



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS INSTITUCIONALES

PAVIMENTOS, ASFALTOS, EMULSIONES Y ADITIVOS

.Del 26 al 28 de noviembre de 1997.

Apuntes Generales

**Ing. Rubén Benjamín Reyes Reyes
Querétaro, Querétaro
1997.**

TIPO	SUB-TIPOS	IDENTIFICACION	SIMBOLO DE GRUPO	NOTAS	
FRAGMENTOS DE TAMAÑOS MAYORES DE 7.6 cm (3") Y MENORES DE 2 m	GRANDES MAYORES DE 75 cm Y MENORES DE 2 m	Fragmentos grandes, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos medianos, predominando los grandes, con menos del 10% de fragmentos chicos o de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos chicos, predominando los grandes, con menos del 10% de fragmentos medianos o de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos medianos y chicos, predominando los grandes sobre los medianos y éstos sobre los chicos, con menos del 10% de suelo. Fragmentos grandes mezclados con fragmentos chicos y medianos, predominando los grandes sobre los chicos y éstos sobre los medianos, con menos del 10% de suelo.	Fg Fgm Fgc Fgmo Fgem	1.—Cuando los fragmentos de roca contengan más del 10% de suelo, el material se clasificará con símbolo doble, utilizando los símbolos del suelo correspondiente y lo del fragmento respectivo. Si el volumen de suelo es mayor del 50% el símbolo de éste se antepone al del fragmento; si el volumen de suelo está comprendido entre 10 y 50%, su símbolo se colocará en seguida del símbolo de los fragmentos de roca.	
	MEDIANOS MAYORES DE 20 cm Y MENORES DE 75 cm	Fragmentos medianos, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos, predominando los medianos sobre los chicos, con menos del 10% de fragmentos grandes o de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos grandes, predominando los medianos sobre los grandes, con menos del 10% de fragmentos chicos o de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos chicos y grandes, predominando los medianos sobre los chicos y éstos sobre los grandes, con menos del 10% de suelo. Fragmentos medianos mezclados con fragmentos grandes y chicos, predominando los medianos sobre los grandes y éstos sobre los chicos, con menos del 10% de suelo.	Fm Fmc Fmg Fmcg Fmge		EJEMPLO 1 EJEMPLO 2 Un material contiene: Un suelo contiene: 60% de GC 40% de Fm 20% de Fg 30% de SM 15% de Fm 20% de Fc 5% de Fc 10% de Fg Su símbolo sería: Su símbolo sería: GC-Fgm Fmcg-SM : Los porcentajes en volumen de los diferentes fragmentos de roca que contiene un material, se hará en forma estimativa.
	CHICOS MAYORES DE 7.6 cm (3") Y MENORES DE 20 cm	Fragmentos chicos, con menos del 10% de otros fragmentos o de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos medianos, predominando los chicos, con menos del 10% de fragmentos grandes o de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos grandes, predominando los chicos, con menos del 10% de fragmentos medianos o de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos medianos y grandes, predominando los chicos sobre los medianos y éstos sobre los grandes, con menos del 10% de suelo. Fragmentos chicos mezclados con fragmentos grandes y medianos, predominando los chicos sobre los grandes y éstos sobre los medianos, con menos del 10% de suelo.	Fe Fem Fcg Fcmg Fcgm		2.—La clasificación de suelos que aparece en este cuadro corresponde, en general, al Sistema Unificado (S.U.C.S.) y puede considerarse como la versión S.O.P. de dicho sistema. 3.—Todos los tamaños de las mallas que aparecen en este cuadro son los de la U.S. Standard (apertura cuadrada).
GRUESAS ENTRE LA MALLA NÚM. 200 Y 75 mm (malla Núm. 200)	GRAVAS (Más de la mitad de la fracción gruesa se retiene en la malla Núm. 4)	GRAVAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Menos de 5% en peso pasa la malla Núm. 200. Menos de 5% en peso pasa la malla Núm. 200.	GW GP	4.—Como los símbolos de los suelos proceden en general de nombres en el idioma inglés, a continuación se dan las equivalencias de las letras que aparecen en los mismos: G — Grava S — Arena M — Limo C — Arcilla W — Bien graduado P — Mal graduado L — Baja compresibilidad H — Alta compresibilidad O — Suelo orgánico Pt — Turba
		GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Gravos limosas, mezclas de grava, arena y limo, mal graduadas. Gravos arcillosas, mezclas de grava, arena y arcillas, mal graduadas.	Más de 12% en peso pasa la malla Núm. 200 y las pruebas de límites, efectuadas en la fracción que pasa la malla Núm. 40, la clasifican como un suelo ML, abajo de la línea "A" de la carta de plasticidad, o Ip < 6. (Véase abajo, grupo ML.) Más de 12% en peso pasa la malla Núm. 200 y las pruebas de límites, efectuadas en la fracción que pasa la malla Núm. 40, la clasifican como un suelo CL, arriba de la línea	

173

5.—Tratándose de suelos con partículas gruesas, en que el % en peso que pasa la malla

PARTICULAS MENORES DE 7.0 cm (3")

DE PARTICULAS FINAS
MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PARA LA MALLA NUM. 200

DE PARTICULAS GRUESAS
MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL SE RETIENE EN LA MALLA NUM.

GRUESAS
EN LA MALLA NUM.

Se estima que las partículas más pequeñas apreciables a simple vista corresponden a un tamaño de 0.074 mm (malla Núm. 21)

LIMOS Y ARCILLAS LÍMITE LIQUIDO	Más de la mitad de la fracción gruesa para la malla Núm. 4	GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)
	Más de la mitad de la fracción gruesa para la malla Núm. 4	GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)

Menor de 50%	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas limosas o arcillosas ligeramente plásticas. (Dentro de la zona I de la carta de plasticidad.)	GRAVAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Gravas limosas, mezclas de grava, arena y limo, mal graduadas.	Más de 12% en peso pasa la malla Núm. 200 y las pruebas de límites, efectuadas en la fracción que pasa la malla Núm. 40, la clasifican como un suelo ML, abajo de la línea "A" de la carta de plasticidad, o Ip < 6. (Véase abajo, grupo ML.)	GM
	Arcillas inorgánicas de baja o mediana plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas pobres. (Dentro de la zona II de la carta de plasticidad.)			Gravas arcillosas, mezclas de grava, arena y arcillas, mal graduadas.	Más de 12% en peso pasa la malla Núm. 200 y las pruebas de límites, efectuadas en la fracción que pasa la malla Núm. 40, la clasifican como un suelo CL, arriba de la línea "A" de la carta de plasticidad, o Ip > 6. (Véase abajo, grupo CL.)
Entre 50 y 100%	Limos inorgánicos de baja o mediana plasticidad, arenas finas o limos micáceos o diatomeos, limos elásticos. (Dentro de la zona III de la carta de plasticidad.)	ARENAS LIMPIAS (Poco o nada de partículas finas)	Arenas bien graduadas, arenas con grava, poco o nada de fino. Deben tener un coeficiente de uniformidad (Cu) mayor de 6 y un coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 y 3. (Ver nota Núm. 6.)	Menos de 5% en peso pasa la malla Núm. 200.	SW
	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas francas. (Dentro de la zona IV de la carta de plasticidad.)	ARENAS MAL GRADUADAS (Poco o nada de partículas finas)	Arenas mal graduadas, arenas con grava, poco o nada de finos. No satisfacen los requisitos de graduación para SW.	Menos de 5% en peso pasa la malla Núm. 200.	SP
Mayor de 100%	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad. (Dentro de la zona I de la carta de plasticidad.)	ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas.	Más de 12% en peso pasa la malla Núm. 200 y las pruebas de límites, efectuadas en la fracción que pasa la malla Núm. 40, la clasifican como un suelo ML, abajo de la línea "A" de la carta de plasticidad, o Ip < 6. (Véase abajo, grupo ML.)	SM
	Arcillas inorgánicas de muy alta plasticidad, arcillas francas. (Dentro de la zona IV de la carta de plasticidad.)	ARENAS CON FINOS (Cantidad apreciable de partículas finas)	Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcillas mal graduadas.	Más de 12% en peso pasa la malla Núm. 200 y las pruebas de límites, efectuadas en la fracción que pasa la malla Núm. 40, la clasifican como un suelo CL, arriba de la línea "A" de la carta de plasticidad, o Ip > 6. (Véase abajo, grupo CL.)	SC
Mayor de 100%	Limos inorgánicos de alta plasticidad. (Dentro de la zona V de la carta de plasticidad.)				
	Arcillas inorgánicas de muy alta plasticidad. (Dentro de la zona VI de la carta de plasticidad.)				
	Limos y arcillas orgánicas de alta plasticidad. (Dentro de la zona V de la carta de plasticidad.)				

W — Bien graduado
P — Mal graduado
L — Baja compresibilidad
H — Alta compresibilidad
O — Suelo orgánico
Pt — Turba

5.—Tratándose de suelos con partículas gruesas, en que el % en peso que pasa la malla Núm. 200 queda comprendido entre 5 y 12%, se tienen casos de frontera, que requieren el uso de símbolos dobles.

EJEMPLOS: GW-GC corresponde a una mezcla de grava y arena bien graduada, con cementante arcilloso; GW-SM, corresponde a un material bien graduado con menos de 5% pasando la malla número 200 y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

6.—Los coeficientes de Uniformidad (Cu) y de Curvatura (Cc), que se utilizan para juzgar la graduación de los suelos GW, GP, SW y SP, están dados por las siguientes expresiones:

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}}, Cc = \frac{(D_{30})^3}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ en que:}$$

D₁₀, D₃₀ y D₆₀, son los diámetros o aberturas de las mallas correspondientes al 10, 30 y 60% en peso, respectivamente, del material que pasa, según la curva granulométrica.

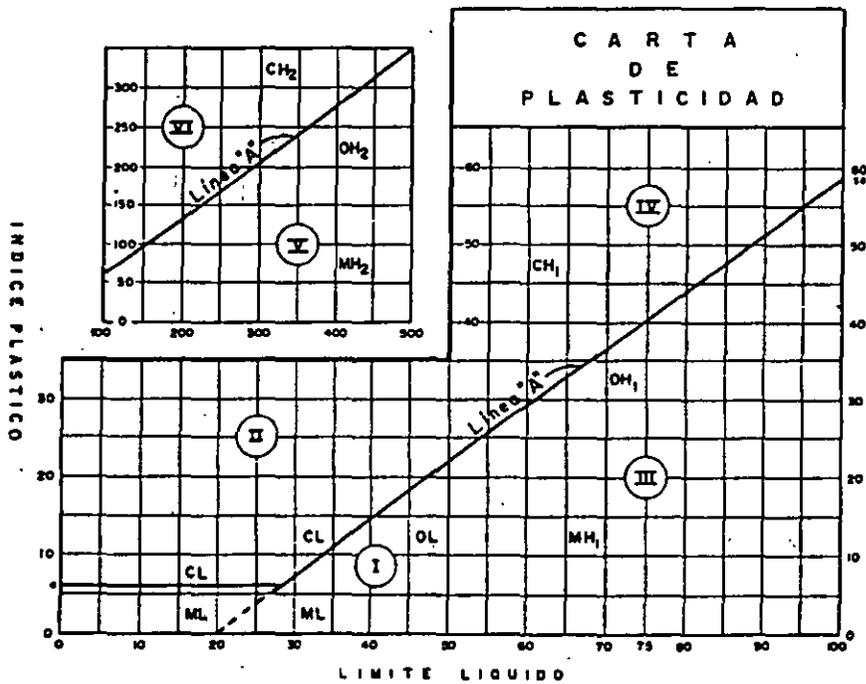
7.—La clasificación de los suelos de partículas finas se determina, principalmente, haciendo pruebas de límite de plasticidad, a la fracción que pasa la malla número 40 para ubicarlos en la carta de plasticidad a que se refiere el inciso 90-02.2, que aparece por separado.

8.—Se ha observado que los suelos OL, OH₁ y OH₂ caen dentro de las mismas zonas de la carta de plasticidad que los suelos ML, MH₁ y MH₂, respectivamente. Sin embargo, casi siempre quedan más cerca de la línea "A" que estos últimos, en virtud de presentar mayores índices Plásticos.

A) ENTE
O) CICOS

Fácilmente identificables por su color, olor, sensación esponjosa y su estructura fibrosa. Turba y otros suelos altamente orgánicos.

Pt



ESPECIFICACIONES GENERALES DE CONSTRUCCION

S U E L O S

PARTICULAS MENORES DE 7.6 cm (3")

DE PARTICULAS FINAS
 MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL PARA LA
 MALLA NUM. 200

DE PARTICULAS GRUESAS
 MAS DE LA MITAD DEL MATERIAL SE RETIENE EN LA MALLA NUM. 200

Se estima que las partículas más pequeñas apreciables a simple vista corresponden a un tamaño de 0.075 mm (malla Núm. 200)

LIMOS Y ARCILLAS
 LIMITE LIQUIDO

ARENAS
 Más de la mitad de la fracción gruesa
 para la malla Núm. 4

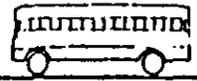
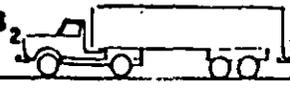
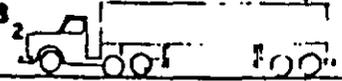
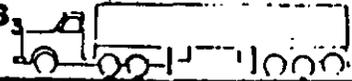
GRAVAS
 Más de la mitad de la fracción gruesa
 se retiene en la malla Núm. 4

ALFAMENTES
 ORGANICOS

MENORES DE 20 CM

175

CARRETERA: _____ TRAMO: _____
 TDPA () _____ COMPOSICION: A₂ _____ A'₂ _____ B₂ _____ C₂ _____ C₃ _____ T₂-S₁ _____ T₂-S₂ _____ T₃-S₂ _____ T₃-S₃ _____

