz 3/4"

Siendo la fracción gruesa del material inferior a un 15% se corrigen los valores obtenidos en laboratorio (dsc y hoptc). Para el control de compactación en obra se comparan dichos valores corregidos con la

densidad y humedad de obra ($D_s = P_T/V_T$; H).

1.a.3 Material R# 3/4" > 15%

Las probetas en laboratorio se conforman con la fracción pasante por el tamiz 3/4"; se determina su humedad óptima y su densidad máxima (ds y hopt) a la energía especificada, no se realiza ninguna corrección en laboratorio. Como la fracción retenida en el tamiz 3/4" no se incluyó en la conformación de la probeta, para poder comparar la densidad de obra (que incluye al material grueso) con la obtenida en laboratorio, se debe efectuar una corrección sobre la densidad de obra.

Siendo:

$$Dsc = \frac{P_T - P_R}{V_T - V_R}$$

Dsc = Densidad de obra corregida
 P_T = Peso seco total del material extraído del pozo
 V_T = Volumen del pozo
 P_R = Peso de la fracción retenida en el tamiz 3/4"
 V_R = Volumen del material retenido en el tamiz 3/4"; $V_R = P_R/f_l_G$

Para realizar el control de compactación en obra, se comparan la densidad obtenida en laboratorio (ds) con la densidad de obra corregida (Dsc).

Esta corrección es válida hasta aproximadamente 30% de material grueso, ya que un porcentaje mayor implica que el esqueleto granular conformado por la

fracción retenida en el tamiz 3/4" no deja un volumen de vacíos suficiente para que el material fino pueda ser compactado.

dependerá del escalonamiento granulométrico que presente el material.

Lógicamente el límite estimado (30%)

Resumiendo, para control de densidad y húmeda de obra en ejecución resulta:

| | En laboratorio | En obra |
|---------------------|--|--|
| R # 3/4" < 5% | ds | $D_s = \frac{P_T}{V_T}$ |
| 5% < R # 3/4" < 15% | $d_{sc} = \frac{100}{\frac{G}{\gamma_G} + \frac{F}{ds}}$ | $D_s = \frac{P_T}{V_T}$ |
| R # 3/4" > 15% | ds | $D_{sc} = \frac{P_T - P_R}{V_T - V_R}$ |

I.b Ensayos de V.S.

Para conocer el aporte estructural de las distintas capas granulares, suelo seleccionado y subrasante que integran el diseño estructural de un proyecto, se debe determinar su V.S.

I.b.2 Material R # 3/4 < 15%

Se conforman las probetas con el material pasante el tamiz 3/4", compensando al material grueso, que quedó retenido en el tamiz 3/4" y que no se incorporó, por una fracción de material que pasa el tamiz 3/4" y es retenida en el tamiz. No 4.

I.b.1 Material R # 3/4" < 5%

Se conforman las probetas con todo el material, en general se utiliza el método dinámico simplificado (56, 25 y 12 golpes por capa, con la humedad óptima correspondiente a la Energía de Compactación especificada).

I.b.3 Material R # 3/4" > 15%

Las probetas para V.S. se conformarán reemplazando sólo hasta un 15% el material retenido por el tamiz 3/4", por la fracción que pasa el tamiz 3/4" y retiene el tamiz No. 4.

Tanto en el caso I.b.2 como el I.b.3 se efectúa una compensación con el objetivo de reemplazar en laboratorio al material grueso no incluido en la conformación de la probeta. Si bien la misma no tendrá la granulometría de la muestra de obra, presenta en la fracción pasa tamiz 3/4" y retiene el tamiz No. 4 un mayor porcentaje de material, es decir una mayor proporción de partículas de mayor diámetro, compensando al material su escalonamiento granulométrico será más similar al de obra por la compensación realizada.

Previamente a la determinación del V.S deberán hacer los ensayos de compactación, para conocer la densidad máxima y humedad óptima con la Energía de Compactación especificada, en dichas condiciones se moldearán las probetas de V.S.

Estas nuevas condiciones volumétricas de las probetas conformadas con material compensado, son las que corresponden para evaluar su capacidad portante y no deben confundirse con las determinadas en I.a.2 y I.a.3 utilizadas para el control de las exigencias de compactación.

I.c Para evaluación de un pavimento existente. Ensayos de compactación.

I.c.1 Material R # 3/4" < 5%

Sobre la muestra extraída de la perforación realizada en el pavimento existente se realizará en laboratorio el ensayo de compactación. De acuerdo al material de que se trate (A1, A2....A7) se le aplicará la energía de compactación correspondiente.