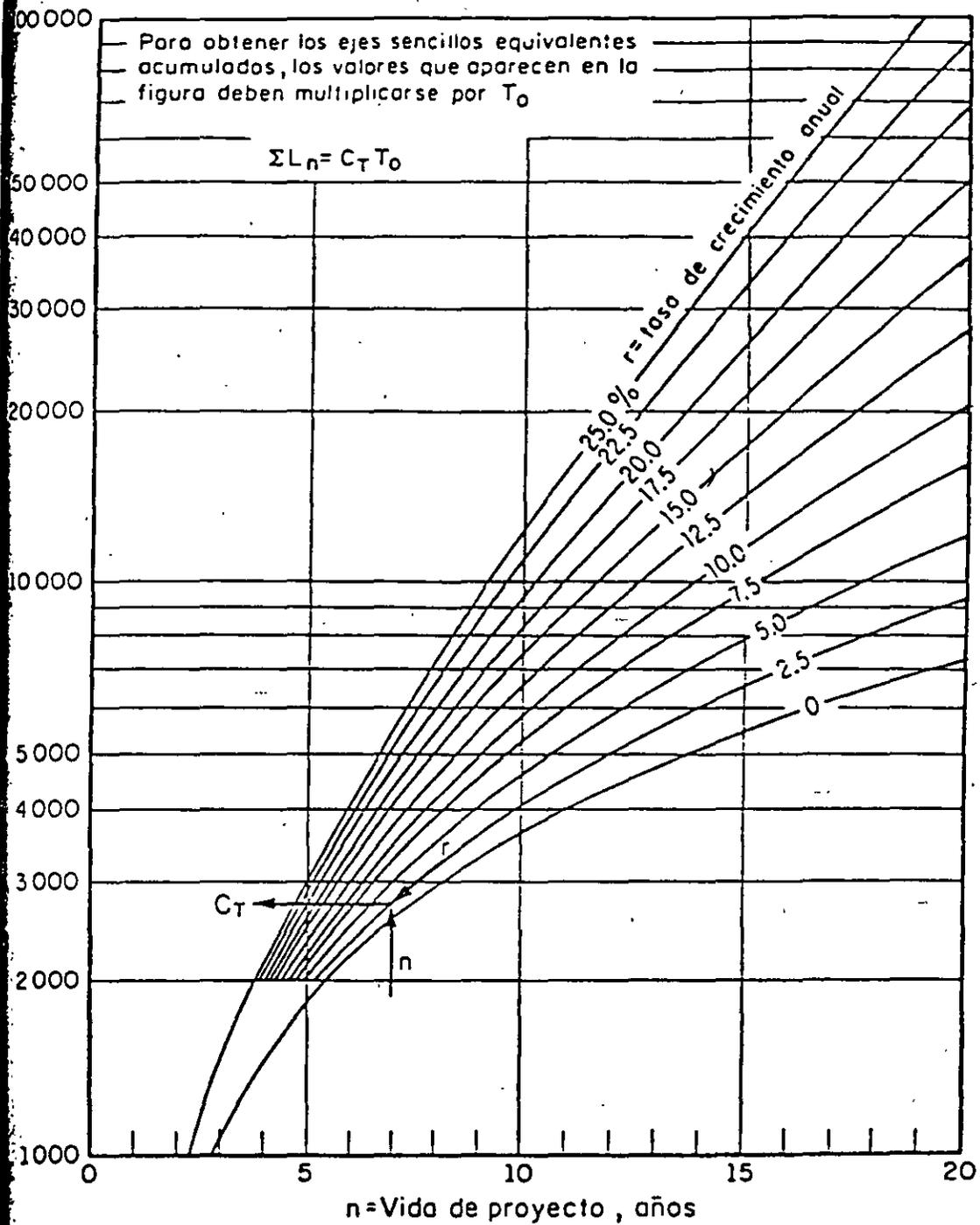
TIPO DE VEHICULO	Nº DE VEHICULOS EN AMBOS LADOS	Nº DE VEHICULOS EN EL CARRIL DE PROYECTO	COEFICIENTE DE DAÑO POR TRANSITO				NUMERO DE EJES EQUIVALENTES DE 8.2 TONELADAS			
			Z = 0 cms.	Z = 15 cms.	Z = 30 cms.	Z = 60 cms.	Z = 0 cms.	Z = 15 cms.	Z = 30 cms.	Z = 60 cms.
A ₂ 			0.004	0.000	0.000	0.000				
A' ₂ 			0.536	0.064	0.023	0.015				
B ₂ 			2.000	1.890	2.457	2.939				
C ₂ 			2.000	1.890	2.457	2.939				
C ₃ 			3.000	2.817	2.457	2.940				
T ₂ -S ₁ 			3.000	3.431	4.747	5.759				
T ₂ -S ₂ 			4.000	4.358	4.747	5.760				
T ₃ -S ₂ 			5.000	5.285	4.747	5.761				
T ₃ -S ₃ 			6.000	5.239	4.746	5.758				
Nº de carriles en ambas direcciones		Coefficiente de distribución para el carril de proyecto (%)	TOTAL				T ₁ , T ₂ , T ₃ , T ₄ = Tránsito equivalente inicial			
2	50									
4	40 - 50									
6 o más	30 - 40									

Años de servicio, n = _____ Tasa de crecimiento anual, r = _____ %
 Coeficiente de acumulación del tránsito, C = _____

Tránsito acumulado: $\sum L_n = CT_1$ _____ $\sum L_n = CT_2$ _____
 $\sum L_n = CT_3$ _____ $\sum L_n = CT_4$ _____
 $C = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$

Coef. de distribución por carril _____

TABLA PARA CALCULO DEL TRANSITO ACUMULADO EN FUNCION DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 TONELADAS.



$$C_T = 365 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1} = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right]$$

C_T = Coeficiente de acumulación del tránsito, para n años de servicio y una tasa de crecimiento anual r

T_0 = Tránsito equivalente medio diario en el carril de proyecto, durante el primer año de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

ΣL_n = Tránsito acumulado al cabo de n años de servicio, ejes sencillos equivalentes de 8.2 ton

Fig A2. Gráfica para estimar el coeficiente de acumulación del tránsito

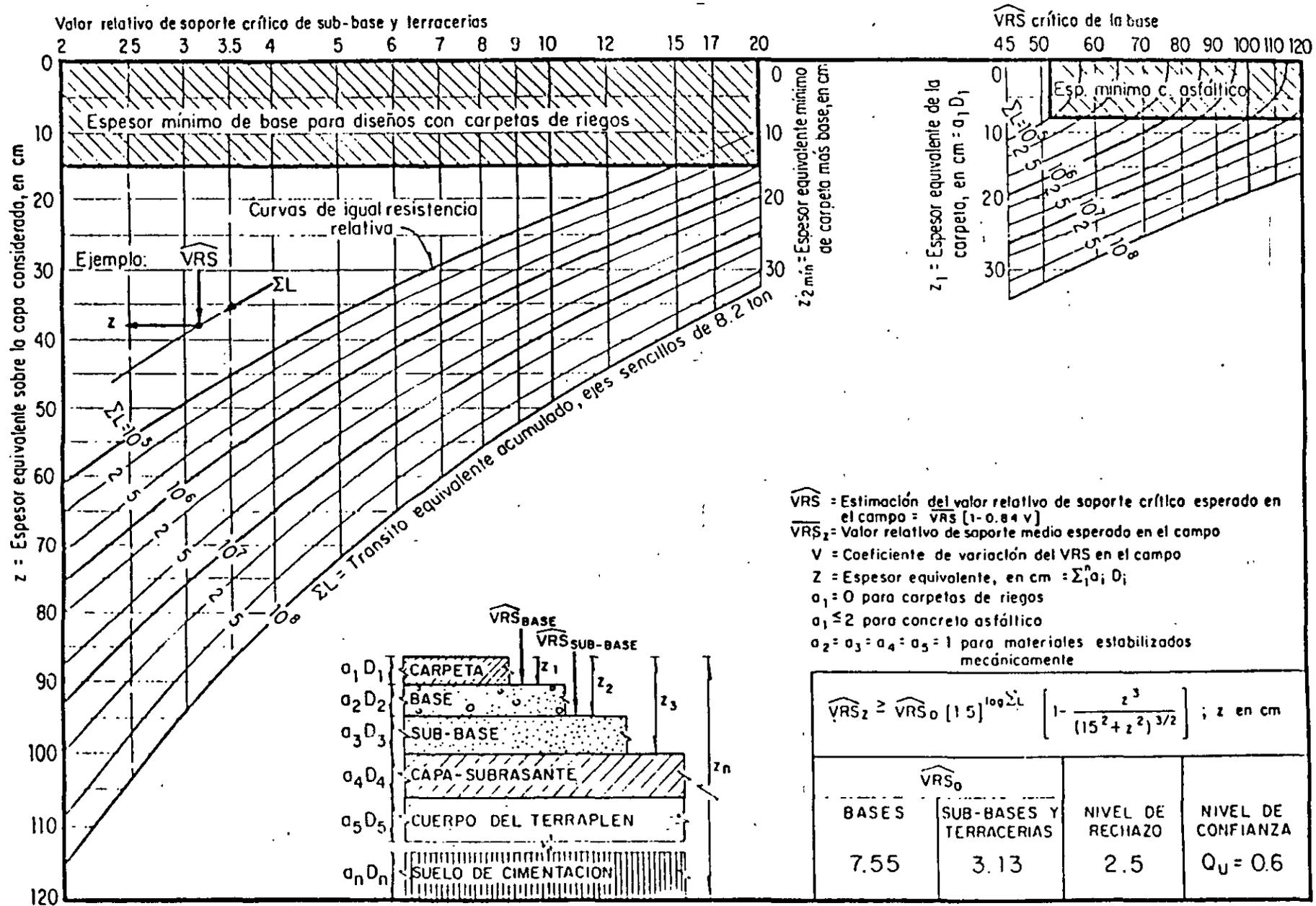


Fig A4. Gráfico para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

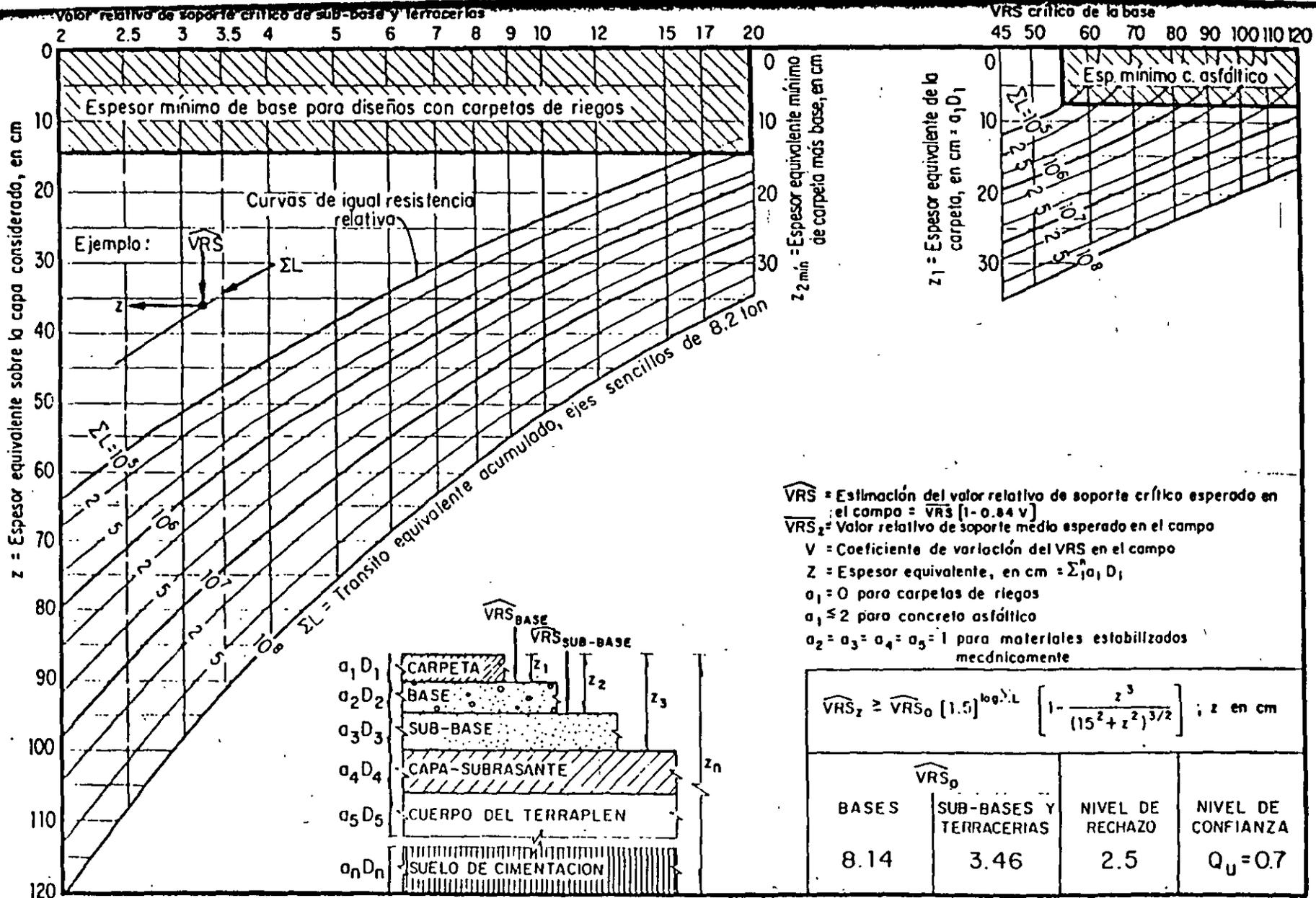


Fig A5. Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

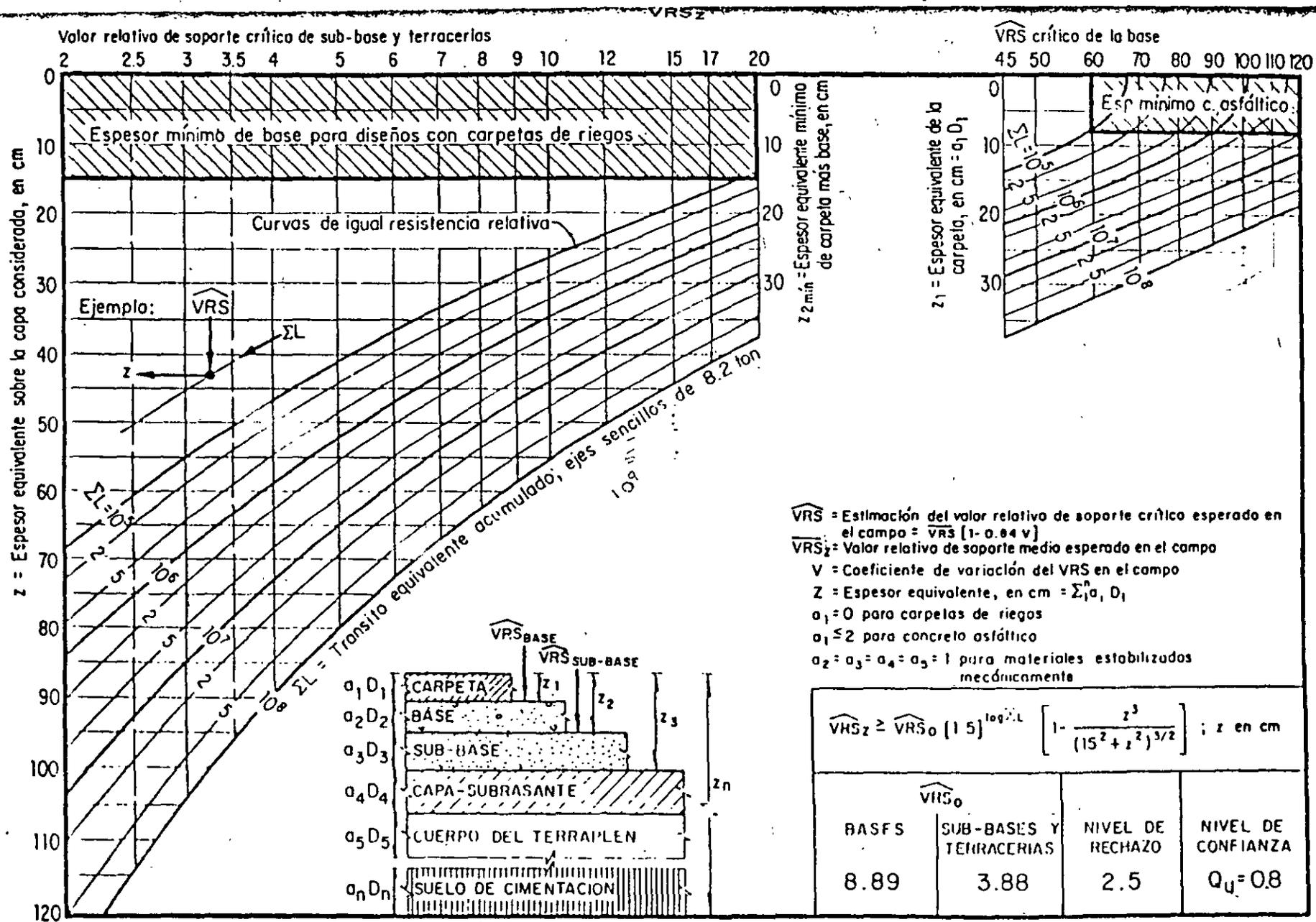


Fig A6. Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

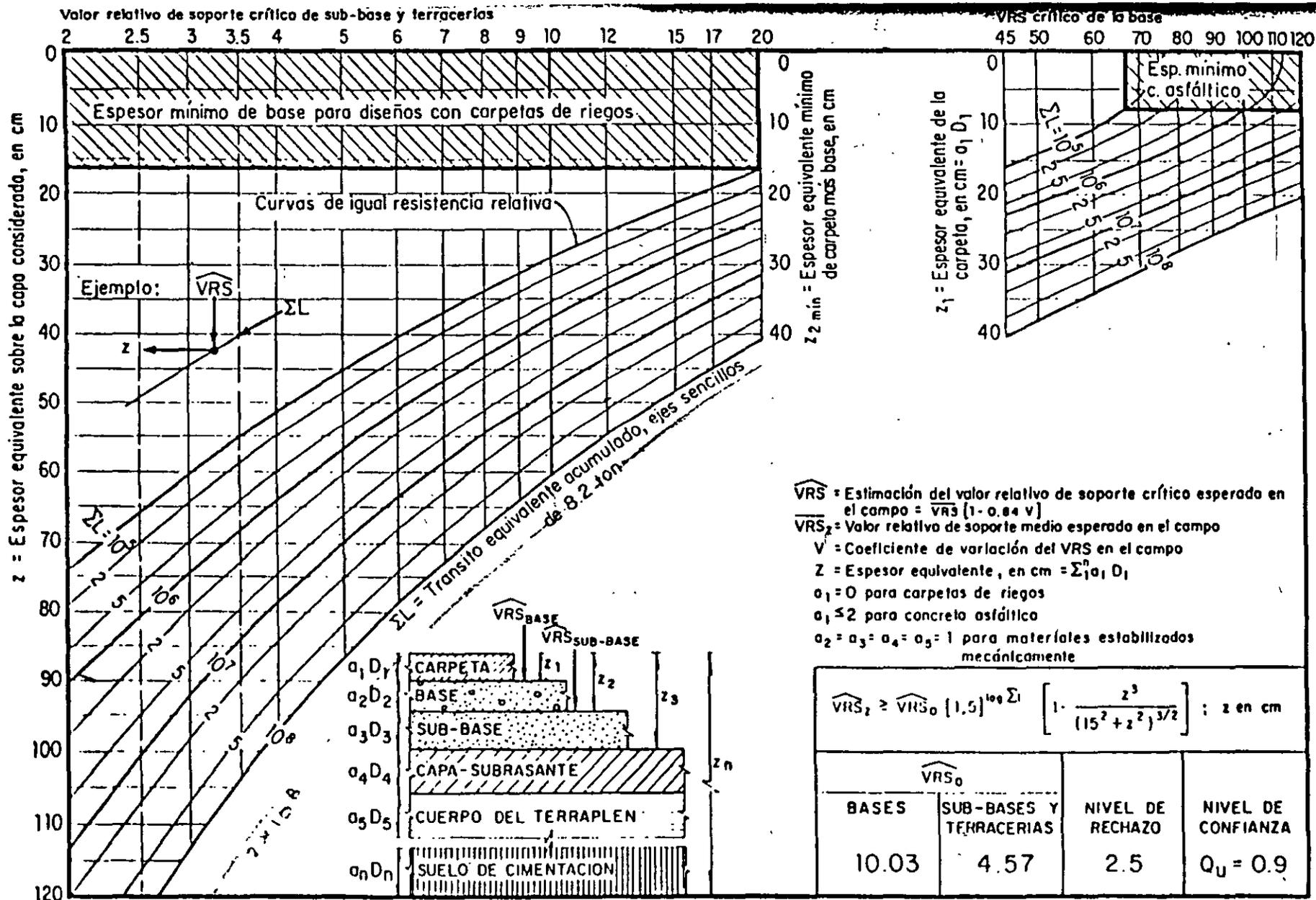


Fig A7. Gráfica para el diseño estructural de carreteras con pavimento flexible

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION DEL TRANSITO ①	COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE VEHICULOS CARGADOS O VACIOS ②		COMPOSICION DEL TRANSITO CARGADOS O VACIOS ③ = ① x ②	COEFICIENTES DE DAÑO		NUMERO DE EJES SENCILLOS EQUIVALENTES DE 8.2 ton	
		CARGADOS	VACIOS		CARPETA Y BASE Z = _____ ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS Z = _____ ⑤	CARPETA Y BASE ⑥ = ③ x ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS ⑦ = ③ x ⑤
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
		CARGADOS						
		VACIOS						
SUMAS	1.000	_____		1.000	EJES EQUIVALENTES PARA TRANSITO UNITARIO ⑧			
COEFICIENTE DE ACUMULACION DEL TRANSITO, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$					TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO ⑨			
n = AÑOS DE SERVICIO =					C _T ⑩			
r = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = %					ΣL ⑪ = ⑧ x ⑨ x ⑩			
TDPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL =					CD CARRIL PROYECTO =			

Cálculo del tránsito equivalente acumulado (ΣL)

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
 INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

CALIDAD DESEABLE	(Optima)
CALIDAD ADECUADA	(Intermedia)
CALIDAD TOLERABLE	(Mínima aconsejable)

OBRAS VIALES	TDPA	RED
ESPECIALES	20,000	AUTOPISTAS Y SUB-URBANAS
TIPO I	2,500 - 10,000	AUTOPISTAS Y FEDERAL
TIPO II	500 - 2,500	FEDERAL Y ESTATAL
TIPO III		ESTATAL
TIPO IV		RURAL

TABLO 1

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE TERRAPLEN

CARACTERISTICA	C A L I D A D		
	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Granulometría (mm)	80% mín < 76 y 95% mín < 200	80% mín < 750	
Tamaño Máximo (mm)	- - -	1000 ó 1/2 es- pesor del cuer- po.	1500 ó 1/2 es- pesor del cuer- po.
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	30 máx	40 máx	40 máx
Límite Líquido (LL) (%)	40 máx	50 máx	60 máx
Índice Plástico (IP) (%)	15 máx	20 máx	25 máx
Compactación (%) (AASHTO Est.)	95 mín	95 ± 2	95 ± 2
V.R.S. (%) (Compactación dinámica)	10 mín	10 mín	5 mín
Expansión (%)	3 máx	3 máx	3 máx

TABLA 2

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE LA CAPA SUBRASANTE

CARACTERISTICA	C A L I D A D		
	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Granulometría Tamaño Máximo (mm)	76	76	76
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	25 máx	35 máx	40 máx
Límite Líquido (L.L.) (%)	30 máx	40 máx	50 máx
Índice Plástico (IP) (%)	10 máx	20 máx	25 máx
Compactación (%) (AASHTO Est.)	100 mín	100 ± 2	100 ± 2
V.R.S. (%) (Compactación dinámica)	30 mín	20 mín	15 mín

TABLA 3

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
 INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE SUB-BASE Y REVESTIMIENTO

CARACTERISTICA	C A L I D A D		
	DESEÑABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Granulometría Zona Granulométrica	1 - 2	1 - 3	1 - 3
Tamaño Máximo (mm)	51	51	76
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	15 máx	25 máx	10 mín 20 máx
Límite Líquido (LL) (%)	25 máx	30 máx	40 máx
Índice Plástico (IP) (%)	6 máx	10 máx	15 máx
Compactación (%) (AASHTO Mod.)	100 mín	100 mín	95 mín (AASHTO Est.)
Equivalente de Arena (%)	40 mín	30 mín	- - -
V.R.S. (%) (Compactación dinámica)	40 mín	30 mín	30 mín
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx	- - -	- - -

TABLA 4

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
 INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE BASE

CARACTERISTICA	C A L I D A D	
	DESEABLE	ADECUADA
Granulometría Zona Granulométrica	1 - 2	1 - 3
Tamaño Máximo (mm)	38	51
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	10 máx	15 máx
Límite Líquido (LL) (%)	25 máx	30 máx
Índice Plástico (IP) (%)	6 máx	6 máx
Equivalente de Arena (%)	50 mín	40 mín
Compactación (%) (AASHTO Mod.)	100 mín	100 mín
V.R.S. (%) (Compactación dinámica)	100 mín	80 mín
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx	40 máx

TABLA 5

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL
 INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

VALORES DE CALIDAD PARA
 MATERIALES PETREOS DE CARPETA ASFALTICA

CARACTERISTICA	C A L I D A D	
	DESEABLE	ADECUADA
Granulometria Zona Granulométrica	Area entre las curvas	
Tamaño Máximo (mm)	38	38
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	0 - 4 máx	0 - 8 máx
Humedad Natural (W %)	0	1 máx
Índice Plástico (IP %)	0	5 máx
Equivalente de Arena (%)	60 mín	55 mín
Desgaste Los Angeles (%)	30 máx	40 máx
Partículas alargadas (%)	25 máx	50 máx

TABLA 6

PROPUESTA DE MODIFICACION A LAS NORMAS SCT, POR PARTE DEL

INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE

GUIA DE ALGUNAS SECCIONES ESTRUCTURALES
RECOMENDABLES PARA CARRETERAS

SUBRASANTE		SUB-BASE		BASE		CARPETA ASFALTICA	
ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD

OBRAS VIALES ESPECIALES
QUEDAN FUERA DE ESPECIFICACIONES GENERALES

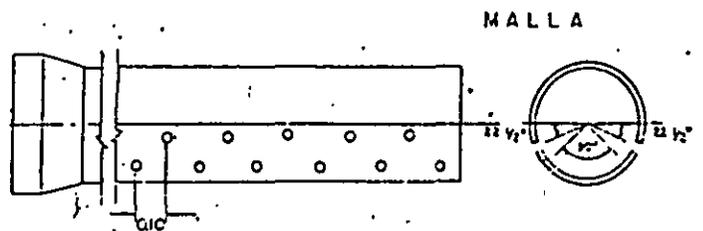
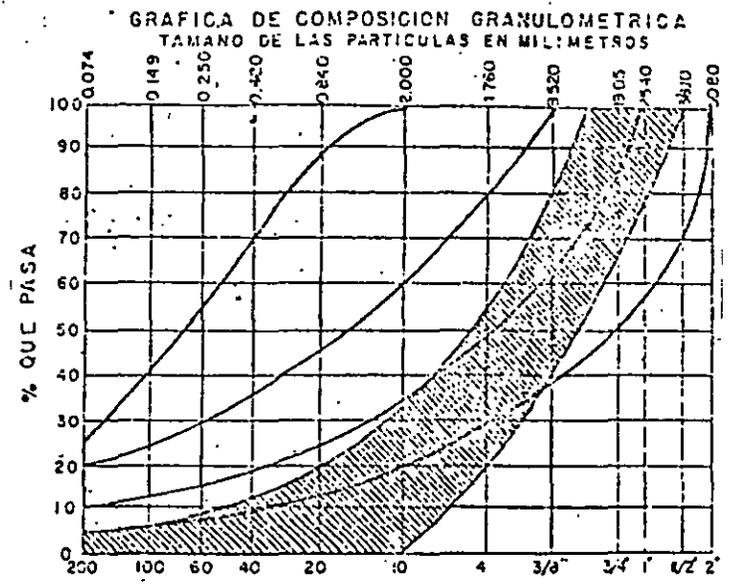
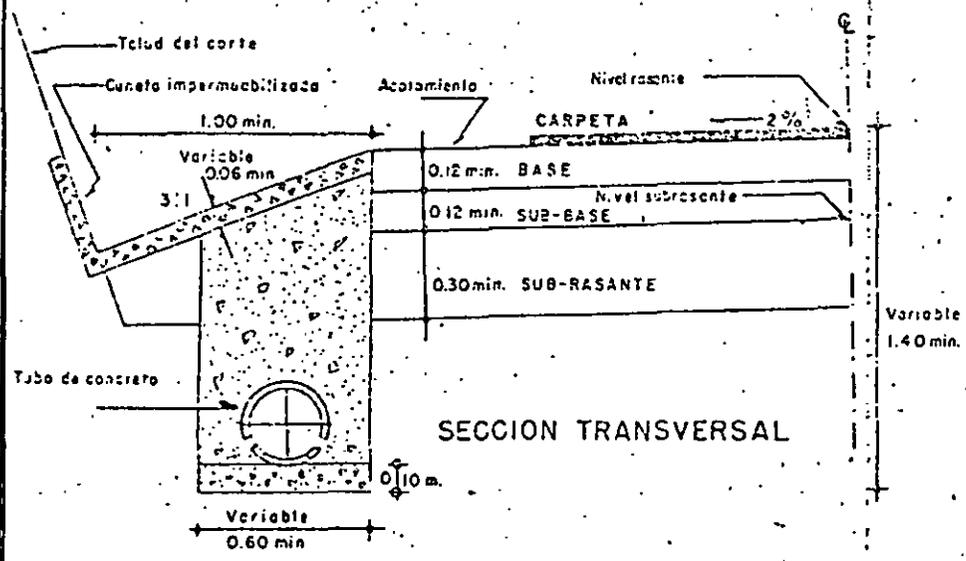
40	cm	Deseable	15	cm	Deseable	20 cm	Deseable	7-10 cm	Deseable
OBRA VIAL TIPO I									
40	cm	Adecuada	15	cm	Deseable	20 cm	Deseable	5 cm	Adecuada
OBRA VIAL TIPO II									
40	cm	Tolerable	15	cm	Tolerable	20 cm	Tolerable	Tratamiento con riesgos.	
OBRA VIAL TIPO III									
30	cm	Tolerable	- - -	- - -	- - -	- - -	- - -	Revestimiento 15 cm	
OBRA VIAL TIPO IV									