La curva de densidad seca versus humedad

obtenida en laboratorio ($d_s - h$) y los valores puntuales de la densidad y humedad obtenidos "in situ" ($D_s = P_T/V_T, H$) permitirán evaluar las condiciones volumétricas de la subrasante o capa granular en estudios. Así por ejemplo esquematizando el problema, si se supone que los distintos puntos numerados (figura 152) corresponden a posibles condiciones "in situ" y la curva E_c a la energía de compactación indicada para ese material, se puede asumir que:

- 1 Material bien compactado, en rama seca
- 2 Material bien compactado, humedad óptima
- 3 Material bien compactado, rama húmeda
- 4 Material descompactado, rama seca
- 5 Material sobrecompactado, rama seca
- 6 Material descompactado, rama húmeda
- 7 Material sobre compactado, rama húmeda

Por el grado de compactación que ellos presentan el material 4 está más alejado de la humedad óptima que el material 5, aunque presente el mismo grado de humedad y el material 7 esta más cercano a la saturación que el material 6, aunque presente el mismo grado de humedad. Los materiales 4 y 6 estarían sobre una curva densidad - humedad que corresponde a una energía de compactación inferior a la especificada (E_c), es decir con un grado de densificación inferior al exigido en el momento de su construcción y los materiales 5 y 7 estarían sobre una curva que corresponde a una energía mayor que la especificada; es decir con un grado de densificación superior al

exigido en la etapa constructiva.

I.c.2 Material R # 3/4" < 15%

Se determina la densidad máxima y la humedad óptima (d_s y h_{opt}) del material que pasa el tamiz 3/4", con la energía que le corresponda. Se corrigen dichos valores por la influencia del material retenido en el tamiz 3/4" siendo:

Se grafica la curva d_{sc} versus h_{optc} y se analiza la posición correspondiente de la condición volumétrica "in situ" ($D_s = P_T/V_T$; H).

I.c.3 Material R # 3/4" > 15%

Se determina en laboratorio de densidad máxima y la humedad óptima (d_s y h_{opt}) del material que pasa el tamiz 3/4". Se corrige la densidad y humedad obtenidas "in situ" mediante las siguientes expresiones:

$$D_{sc} = \frac{P_T - P_R}{V_T - V_R}$$

$$H_c = \frac{100H - G \times AbsG}{F}$$

Se grafica la curva ($d_s - h$) y se analiza la posición correspondiente de la condición volumétrica "in situ" (D_{sc} y H_c).

Se comparan así las densidades y humedades "in situ" en el momento de hacer perforaciones, con las obtenidas en laboratorio para poder conocer su grado de compactación y su ubicación en la rama seca o húmeda de la curva que le corresponda.

I.d Ensayo de V.S.

Las probetas se moldearán con el material extraído de las distintas capas y subrasante durante la ejecución de las perforaciones, estableciéndose distintas metodologías según sea la gradación granulométrica del material. Se compactarán en forma dinámica y se ensayarán embebidas y sin embeber. Se moldearán con la humedad "in situ" y 56 golpes por capa, dependiendo el número de capas, peso del pisón y altura de caída, de la energía que le corresponda al tipo de suelo en estudios (AASHO T99, AASHO T180). De acuerdo a lo que surja de la comparación de la densidad obtenida en laboratorio con la densidad obtenida "in situ", se moldeará una nueva serie de probetas, con una mayor energía de compactación (si la densidad "in situ" es mayor que la obtenida en laboratorio) o con una menor energía (si la densidad "in situ" es menor que la de laboratorio).

Para el primer caso podría ser 70 golpes por capa y para el segundo 25 golpes, estas determinaciones se hacen a fin de cubrir un rango de densidades que permitan determinar con relativa exactitud el V.S. del material en las condiciones volumétricas "in situ", graficando densidad versus V.S. entrando en el gráfico con la densidad "in situ" se puede conocer el valor portante de la capa en estudio en las condiciones de servicio.

La determinación de la densidad "in situ" para conocer el V.S. mediante el gráfico densidad versus V.S. dependerá de la granulometría que presente el material.