TABLA 7



TABLA 9. FACTORES DE CONVERSION A GRAVA EQUIVALENTE PARA ESPESORES DE CAPAS DE PAVIMENTOS CONSTRUIDOS, PARA SU EVALUACION

Clasificación	Descripción y condiciones de los materiales y de las capas del pavimento	Factores de GE
I	Materiales de subrasante comunes	0.0
II	a) Subrasantes mejoradas y revestimientos, constituidos predominantemente con materiales granulares. $IP \leq 10$	0.0-0.4
	b) Subrasante tratada con cal. $IP \text{ original} > 10$	0.0-0.4
III	a) Sub-bases o bases granulares razonablemente bien graduadas, con agregados sanos. $VRS > 20$ con $IP > 6$, con $IP < 6$.	0.4 0.6
	b) Sub-bases y bases tratadas con cemento. $IP \text{ original} \leq 10$	0.4-0.6
IV	a) Base granular de buena graduación (Z 1 o 2). $L.L. < 30$; $EA > 50$; $VRS > 100$	1.0
	b) Carpetas asfálticas con agrietamientos típicos bien definidos, con desprendimientos en las grietas y que exhiben deformaciones notables en las rodadas, mostrando evidencias de inestabilidad	0.6-1.0
	c) Bases tratadas con cemento que muestran agrietamientos extensivos y evidencias de inestabilidad	0.6-1.0
	d) Pavimento de concreto hidráulico fracturado en una frecuencia máxima de 60 cm. - si el pavimento cuenta con sub-base de buena calidad (Idem a IVa) - si el pavimento se encuentra apoyado sobre la subrasante	1.0 0.5
V	a) Carpetas asfálticas y bases tratadas con asfalto (base de concreto asfáltico, bases tipo macadam, mezclas en planta o en el lugar), que exhiben agrietamientos apreciables, sin desprendimientos en sus juntas y que presentan deformaciones leves en las rodadas ($y_{\text{max}} \leq 2 \text{ cm}$), permaneciendo esencialmente estables	1.0-1.4
	b) Bases tratadas con cemento con agrietamientos ligeros, que se encuentran bajo carpetas en condiciones estables	1.0-1.4
	c) Pavimento de concreto hidráulico agrietado apreciablemente, que presenta escalones en sus juntas; los fragmentos de las losas tienen áreas comprendidas entre 1.0 y 3.5 m^2 y se encuentran bien apoyados en la subrasante	1.0-1.4
VI	a) Carpetas de concreto asfáltico que exhiben ligero agrietamiento no generalizado y deformaciones ligeras en las rodadas ($1 \text{ cm} \leq \bar{y} < 2 \text{ cm}$), en condiciones esencialmente estables	1.4-1.8
	b) Carpetas de mezclas asfálticas en el lugar, en condiciones estables, con agrietamiento casi nulo, sin exudación de asfalto y con deformaciones ligeras en las rodadas (\bar{y} Idem a VIa)	1.4-1.8
	c) Bases tratadas con asfalto tipo macadam, de mezcla en planta o en el lugar	1.4-1.8
	d) Pavimento de concreto hidráulico en condiciones estables, que presenta poco agrietamiento en fragmentos no menores de 1 m^2	1.4-1.8
VII	a) Carpetas y bases de concreto asfáltico o pavimentos de concreto hidráulico en buenas condiciones de estabilidad, sin agrietamientos	1.8-2.0



- NOTAS: 1. El material filtrante deberá estar en la zona sombreada de la gráfica granulométrica. Este material deberá cumplir además:
LL ≤ 25 % IP ≤ 6%.
2. El material filtrante se colocará por capas de 20 cm. de espesor aproximado, húmedo y apisonado ligeramente para lograr su acomodo.
3. Tubo de concreto de 15 cm de diámetro interior mín. con perforaciones de 3/8" separadas 10 cm. centro a centro en todos sentidos, según el esquema.
4. Deberá preverse la colocación de registros en cada proyecto particular.
5. Pendiente mínima 05 %
6. Plantilla donde descansa el tubo perforado, que en todos los casos deberá formarse con el mismo material filtrante del subdren, dándole un apisonado energético.

PARA EVITAR ARRASTRES

$$\frac{D_{15}(\text{FILTRO})}{D_{85}(\text{SUELO})} \leq 5$$

PARA QUE EL MAT. FILTRANTE SEA SUFICIENTEMENTE PERMEABLE DEBE CUMPLIR

$$\frac{D_{15}(\text{FILTRO})}{D_{15}(\text{SUELO})} \geq 5$$

D_{15} tamaño de partículas que separa el 15% de material más fino EN ARCILLAS
 $D_{15} < 0.1 \text{ mm}$

PROYECTO TIPO
DE SUB-DREN

INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

**CATALOGO DE DETERIOROS
EN PAVIMENTOS FLEXIBLES
DE CARRETERAS MEXICANAS**

Publicación Técnica No. 21
Querétaro, Gro., 1991

Este trabajo fué realizado en la Coordinación de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte, por el Ing. Rodolfo Téllez Gutiérrez y revisado por el Ing. Alfonso Rico Rodríguez. Se agradece el apoyo y trabajo de soporte del personal de la División de Laboratorios de Infraestructura del Instituto. Especial gratitud merece, el Ing. Jorge A. Villamil Pulido, quien hizo sugerencias valiosas y tomó muchas de las fotografías aquí presentadas.

Fotografías:

Rodolfo Téllez G.

Jorge A. Villamil P.

I N D I C E

Pág:

1	Introducción
2	Desprendimientos
3	Baches
4	Identación
5	Levantamiento por Congelación
6	Desprendimiento de Agregados
7	Erosión Avanzada de Taludes
8	Erosión Total
9	Pulido de Superficie
10	Desintegración
11	Desprendimiento de Sello
12	Erosión Longitudinal de Carpeta
13	Deformaciones
14	Burbuja
15	Roderas o Canalizaciones
16	Ondulaciones Transversales (Corrugaciones)
17	Protuberancias
18	Asentamiento Transversal
19	Asentamientos Longitudinales
20	Crestas Longitudinales Masivas
21	Desplazamiento Transversal de la Sección del Pavimento
22	Roturas
23	Grietas de Reflexión
24	Grietas de Reflexión tipo 2
25	Agrietamiento Parabólico
26	Grieta Errática o en Zig-Zag
27	Grietas Finas
28	Agrietamiento Piel Cocodrilo
29	Agrietamiento Tipo Mapa
30	Grieta Transversal
31	Agrietamiento Longitudinal
32	Agrietamiento Longitudinal en Hombro de Terraplén

Pág:

33 Varios

- 34 Llorado de Asfalto
- 35 Afloramiento de Humedad
- 36 Marcado de Huella
- 37 Contaminación de Agregados
- 38 Expulsión de Finos
- 39 Crecimiento de Hierba a Través de la Carpeta
- 40 Crecimiento de Hierba entre Carpeta y Cuneta
para Drenaje Superficial
- 41 Obstrucción de Alcantarillas
- 42 Azolve en Drenaje Superficial
- 43 Obstrucción del Drenaje por Desprendimiento
de Rocas
- 44 Borde Longitudinal o Elevación Diferencial
de la Carpeta entre Carriles

45 Bibliografía

I N T R O D U C C I O N

El catálogo de deterioros en pavimentos flexibles aquí desarrollado, pretende proporcionar una ayuda práctica para los ingenieros de campo y de proyecto del Sector Comunicaciones y Transportes, Gobiernos Estatales y empresas descentralizadas afines, al describir con detalle los deterioros o fallas más comunes que se presentan en las carreteras de la red nacional mexicana. Se incluye de una manera ordenada y concisa, una fotografía descriptiva del deterioro, su definición y las posibles causas que originan o causan la falla.

Los deterioros enlistados en el catálogo, se subdividen básicamente en 4 capítulos; ésto es, deformaciones, roturas, desprendimientos y varios, según el fenómeno preponderante. Se hace notar que las causas mencionadas para cada deterioro, deben complementarse con un examen y análisis de cada problema en particular, para así disponer de un diagnóstico bien fundamentado.

Se considera que el catálogo complementa de una forma práctica, el módulo de inventario de deterioros (INVEDET) del Sistema Mexicano para la Administración de los Pavimentos, SIMAP 1a. Fase, Conservación, desarrollado en el Instituto Mexicano del Transporte.

Por último se hace notar que el catálogo contiene el mayor porcentaje de deterioros en pavimentos mexicanos, habiéndose complementado un pequeño número con información de catálogos similares de otros países.

DESPRENDIMIENTOS



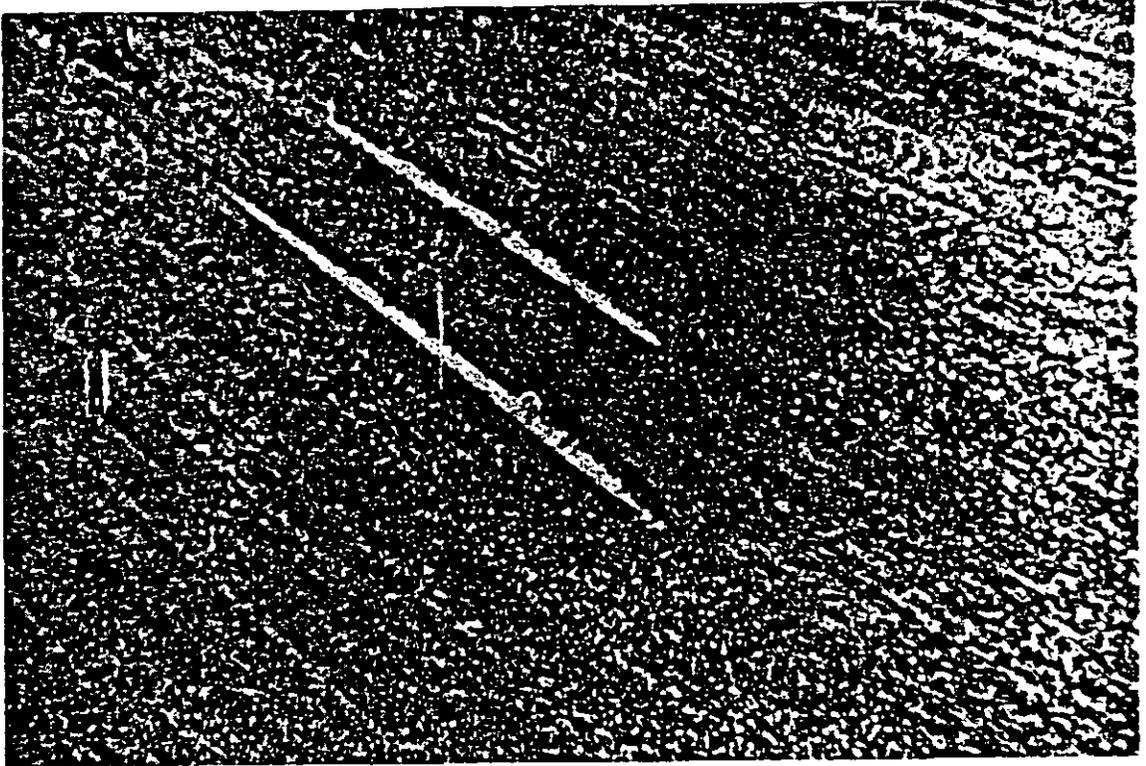
BACHES

Definición:

Oquedades de varios tamaños en la capa de rodamiento por desprendimiento o desintegración inicial. Desprendimiento inicial de los agregados que al paso de los vehículos van formando oquedades.

Causas Probables:

- 1) Falta de resistencia de la carpeta
- 2) Escasez de contenido de asfalto
- 3) Espesor deficiente
- 4) Drenaje deficiente
- 5) Desintegración localizada por tránsito
- 6) Puntos débiles en la superficie



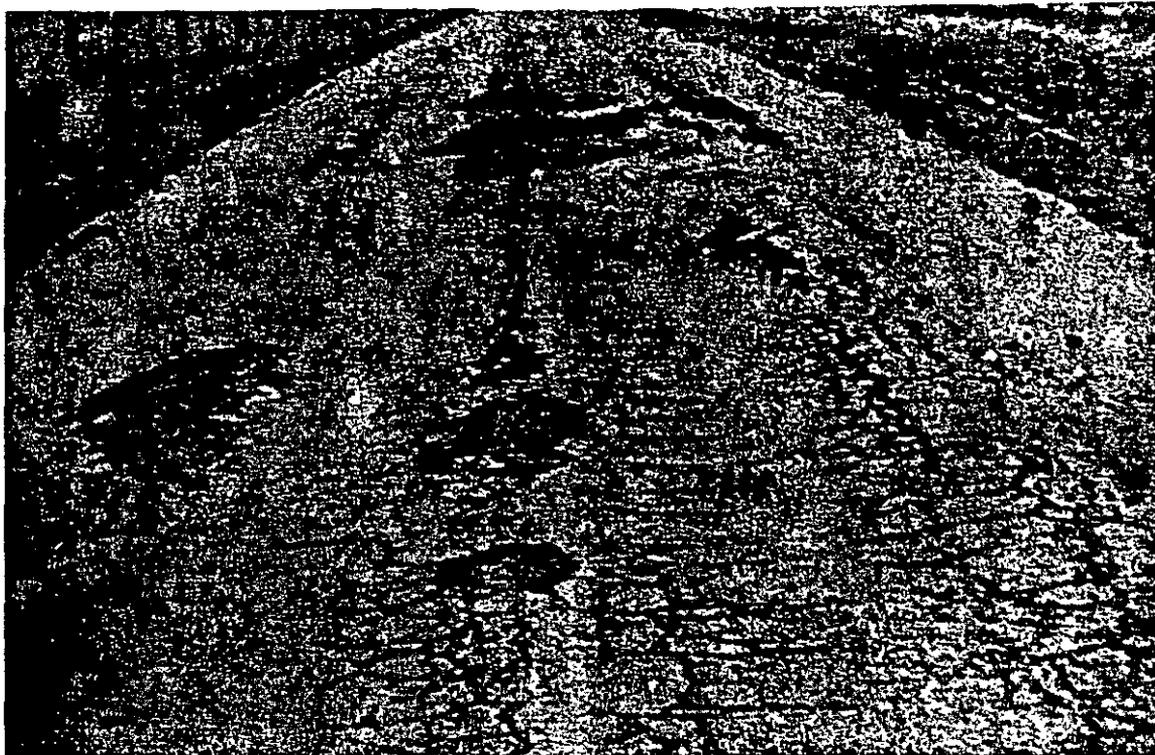
IDENTACION

Definición:

Encajamiento de objetos duros en la superficie de rodamiento, produciendo indentación o desgaste localizado en la superficie.