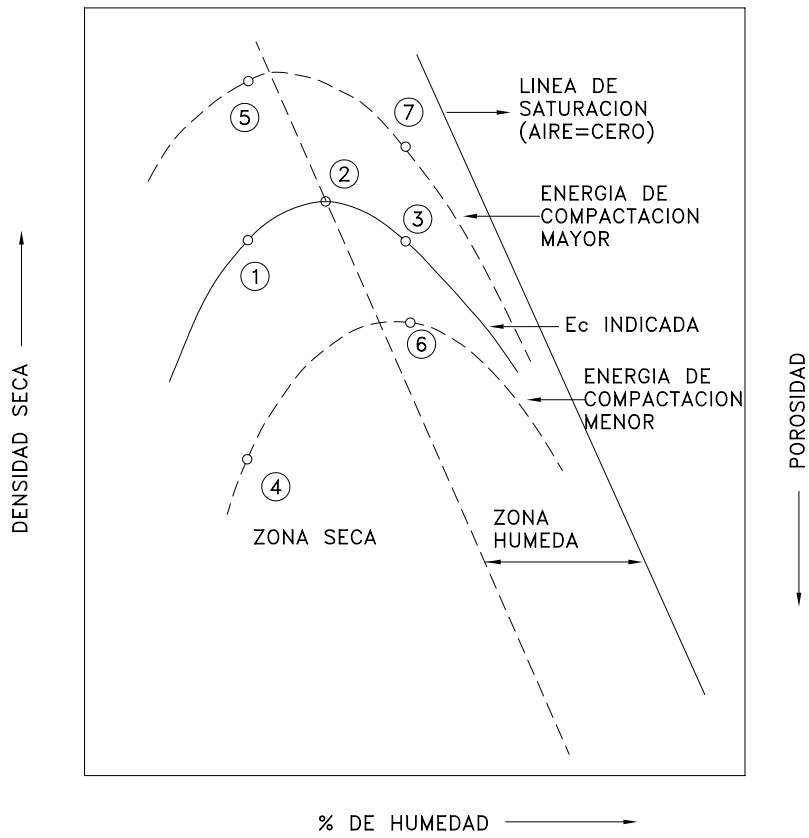


FIGURA 152
LA LINEA PUNTEADA MARCA EL LIMITE DE SEPARACION ENTRE
LA RAMA SECA Y LA RAMA HUMEDA, PARA UN DADO MATERIAL Y
TECNICA DE COMPACTACION (ESQUEMATICO).

I.d.1 Material R # 3/4" < 5%

Las probetas para ensayar al V.S. se moldearán con todo el material y con la humedad "in situ", la energía de compactación será la que corresponda al tipo de material de que se trate. La densidad "in situ" se determinará como el cociente entre el peso total seco del material extraído del pozo y el volumen del pozo ($D_s = P_T/V_T$).

I.d.2 Material R # 3/4" < 15%

Las probetas para ensayar al V.S. se moldearán compensando al material retenido por el tamiz 3/4", por un mismo porcentaje que pasa tamiz 3/4" retiene tamiz No. 4, respetando las gradaciones intermedias y con la humedad obtenida "in situ". La densidad "in situ" se obtendrá como el cociente entre el peso total seco del material extraído y el volumen que ocupara.

Se debe determinar el porcentaje del material retenido en el tamiz 3/4" de la muestra utilizada para obtener las condiciones volumétricas "in situ", ya que ése será el porcentaje a compensar en el ensayo de V.S.

Consecuentemente si el material extraído del pozo presentara un 12% de retenido en el tamiz 3/4", las probetas para V.S. se moldearán con un 88% del material pasante por el tamiz 3/4" (con la granulometría propia de la muestra) y un 12% de pasa tamiz 3/4" y retiene el tamiz No. 4 (respetando las gradaciones intermedias).

I.d.3 Material R #3/4" > 15%

Las probetas para ensayar al V.S se moldearán compensando hasta un 15% del material retenido por el tamiz 3/4", por un material que pasa el tamiz 3/4"y retiene el tamiz No 4. La densidad "in situ" para determinar el V.S. será:

$$D_{sc} = \frac{P_T - \Delta P_R}{V_T - \Delta V_R}$$

Siendo) P_R el peso del material retenido en el tamiz 3/4"que excede el 15% del total retenido (P_R).

$$\Delta V_R = \frac{\Delta P_R}{\gamma_G}$$

$$\Delta P_R = P_R - 15\% P_T$$

P_R peso total del material retenido en el tamiz 3/4"

Por ejemplo para una muestra de 2.000 gr (P_T) cuyo retenido en el tamiz 3/4" sea de 25% será:

$$) P_R = 500 \text{ gr.} - 300 \text{ gr.} = 200 \text{ gr (10\%)}$$

Como las probetas para V.S. se moldearon compensando sólo un 15%, se debe efectuar esta reducción de la densidad "in situ" para que sea comparable con la densidad de laboratorio. Resumiendo, para determinar el grado de compactación de obra en servicio:

| | En laboratorio | En obra |
|---------------------|---|---|
| | Se comparan condiciones "in situ" con curvas densidad - húmeda de laboratorio | |
| R # 3/4" < 5% | ds / h | $Ds = \frac{P_T}{V_T} ; H$ |
| 5% < R # 3/4" < 15% | dsc / hc | $Ds = \frac{P_T}{V_T} ; H$ |
| R # 3/4" > 15% | ds / h | $Dsc = \frac{P_T - P_R}{V_T - V_R} ; H$ |

Para determinar V.S. en las condiciones volumétricas de obra en servicio

| | En laboratorio (h = H in situ) | En obra |
|-------------------|--|---|
| R 3/4" > 5% | ds / H | $Ds = \frac{P_T}{V_T}$ |
| 5% < R 3/4" < 15% | ds (compensar según % R 3/4" del pozo) | $Ds = \frac{P_T}{V_T}$ |
| R 3/4" > 15% | ds (compensando hasta un 15%) | $Dsc = \frac{P_T - \Delta P_R}{V_T - \Delta V_R}$ |

Para la determinación del V.S. en laboratorio se prepararán dos series de probetas (dsl y

ds2) siendo la primera serie (ds1) conformada con 56 golpes por capa y la segunda serie (ds2) con una energía mayor o menor, según resulta $D_s > ds1$ ó $D_s < ds1$.

Se consideró de interés hacer una reseña sobre el control de las exigencias de compactación en obra y la estimación de su V.S. para el proyecto de un diseño nuevo o de un refuerzo, para dejar bien sentado un concepto fundamental, que es el de establecer una reciprocidad biunívoca entre laboratorio y obra. Ya que no tendría sentido elaborar un cúmulo de ensayos, si los mismos no reproducen dentro de sus limitaciones, las condiciones físicas, volumétricas y mecánicas de la obra en ejecución o del pavimento existente.

Las condiciones físicas se lograrán reproducir si se trabaja con muestras representativas.

Las condiciones volumétricas, determinando la densidad máxima y la humedad óptima para la energía de compactación especificada permitirán determinar el grado de compactación alcanzado en obra, ya sea como control de las exigencias especificadas durante la etapa constructiva o en evaluación para conocer si hubo algún proceso que produjo descompactación o sobrecompactación, percolación de agua, etc.

Las características mecánicas se deben determinar en las mismas condiciones volumétricas en que se encuentra el material en obra, es decir para proyecto de un diseño a la humedad y densidad especificadas en el Pliego de Condiciones y Especificaciones Técnicas (sea 100%, 98%, 95% de la densidad máxima) y para evaluación de un pavimento en servicio a la densidad y

humedad que presente el material en la obra existente, ya sea saturado, descompactado, sobrecompactado o con una humedad inferior a la óptima.

1.e Sobre el control de compactación en obra y las densidades secas máximas a exigir en materiales granulares con elevado porcentaje de material retenido en el tamiz 3/4" (Método de Humphres)

Es por todos conocido el problema que se presenta en obra cuando es necesario determinar el peso unitario seco máximo a exigir en capas conformadas con agregados granulares con tamaño máximo superior a 1" y consecuentemente alto porcentaje de la fracción retenida en el tamiz 3/4".

A las fluctuaciones que se presentan en la graduación granulométricas, se suma el distinto peso específico aparente que presentan las partículas de cada fracción gruesa por tener distinta composición mineralógica.

Al especificar la mínima densidad máxima a exigir, se debe tener en cuenta toda la experiencia acumulada en la construcción de obras similares; tanto la experiencia como la técnica llevan a pensar que una forma de determinar fehacientemente el mínimo necesario de pasadas de equipo, la humedad adecuada y el espesor conveniente de la capa, es mediante tramos experimentales, compactando al material de acuerdo a una serie de alternativas programadas y seleccionando así un patrón de compactación.

Siendo la elección de las distintas variables (equipos, número de pasadas, espesor de capa) fundamentalmente un problema de

economía, no cabe la menor duda que entre varias alternativas comparables, una empresa va a elegir la combinación que más convenga a sus intereses económicos, es decir la que permite cumplir con las exigencias requeridas con el menor costo.