Causas Probables:

- 1) Huellas de tractores o equipo pesado de construcción
- 2) Ponchadura de llantas de vehículos pesados
- 3) Accidentes de tránsito



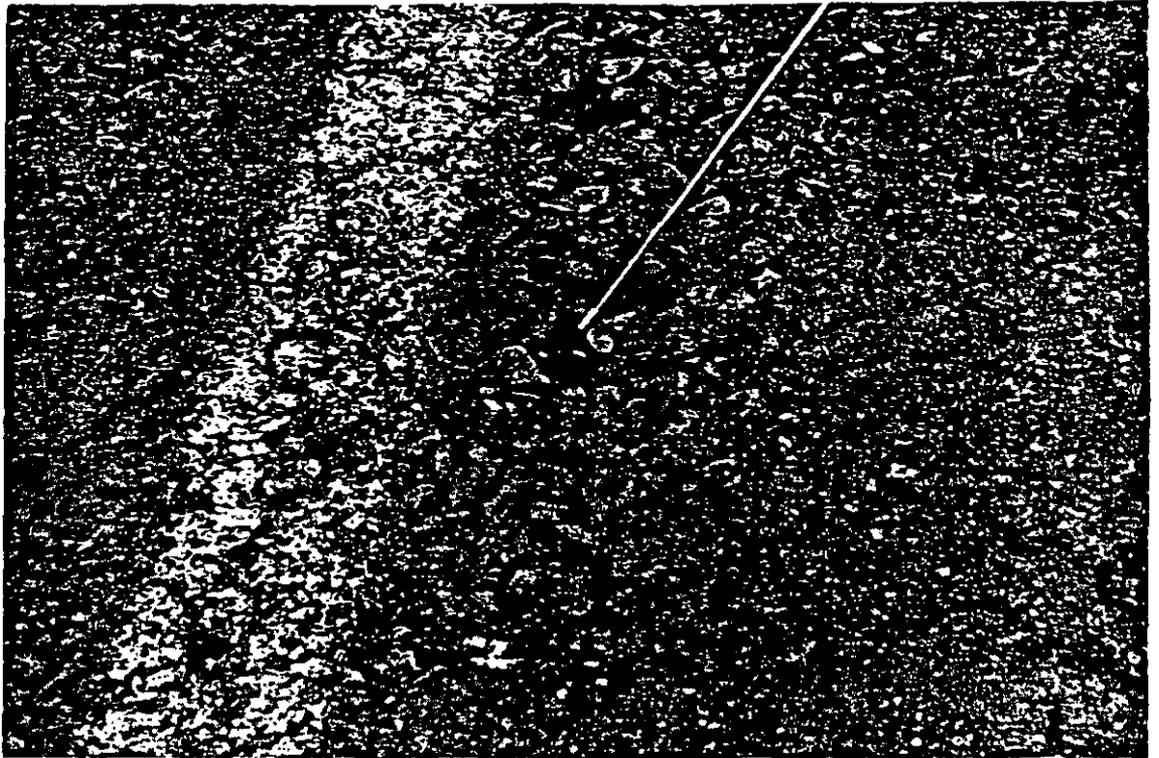
LEVANTAMIENTO POR CONGELACION

Definición:

Desplazamiento diferencial hacia arriba que produce desintegración parcial o total de capas del pavimento.

Causas Probables:

- 1) Acción de heladas
- 2) Ciclos de congelamiento y descongelamiento
- 3) Expansión localizada de capas inferiores
- 4) Expansión localizada de alguna porción de la sección estructural del pavimento



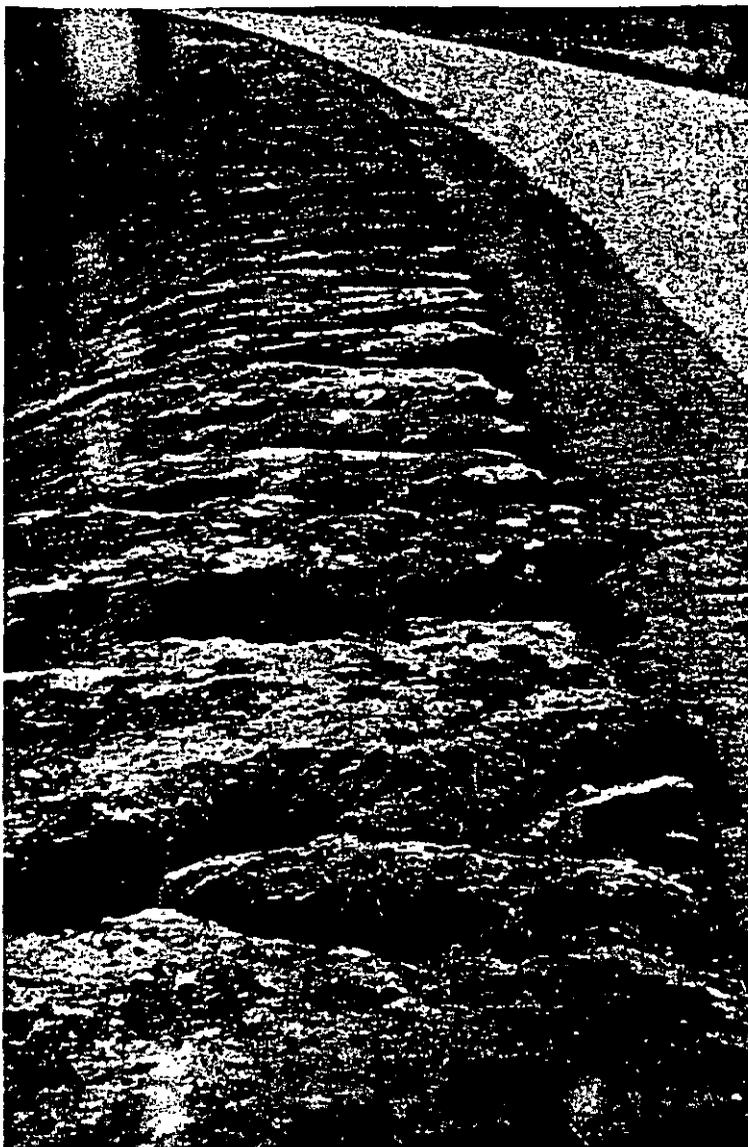
DESPRENDIMIENTO DE AGREGADOS

Definición:

Pequeñas depresiones en forma de cráter, por separación de los agregados gruesos de la carpeta asfáltica, dejando huecos en la superficie de rodamiento.

Causas Probables:

- 1) Falta de afinidad con el asfalto
- 2) Escasez de asfalto
- 3) Expansión del agregado grueso



EROSION AVANZADA DE TALUDES

Definición:

Agrietamiento transversal en acotamientos, que con el tiempo y acción del medio ambiente, va formando oquedades o canalizaciones transversales, hasta llegar a la destrucción total de los taludes del cuerpo del terraplén.

Causas Probables:

- 1) Acción del viento²,
- 2) Acción de la lluvia
- 3) Falta de protección de taludes
- 4) Falta de arropamiento en taludes
- 5) Mala compactación²,
- 6) Escasez de drenaje superficial



EROSION TOTAL

Definición:

Destrucción, eliminación o desaparición de una o varias capas subyacentes a la carpeta asfáltica, produciendo falta total de apoyo interior.

Causas Probables:

- 1) Falta de drenaje superficial
- 2) Falta de subdrenaje
- 3) Falta de lavaderos
- 4) Acción de crecidas de aguas adyacentes al cuerpo del terraplén
- 5) Mala compactación de capas interiores
- 6) Falta de armado o arroyo en taludes de terraplenes



PULIDO DE SUPERFICIE

Definición:

Desgaste acelerado en la superficie de la capa de rodamiento produciendo áreas lisas.

Causas Probables:

- 1) Tránsito intenso
- 2) Agregado grueso de la carpeta con baja resistencia al desgaste
- 3) Excesiva compactación
- 4) Mezclas demasiado ricas en asfalto
- 5) Agregados no apropiados a la intensidad del tránsito
- 6) Hundimiento de agregado grueso en el cuerpo de la carpeta, o en la base cuando se trata de tratamientos superficiales



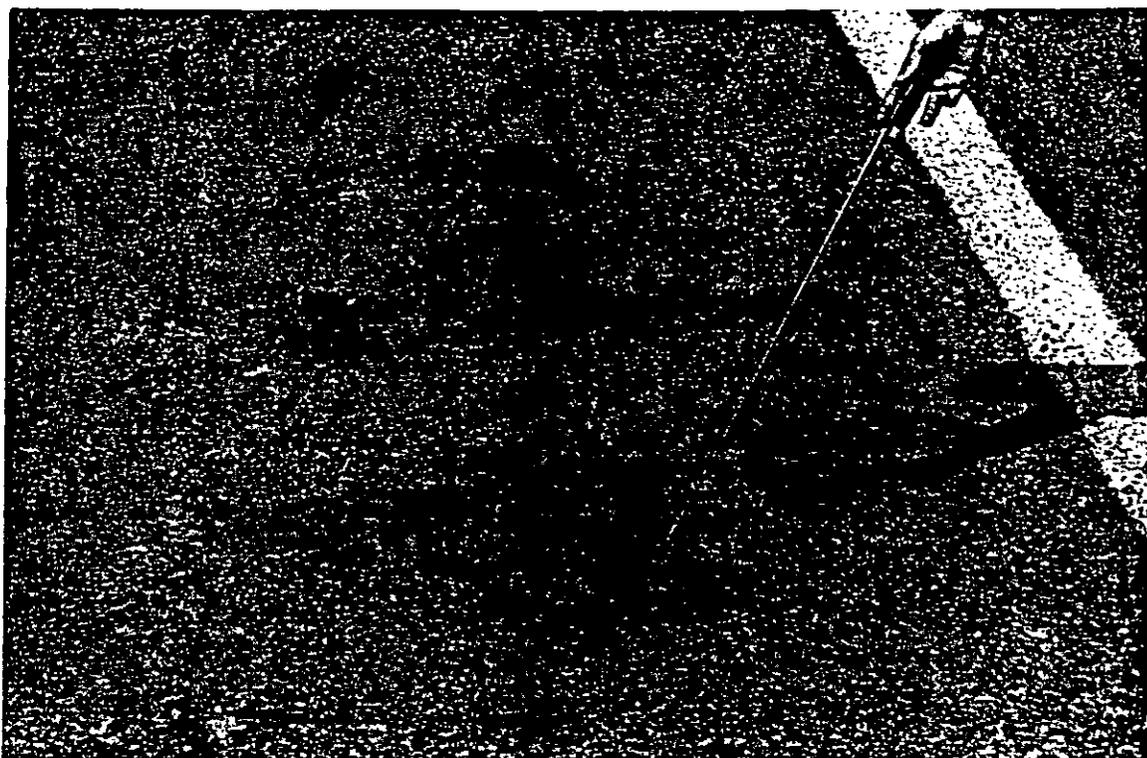
DESINTEGRACION

Definición:

Deterioro grave de la carpeta asfáltica en pequeños fragmentos con pérdida progresiva de materiales que la componen.

Causas Probables:

- 1) Fin de la vida útil de la carpeta asfáltica
- 2) Acción de tránsito intenso y pesado
- 3) Tendido de la carpeta en climas fríos o húmedos
- 4) Agregados contaminados
- 5) Contenido pobre de asfalto
- 6) Sobrecalentamiento de la mezcla
- 7) Compactación insuficiente
- 8) Acción de heladas o hielo
- 9) Presencia de arcilla en cualquiera de las capas
- 10) Separación de agregados y asfalto ligante
- 11) Contaminación de solventes
- 12) Envejecimiento y fatiga
- 13) Desintegración de los agregados
- 14) Sección estructural deficiente o escasa



DESPRENDIMIENTO DE SELLO

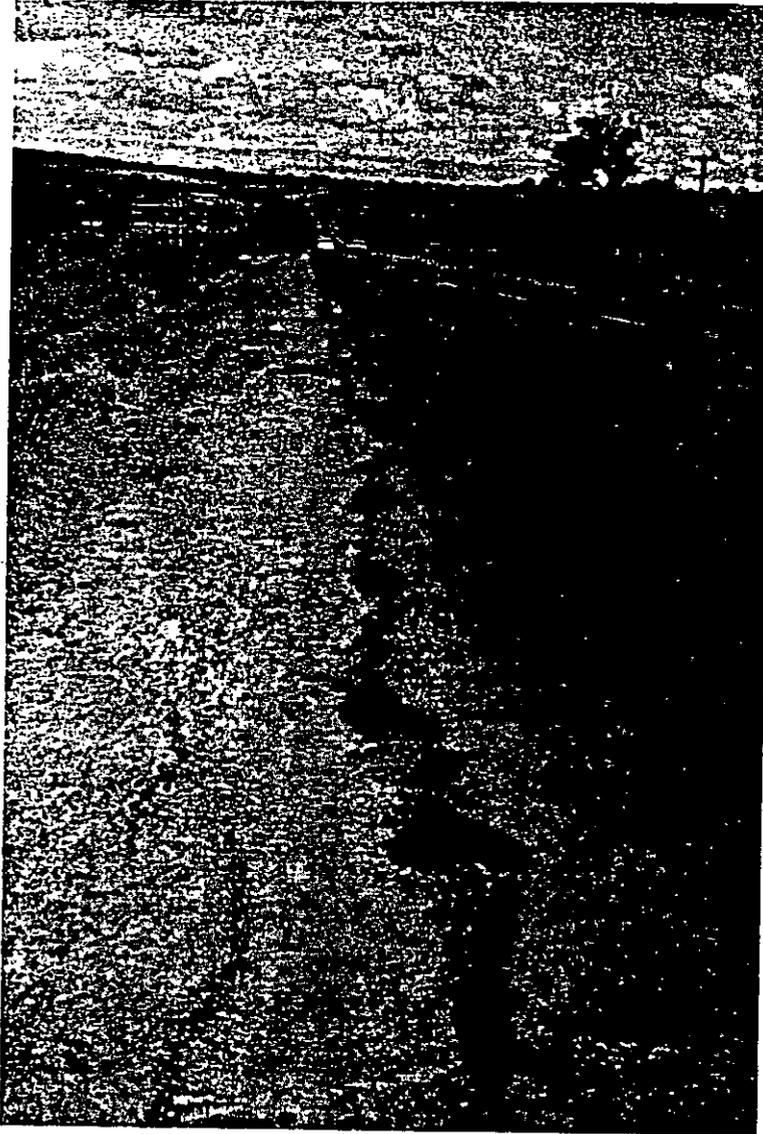
Definición:

Desintegración parcial o zonificada de la superficie de rodamiento; cuando ésta se forma por uno o varios sellos, el agregado tiende a desprenderse dejando zonas expuestas por arranque de la gravilla o granzón.