En base y sub bases granulares a cada granulometría que presente el material le corresponde una densidad máxima posible de alcanzar en obra, la densidad máxima aumenta al aumentar el porcentaje de retenido en el tamiz de corte hasta un cierto límite, luego disminuye. Sabido es que las exigencias granulométricas constituyen un medio indirecto de obtener un mínimo de vacíos. Si la proporción de partículas gruesas es alta como para tener contacto continuo entre sí, esta fracción da origen a una estructura granular gruesa (macroestructura) en la cual el material fino queda ocupando los vacíos de la misma; la cantidad máxima de agregado grueso debe ser compatible con la trabajabilidad de la mezcla en la etapa constructiva. Teóricamente la proporción óptima de finos en su máxima compactación, debería ser justo la necesaria para llenar el volumen de vacíos de la fracción gruesa si se buscara obtener una mezcla, cuya granulometría brindara el mínimo porcentaje de vacíos.

Si el porcentaje del material retenido en el tamiz de corte se mantiene constante, pero cambia su granulometría, la densidad máxima a exigir podrá aumentar o disminuir de acuerdo al escalonamiento granulométrico que dicha fracción presente. Es decir que tratándose de materiales granulares gruesos la representatividad del material de obra en laboratorio resulta bastante problemática.

El objeto de este informe es desarrollar el método de Humphres, que permite conocer las variaciones de la densidad máxima de un cierto material debido a fluctuaciones en la graduación granulométrica, para una energía de compactación determinada.

Se utiliza como tamiz de corte el No. 4 (4.8mm) y determinando el peso específico, la densidad compactada y la densidad suelta de cada una de las fracciones, se puede determinar una curva de densidad máxima cuyos valores corresponderán a las densidades máximas obtenidas en obra usando un equipo adecuado de compactación.

Como la curva de densidades máximas puede determinarse en el laboratorio antes de la construcción, el control en el terreno queda reducido a ensayos de densidad "in situ" y granulometrías, quedando el equipo de inspección afectado a los ensayos de densidad en laboratorio, con tiempo libre para dedicar la atención adecuada a otras tareas de control.

Este método tiene una base teórica experimental donde se utilizan las siguientes determinaciones en laboratorio:

- 1) e_F = Peso específico de la fracción que pasa el tamiz de corte (No. 4)
- 2) d_{FM} = Peso unitario seco suelto de la fracción que pasa el tamiz de corte (No. 4)
- 3) d_{FC} = Densidad seca máxima de la fracción que pasa el tamiz de corte (No. 4)
- 4) d_G = Peso específico de la fracción de material retenido por el tamiz de corte (No.4)
- 5) d_{GM} = Peso unitario seco suelto de la fracción de material retenido por el tamiz de corte (No. 4)
- 6) d_{GC} = Densidad seca máxima de la

fracción de material retenido por el tamiz de corte (No. 4)

Siendo G el porcentaje de material retenido por el tamiz de corte (No. 4) y F el porcentaje de material que pasa por dicho tamiz, se representan gráficamente ocho curvas, cuyas fórmulas contienen los valores determinados experimentalmente y se detallan a continuación.

$$\text{FORMULA A} \quad dp = \frac{100}{\frac{F}{d_{FC}} + \frac{G}{\gamma_G}}$$

$$\text{FORMULA B} \quad dp = \frac{100}{\frac{F}{d_{FM}} + \frac{G}{\gamma_G}}$$

$$\text{FORMULA C} \quad dp = \frac{100}{\frac{G}{d_{GC}} + \frac{F}{\gamma_F}}$$

$$\text{FORMULA D} \quad dp = \frac{100}{\frac{G}{d_{GM}} + \frac{F}{\gamma_F}}$$

$$\text{FORMULA E} \quad dp = d_{GC} + \frac{F \times d_{GC}}{100 - F}$$

$$\text{FORMULA F} \quad dp = d_{GM} + \frac{F \times d_{GM}}{100 - F}$$

$$\text{FORMULA G} \quad dp = d_{FC} + \frac{G \times d_{FC}}{100 - G}$$

$$\text{FORMULA H} \quad dp = d_{FM} + \frac{G \times d_{FM}}{100 - G}$$

En la figura 153 se muestran gráficamente las ocho fórmulas que representan las curvas respectivas. En ordenadas se ubican pesos unitarios secos y en abscisas la fracción de material que pasa el tamiz de corte.

La curva A se considera partiendo del material pasante por el tamiz de corte (No 4), compactado a su densidad máxima (d_{FC}) y a medida que se va incorporando material mayor que el tamiz de corte, en cantidades crecientes, se va incrementando la densidad hasta llegar a 100% de material grueso, que corresponde al valor del peso específico de esa fracción, lo que no es posible en la realidad, pues para ello no tendrían que existir vacíos. Es decir la curva no se cumple en la práctica si no solamente en forma teórica.