Causas Probables:

- 1) Separación de la película de liga de los áridos por humedad
- 2) Dosificación inadecuada del ligante
- 3) Calidad dudosa del material ligante
- 4) Mala adherencia en capa subyacente
- 5) Espesores insuficientes
- 6) Ejecución de trabajos en malas condiciones de clima

EROSION LONGITUDINAL DE CARPETA



Definición:

Desintegración parcial de la carpeta asfáltica principalmente en la frontera de la superficie de rodamiento. La carpeta materialmente se va carcomiendo, reduciendo el ancho efectivo de carretera.

Causas Probables:

- 1) Labores de conservación inadecuadas
- 2) Falta de soporte de la carpeta en los hombros o acotamientos
- 3) Erosión natural del agua y viento
- 4) Ciclos de hielo y deshielo
- 5) Crecimiento significativo de hierba en acotamientos
- 6) Sobrecargas de pesos en acotamientos
- 7) Mala compactación de capas

DEFORMACIONES

BURBUJA

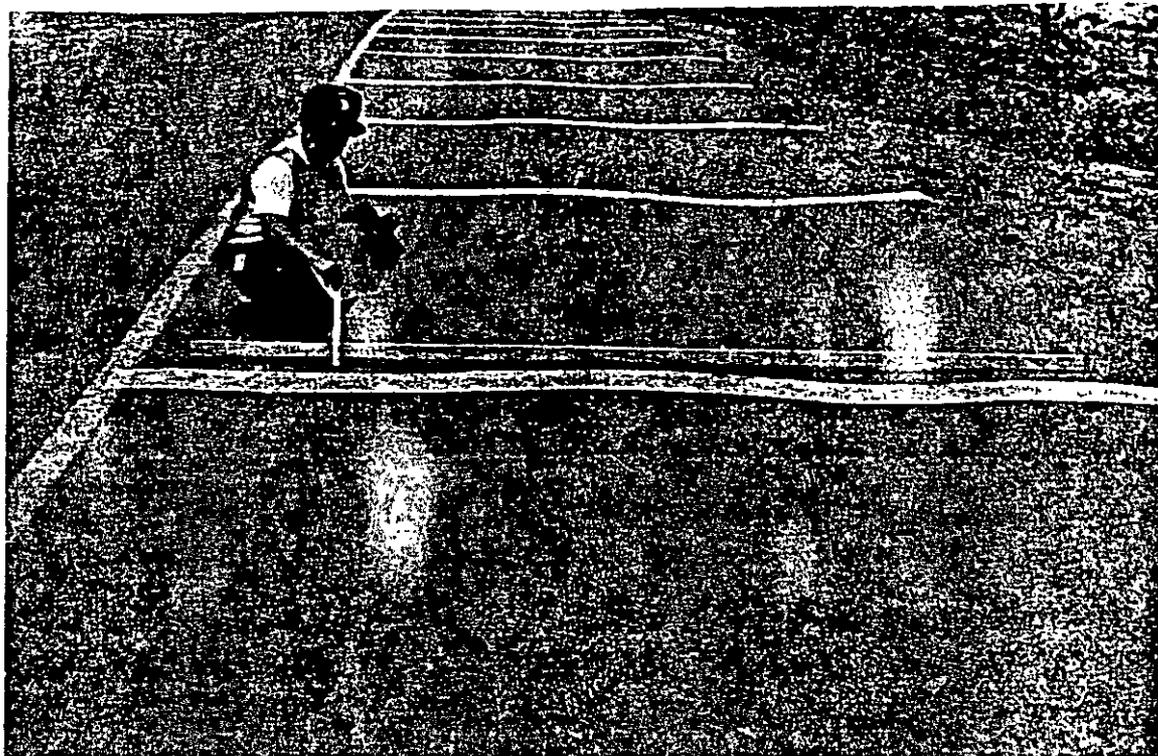


Definición:

Ampolla de tamaño variable localizada en la superficie de rodamiento.

Causas Probables:

- 1) Presiones de vapor o aire en zonas de la capa de rodamiento
- 2) Debilidad en espesor o consistencia
- 3) Liberación de cal en bases estabilizadas



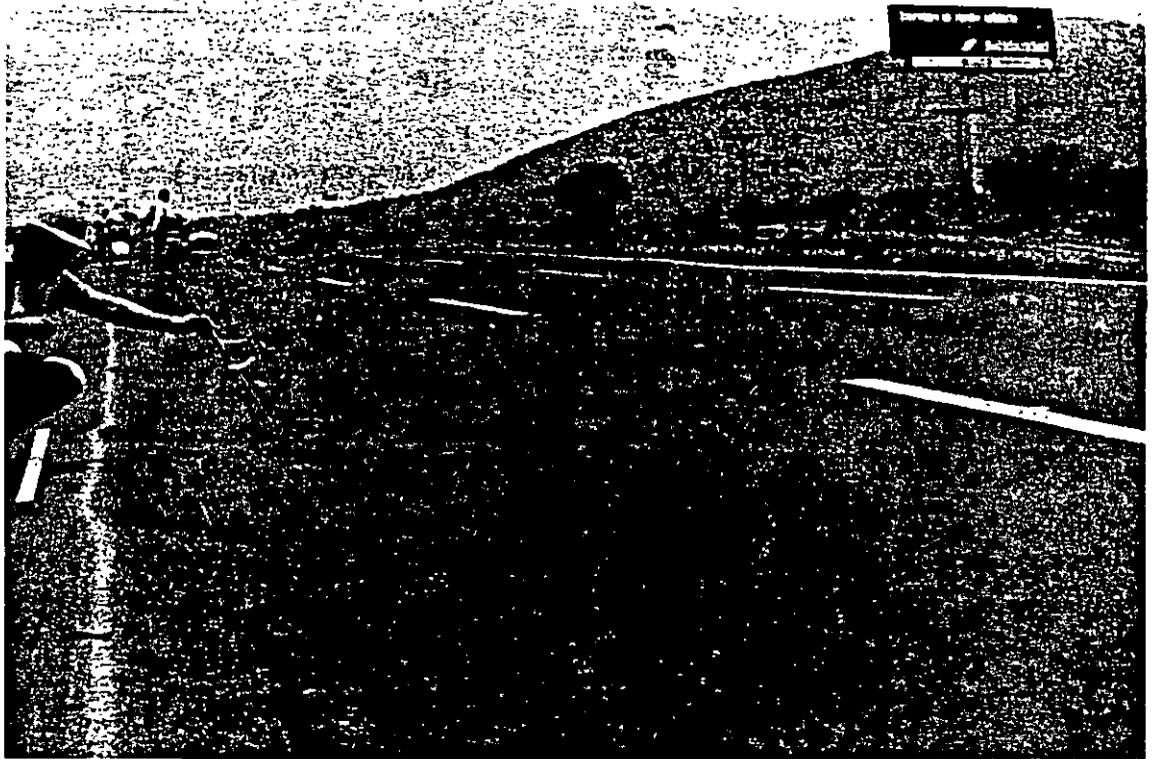
RODERAS O CANALIZACIONES

Definición:

Asentamiento o deformación permanente de la carpeta asfáltica en el sentido longitudinal debajo de las huellas o rodadas de los vehículos.

Causas Probables:

- 1) Baja estabilidad de la carpeta
- 2) Carpeta mal compactada
- 3) Consolidación de una o varias de las capas subyacentes



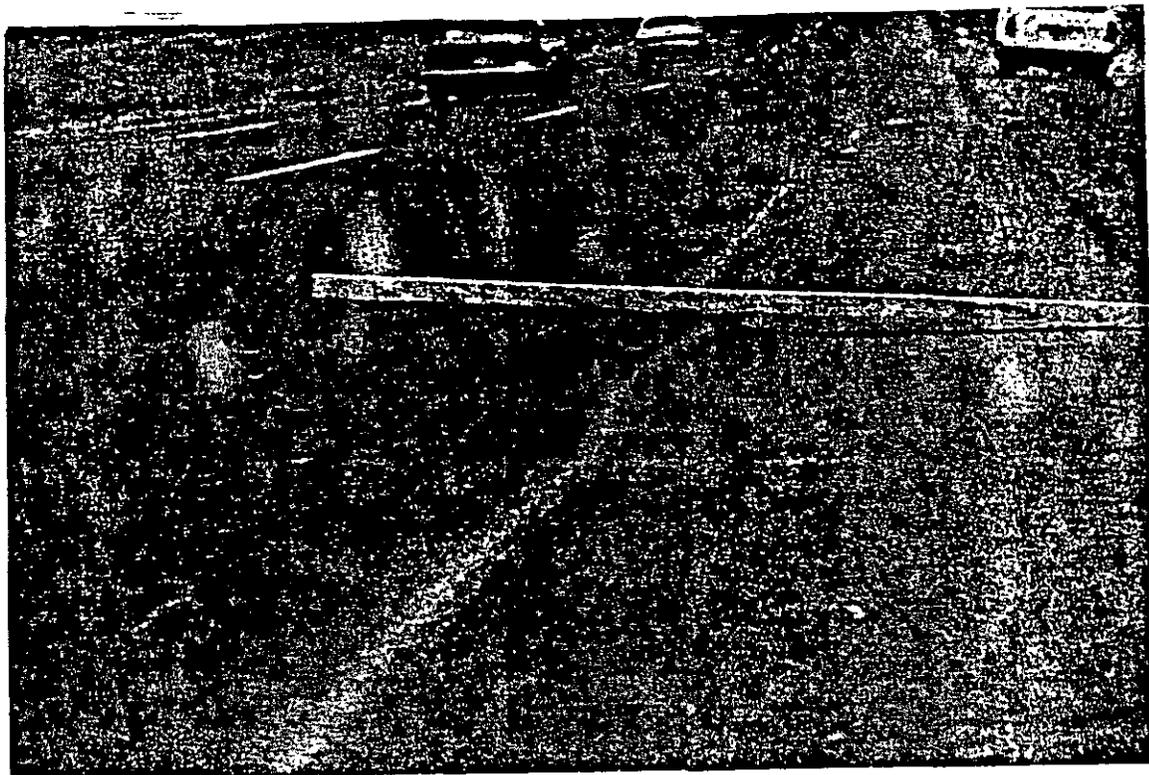
ONDULACIONES TRANSVERSALES (CORRUGACIONES)

Definición:

Ondulaciones de la carpeta asfáltica en el sentido perpendicular al eje del camino que contienen en forma regular crestas y valles alternados, regularmente con separación menor a 60 cm entre ellas.

Causas Probables:

- 1) Unión deficiente entre capas asfálticas y/o base
- 2) Estabilidad de la mezcla deficiente
- 3) Acción de tránsito intenso
- 4) Bases de mala calidad
- 5) Fuerzas tangenciales producto de aceleraciones y frenado de vehículos
- 6) Mala calidad de los materiales que conforman la carpeta
- 7) Deformaciones diferenciales de suelos de cimentación que se reflejan en capas superiores



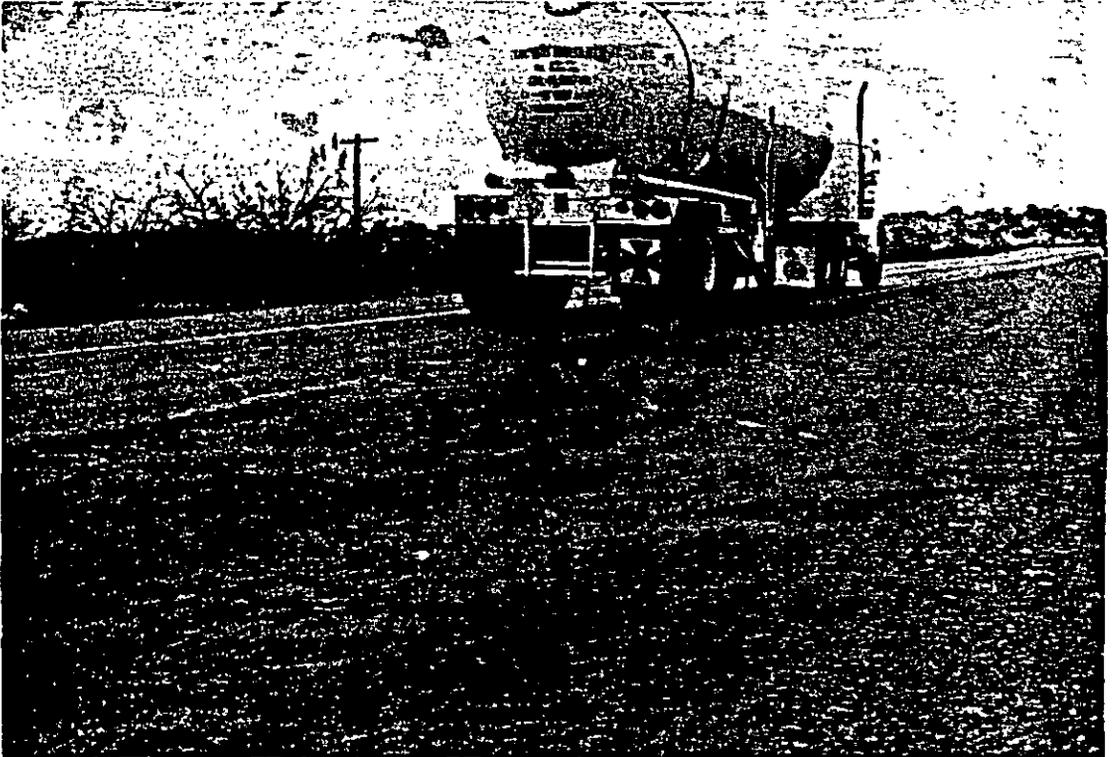
PROTUBERANCIAS

Definición:

Desplazamiento de parte del cuerpo de la carpeta asfáltica hacia la superficie, formando un montículo de considerables dimensiones.

Causas Probables:

- 1) Acción del tránsito intenso
- 2) Estabilidad inadecuada
- 3) Liga deficiente entre capas
- 4) Compactación inadecuada
- 5) Deformaciones plásticas de los materiales
- 6) Acción de heladas



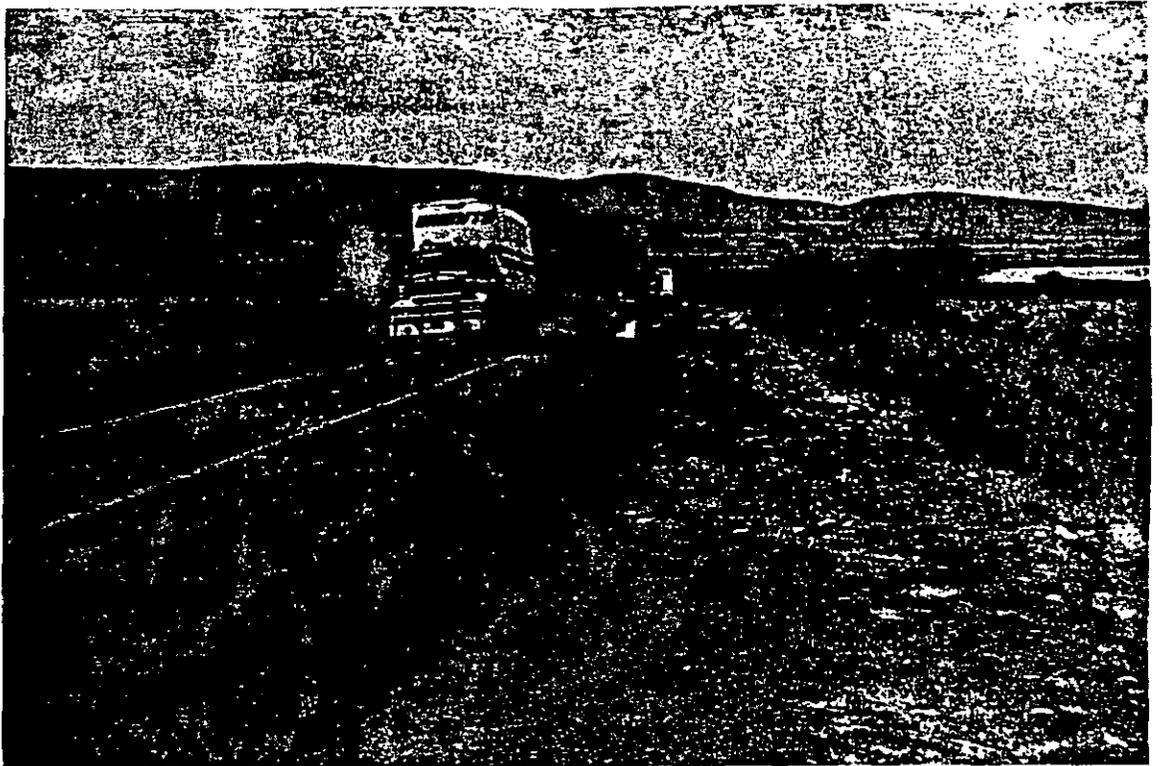
ASENTAMIENTO TRANSVERSAL

Definición:

Áreas de pavimento localizadas en elevaciones más bajas que las áreas adyacentes o elevaciones de diseño, en el sentido transversal al eje del camino.

Causas Probables:

- 1) Deformación diferencial vertical del suelo de cimentación o de las capas que forman la estructura del pavimento
- 2) Peso propio de la sección del pavimento
- 3) Suelos o cimentaciones resilientes
- 4) Cargas excesivas o superiores a las de diseño
- 5) Cambios volumétricos del cuerpo del terraplén
- 6) Compactación inadecuada
- 7) Asentamientos diferenciales transversales
- 8) Procedimientos de construcción inadecuados
- 9) Drenaje o subdrenaje deficientes
- 10) Contaminación de capas inferiores
- 11) Desplome de cavidades subterráneas



ASENTAMIENTOS LONGITUDINALES

Áreas de pavimento localizadas en elevaciones más bajas que las áreas adyacentes o elevaciones de diseño, en el sentido longitudinal al eje del camino, en especial en los extremos laterales de la superficie de rodamiento.

Causas Probables:

- 1) Deformación diferencial vertical del suelo de cimentación o de las capas que forman la estructura del pavimento
- 2) Peso propio de la sección del pavimento
- 3) Suelos o cimentaciones resilientes
- 4) Cargas excesivas o superiores a las de diseño
- 5) Cambios volumétricos del cuerpo de terraplén
- 6) Compactación inadecuada
- 7) Asentamientos diferenciales longitudinales
- 8) Procedimientos de construcción inadecuados
- 9) Drenaje o subdrenaje deficientes
- 10) Contaminación de capas inferiores
- 11) Desplome de cavidades subterráneas
- 12) Canalización del tránsito



CRESTAS LONGITUDINALES MASIVAS

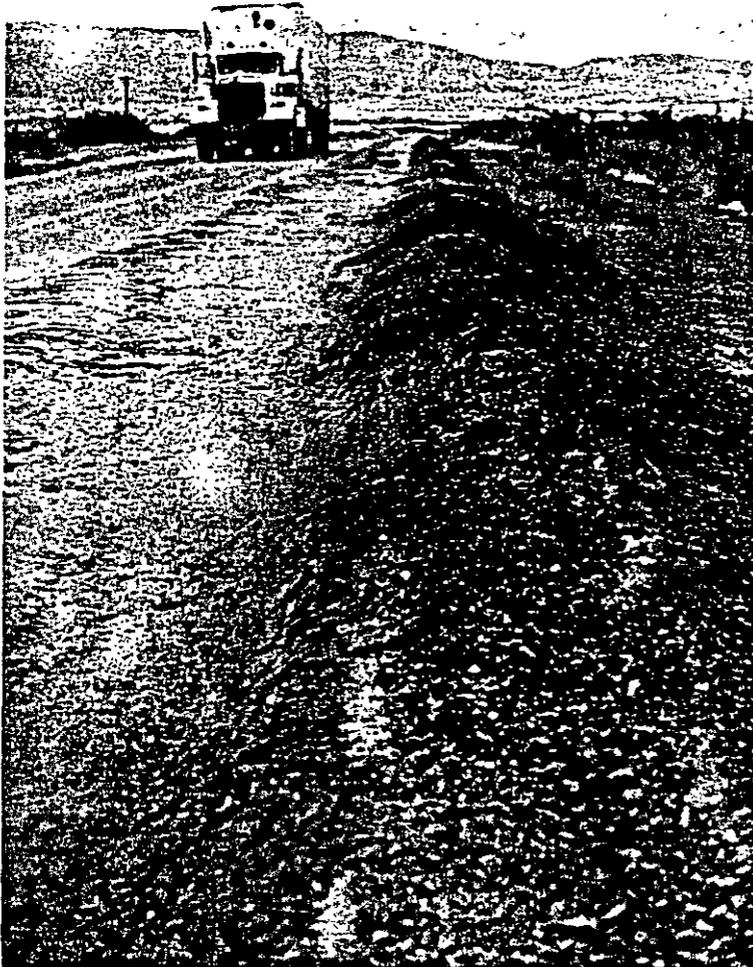
Definición:

Montículos o crestas en el sentido paralelo al eje del camino, presentándose 2 y hasta 4 crestas a todo lo largo de ciertos tramos.

Causas Probables:

- 1) Liga inadecuada entre capas asfálticas
- 2) Pésima estabilidad de la mezcla asfáltica
- 3) Ligante de dudosa calidad
- 4) Flujo de la mezcla por acción de derrame de combustible (Diesel)
- 5) Tránsito intenso muy canalizado

DESPLAZAMIENTO TRANSVERSAL DE LA SECCION DEL PAVIMENTO



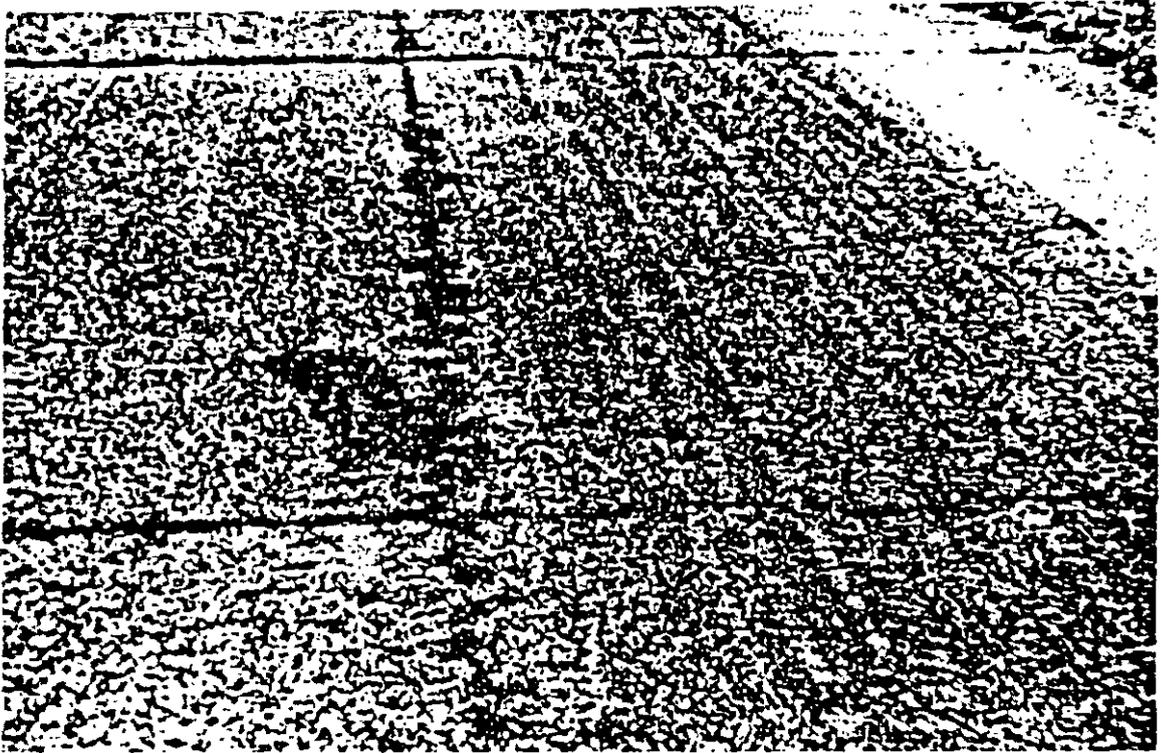
Definición:

Protuberancias prolongadas de magnitudes considerables en la dirección del tránsito, al borde de la carretera, causando destrucción total en corto plazo.

Causas Probables:

- 1) Fuertes asentamientos longitudinales
- 2) Falta de capacidad estructural del conjunto de capas del pavimento
- 3) Sobrecargas intensas
- 4) Nula estabilidad de la carpeta
- 5) Nulo soporte lateral o confinamiento
- 6) Insuficiente valor relativo de soporte de las capas
- 7) Nula compactación

R O T U R A S



GRIETAS DE REFLEXION

Definición:

Grietas longitudinales y transversales que reflejan exactamente el patrón de agrietamiento o de juntas de un pavimento existente, cuando es reencarpado con concreto asfáltico.

Causas Probables:

- 1) Movimiento del pavimento subyacente
- 2) Liga inadecuada entre capas
- 3) Posibles contracciones de capa subyacente

GRIETAS DE REFLEXION TIPO 2

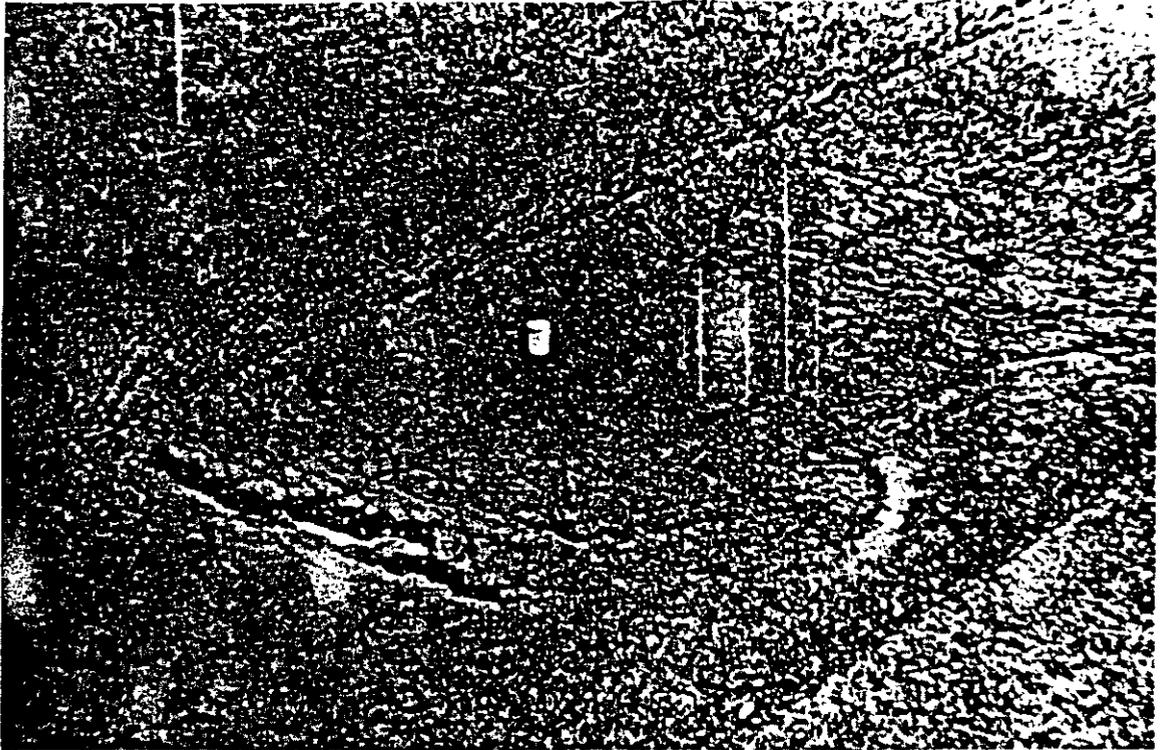


Definición:

Agrietamiento de la carpeta asfáltica siguiendo o no, un patrón determinado.