Las curvas B, C y D se establecen de la misma manera que la curva A, sustituyendo los valores adecuados.

La curva E se considera partiendo del material grueso compactado (d_{GC}), cuyos vacíos se llenan con material fino, aumentando así progresivamente la densidad, manteniendo el volumen constante. El material fino irá llenando los vacíos del grueso hasta que una vez colmatados éstos, se empiezan a separar las partículas del material grueso, disminuyendo desde este punto la densidad de la mezcla.

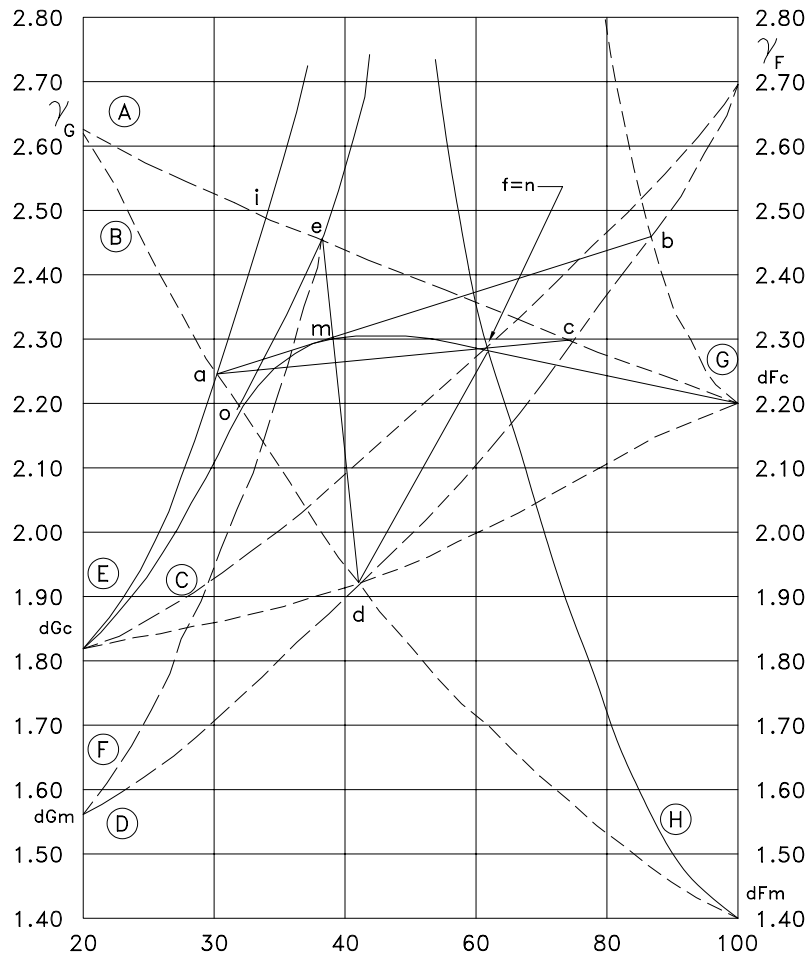


FIGURA 153

El punto I indicará la densidad teórica máxima.

En forma similar puede representarse la curva F, pero partiendo del material grueso suelto (d_{GM}).

Las curvas G y H se deducen partiendo del material fino compactado (d_{FC}) y suelto (d_{FM}) respectivamente al cual se le va agregando material grueso, estas curvas son evidentemente teóricas.

Las curvas B y D tienen como origen el material suelto fino y grueso respectivamente y se interceptan en el punto d, punto que corresponde a la densidad teórica mínima dado que las curvas representan valores basados en las densidades sueltas de las dos fracciones.

Para determinar la curva de densidad máxima se razona del siguiente modo: cuando cantidades crecientes de material fino suelto se agregan al material grueso compactado, se debería seguir la curva E, pero debido a la interferencia de las partículas los vacíos de material grueso varían de un mínimo a un máximo a medida que la cantidad de material fino agregado va en aumento, separando las partículas del grueso. Así se intercepta a la curva A en el punto e (intersección con F) donde el material grueso estará teóricamente en condición suelta.

Se determinará así una nueva curva cuyos puntos extremos serán los correspondientes a d_{GC} y e. Para determinar los puntos intermedios se usará la ecuación de la curva A, en la cual se reemplaza a d_{FC} por de y a e_G por d_{GC} , quedando la fórmula:

$$dp = \frac{100}{\frac{G}{d_{GC}} + \frac{F}{de}}$$

Para el trazado de la curva se considera que en el punto e hay 100% de material que pasa por el tamiz de corte. Se determina el porcentaje correspondiente a ese punto y se calcula la densidad seca máxima para el punto correspondiente al 50% del mismo, utilizando para ello la fórmula anterior.

El punto obtenido se denomina r. Mediante las intersecciones entre las curvas teóricas es posible ubicar otros puntos de la curva de densidades secas máximas.

El punto a está determinado por la intersección de las curvas B y E que tienen una existencia física limitada. El punto b está dado por las curvas D y G, esta última no tiene existencia física, siendo puramente teórica. Los puntos a y b son intersecciones gráficas opuestas. El punto c está determinado por las curvas A y D; los puntos a y c corresponden a densidades teóricas máximas, con distintos porcentajes de material grueso, por encontrarse sobre las curvas límites.

La curva H no tiene existencia física posible. El punto f se obtiene de la intersección de las curvas H y C.

Los puntos e y f son de densidad teórica máxima, partiendo en un caso de grueso suelto (punto c) y en el otro del fino suelto (punto f).

Es posible obtener otros puntos de la curva de densidades máximas, la intersección de la

recta ab con la cd, determina el punto m de densidad máxima real, que está ubicada sobre la recta ed de densidad máxima (e) y mínima (d) teóricas.

La intersección de la recta ac con la fd determina el punto n de la curva. (n coincidente con f en el ejemplo).

Con los puntos d_{GC} , r, o, m, n, d_{FC} es posible trazar la curva de densidades máximas, que cubre todos los valores a exigir para distintos porcentajes de material grueso (retenido por el tamiz No.4) y fino (pasante por el tamiz No. 4). Dejando expresa constancia que dicha curva responde a un material al que se lo considera conformado por esas dos fracciones en distintas proporciones, pero que cada una de esas fracciones mantiene su graduación granulométrica.

Considerando que la curva determinada por el método de Humphres, permite establecer para los distintos porcentajes de material retenido en el tamiz No. 4 las densidades a exigir, para realizar el control de compactación en obra, bastará con determinar la densidad "in situ" de todo el material, registrar la fracción retenida en el tamiz No. 4 y compararla con la densidad que para ese porcentaje, establece la curva de densidades máximas del método mencionado.

Si bien se podría aducir que los valores obtenidos son puramente teóricos (aunque determinados en base a resultados de laboratorio), los mismos se verifican con muestras conformadas con distintos porcentajes de material retenido por el tamiz No. 4 y pasante por el tamiz No. 4 mediante compactación dinámica. La experiencia

indica que los valores obtenidos en control de compactación en obra, se ubican por debajo de la curva determinada, pero siguiendo su tendencia y siendo el error porcentual menor para porcentajes de finos altos.

Las tolerancias a exigir deberán estar de acuerdo a un conjunto de factores no manejables, como son heterogeneidad que presente el material, sus distintos escalonamientos granulométricos y la segregación que se produce en este tipo de agregados.

Si los yacimientos presentan distinta composición mineralógica, notable por simple inspección visual del material, las partículas que conforman cualquiera de las fracciones gruesas, presentarán distinto color, textura, forma y peso. Consecuentemente los distintos pesos específicos, se reflejarán en distintas densidades, de acuerdo a la proporción en que cada uno de ellos intervenga, que lógicamente será variable. Es decir que a los factores no manejables ya mencionados, se debe agregar la distinta composición mineralógica que presenta el material en distintas proporciones.

Por todo lo manifestado se recomienda que el grado de compactación a exigir para una determinada capa sea coherente con las propiedades que se deben obtener, es decir una exigencia racional. No es correcto establecer requerimientos excesivos, que carezcan de sentido y a veces imposibles de alcanzar. El hecho de olvidar esta premisa lleva a continuos problemas entre el Contratista y la Supervisión, que solamente sirven para entorpecer la marcha de la obra.

BIBLIOGRAFÍA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS Y MANTENIMIENTO

- | | | | |
|---|---|---|--|
| C | SHELL PAVEMENT DESIGN MANUAL (1978) | | SAMPLING AND TESTING-PART I SPECIFICATIONS-PART II TEST (AASHTO 1993-SIXTEENTH EDITION) |
| C | THICKNESS DESIGN ASPHALT PAVEMENTS FOR HIGHWAY & STREETS (ASPHALT INSTITUTE -MS1-1991) | C | AASHTO GUIDE FOR DESIGN OF PAVEMENT STRUCTURES (AASHTO-1993) |
| C | THE ASPHALT HANBOOK (ASPHALT INSTITUTE-MS4-1989) | C | EVALUACION Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE PAVIMENTOS FLEXIBLES. COMISION PERMANENTE DEL ASFALTO-OCTAVO SIMPOSIO (REPÚBLICA ARGENTINA-1982) |
| C | MIX DESIGN METHODS FOR ASPHALT CONCRETE AND OTHER HOT-MIX TYPES (ASPHALT INSTITUTE MS2-SIXTH EDITION) | C | REUNIÓN DEL ASFALTO-VIGESIMA CUARTA, SEXTA Y SEPTIMA (1986, 1990 Y 1992 RESPECTIVAMENTE). COMISIÓN PERMANENTE DEL ASFALTO (REPÚBLICA ARGENTINA). |
| C | A BASIC ASPHALT EMULSION MANUAL (ASPHALT INSTITUTE-MS 19 SECOND EDITION) | C | MÉTODO PARA LA DOSIFICACIÓN DE HORMIGONES (PUBLICACIONES TÉCNICAS DEL INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO) |
| C | SOILS MANUAL FOR THE DESIGN OF ASPHALT PAVEMENT STRUCTURES (ASPHALT INSTITUTE-MS 10-FIFTH EDITION) | C | CONCRETE PAVEMENT DESIGN FOR ROADS AND STREETS CARRYING ALL CLASSES OF TRAFFIC. (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION) |
| C | PRINCIPLES OF CONSTRUCTION OF HOT-MIX ASPHALT PAVEMENTS (ASPHALT INSTITUTE-MS 22-1993) | C | NUEVOS CONCEPTOS Y MÉTODO PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO DE HORMIGÓN |
| C | ASPHALT OVERLAYS FOR HIGHWAY AND STREET REHABILITATION (ASPHALT INSTITUTE-MS 17-1983) | | |
| C | STANDARD SPECIFICATIONS FOR TRANSPORTATION MATERIALS AND METHODS OF | | |

- (PUBLICACIONES TÉCNICAS DEL INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO Y DE LA DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD)
- C ESTABILIZACIÓN DE SUELOS (TEXTO PARA LAS CATEDRAS DE VÍAS DE COMUNICACIÓN Y CONSTRUCCIÓN DE CARRETERAS-FACULTAD DE INGENIERIA-UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES-REPÚBLICA ARGENTINA)
- C TECNOLOGIA PARA LOS CAMINOS SECUNDARIOS EN LA ARGENTINA-CONGRESOS ARGENTINOS DE VIALIDAD Y TRÁNSITO-SIMPOSIO 1975.
- C ASPHALT IN PAVEMENT MAINTENANCE (ASPHALT INSTITUTE-MS 16-1983)
- C CONSERVACIÓN DE LOS PAVIMENTOS DE HORMIGÓN DE CEMENTO PORTLAND (PUBLICACIONES TECNICAS DEL INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO)
- C ESTUDIO DE CAMINOS VECINALES-MANUAL DE DISEÑO-MINISTERIO DE OBRAS P U B L I C A S Y COMUNICACIONES-REPÚBLICA DEL ECUADOR- (1979)
- C LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES CARRETERAS, FERROCARRILES Y AEROPISTAS (A. RICO RODRIGUEZ Y H. DEL CASTILLO). VOLUMEN 1 Y 2 (REPÚBLICA DE MEXICO)
- C EVALUACIÓN DE PAVIMENTOS (DIRECCIÓN NACIONAL DE VIALIDAD - DIRECCIÓN GENERAL DE CONSERVACIÓN-REPÚBLICA ARGENTINA)
- C SEMINARIO SOBRE REHABILITACIÓN DE PAVIMENTOS (ASOCIACIÓN ARGENTINA DE CARRETERAS-1985)
- C INGENIERIA DE CARRETERAS-P.H.WRIGHT Y R.V. PAQUETTE (1993)
- C INSTRUCCIONES GENERALES PARA ESTUDIOS Y PROYECTOS DE CAMINOS. D.N.V., S.E.O.P. (ARGENTINA, 1971).
- C MANUAL DE CONSERVACIÓN DE CARRETERAS DE P A R T A M E N T O TRANSPORTACIÓN Y OBRAS PÚBLICAS DIRECTORIA OBRAS PÚBLICAS. ESTADO LIBRE ASOCIADO DE PUERTO RICO
- C HIGHWAY DRAINAGE GUIDE LINES, AASHTO, 1992.