Causas Probables:

- 1) Falta de unión en grietas de capas inferiores
- 2) Agrietamiento de capas inferiores
- 3) Movimiento de capas subyacentes
- 4) Contracción o dilatación de bases estabilizadas con cemento



AGRIETAMIENTO PARABOLICO

Definición:

Grietas con forma de parábola o de media luna que se forman en la carpeta asfáltica en la dirección del tránsito.

Causas Probables:

- 1) Carpeta de rodamiento débil
- 2) Zonas de frenaje de las ruedas
- 3) Mezcla inestable
- 4) Efecto en el arranque de las ruedas



GRIETA ERRÁTICA O EN ZIG-ZAG

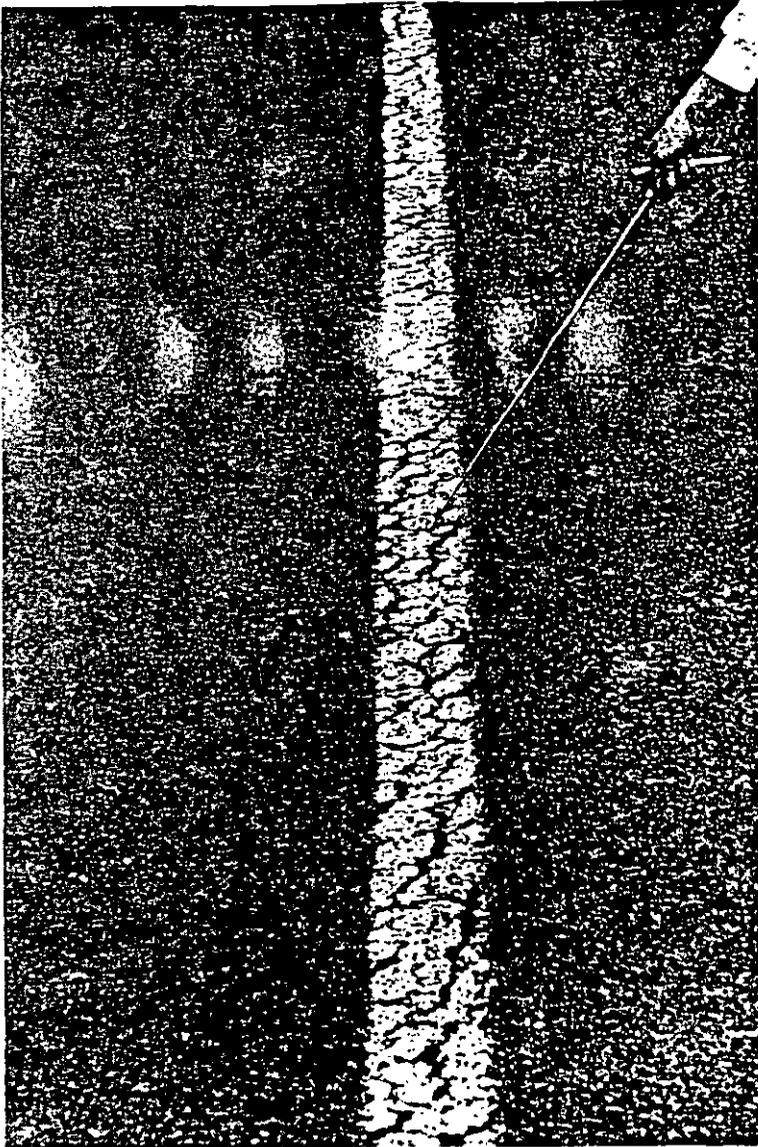
Definición:

Agrietamiento en desorden de la carpeta asfáltica, siguiendo patrones longitudinales en forma errática o de zig-zag.

Causas Probables:

- 1) Acción del hielo
- 2) Cambios extremos de temperatura
- 3) Base defectuosa
- 4) Terraplenes con taludes inestables

GRIETAS FINAS



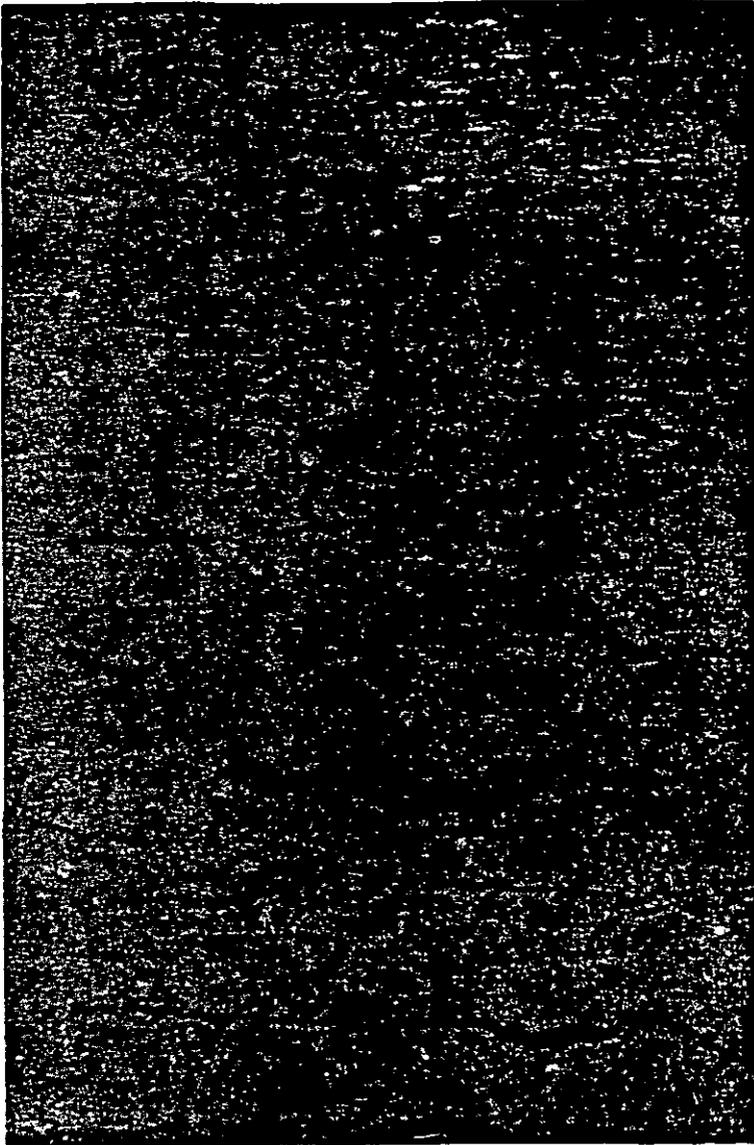
Definición:

Pequeñas fisuras superficiales muy próximas la una con la otra, ya que no conforman un patrón regular y se extienden a cierta profundidad, pero no al espesor total de la carpeta.

Causas Probables:

- 1) Envejecimiento de la carpeta asfáltica
- 2) Oxidación del asfalto
- 3) Mala dosificación de asfalto
- 4) Exceso de finos en carpeta asfáltica
- 5) Compactación efectuada con mezclas muy calientes

AGRIETAMIENTO PIEL COCODRILLO

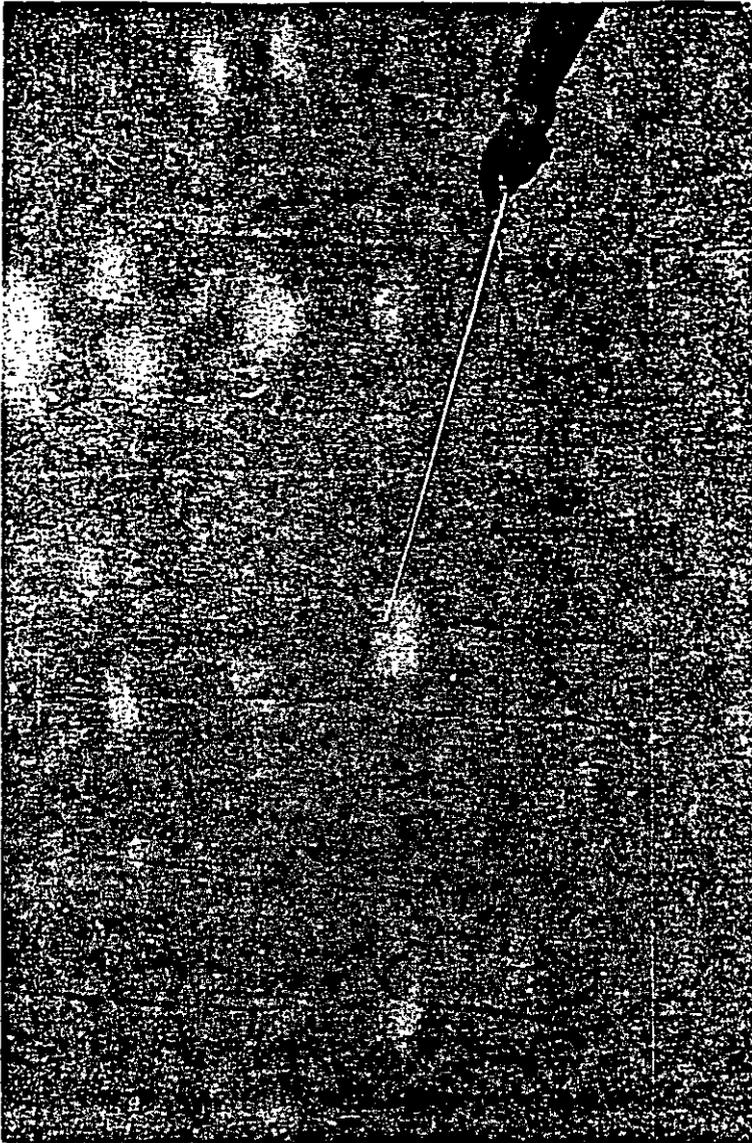


Definición:

Fisuras en la superficie de la carpeta asfáltica, formando un patrón regular con polígonos hasta de 20 cms. Grietas interconectadas formando pequeños polígonos que asemejan la piel de un cocodrilo.

Causas Probables:

- 1) Soporte inadecuado de la base
- 2) Debilidad de la estructura del pavimento
- 3) Carpetas rígidas sobre suelos de cimentación resilientes
- 4) Fuertes solicitaciones del tránsito
- 5) Fatiga
- 6) Envejecimiento
- 7) Escasez de espesor de la carpeta
- 8) Evolución progresiva de agrietamiento tipo mapa



Definición:

Forma de desintegración de la superficie de rodamiento, en la cual el agrietamiento se desarrolla en un patrón semejante a las subdivisiones políticas de un mapa, con polígonos mayores a los 20 cms.

Causas Probables:

- 1) Calidad deficiente de alguna de las capas de la sección estructural
- 2) Debilidad de la estructura del pavimento
- 3) Carpetas rígidas sobre suelos de cimentación resilientes
- 4) Fuertes sollicitaciones del tránsito
- 5) Fatiga
- 6) Envejecimiento
- 7) Espesor escaso de la carpeta

GRIETA TRANSVERSAL



Definición:

Agrietamiento de la carpeta que sigue un patrón transversal o perpendicular al eje del camino.

Causas Probables:

- 1) Acción del tránsito
- 2) Reflejamiento de grietas en capas subyacentes
- 3) Espesor insuficiente de la carpeta
- 4) Contracción térmica de la superficie de rodamiento
- 5) Deficiencia en juntas transversales de construcción

AGRIETAMIENTO LONGITUDINAL

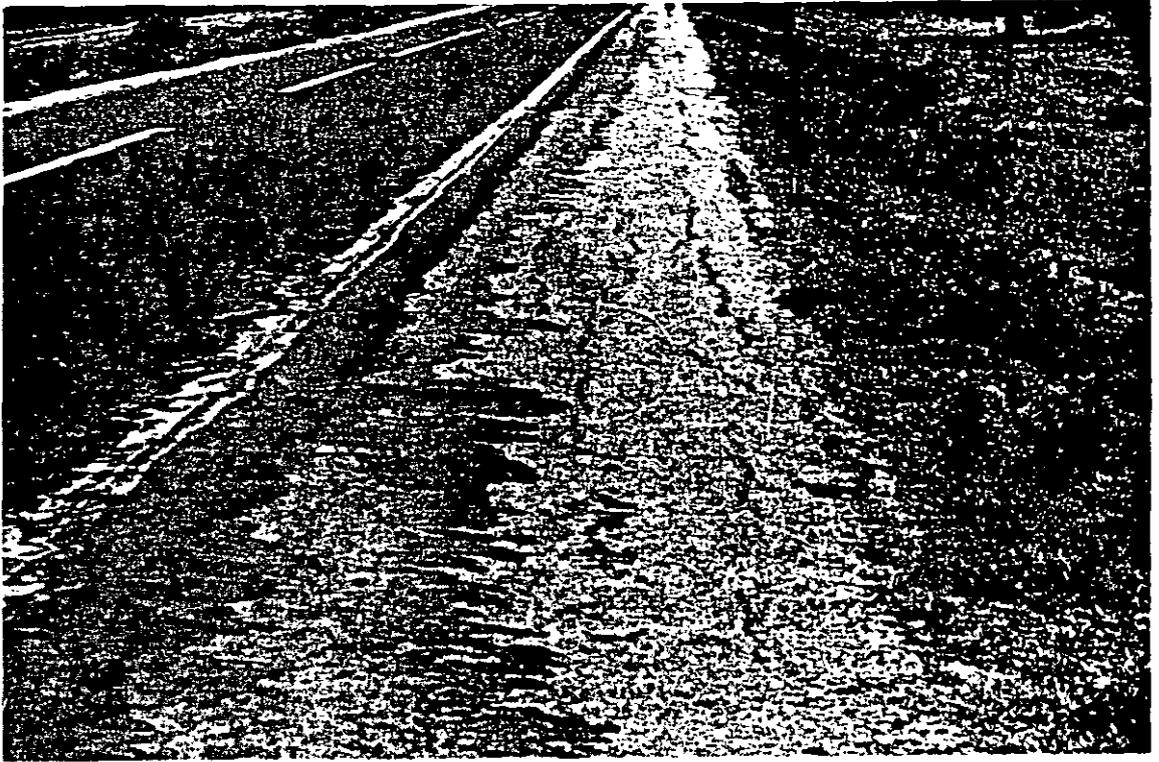


Definición:

Fisura o grieta paralela al eje del camino o en muchos casos sobre el eje del camino.

Causas Probables:

- 1) Deficiencias en la junta de construcción longitudinal
- 2) Reflejo de grietas en capa de base
- 3) Asentamiento de capas por el tránsito
- 4) Espesor insuficiente
- 5) Contracción de materiales de la capa de rodamiento
- 6) Asentamientos aislados de capas interiores
- 7) Drenaje insuficiente



AGRIETAMIENTO LONGITUDINAL EN HOMBRO DE TERRAPLEN

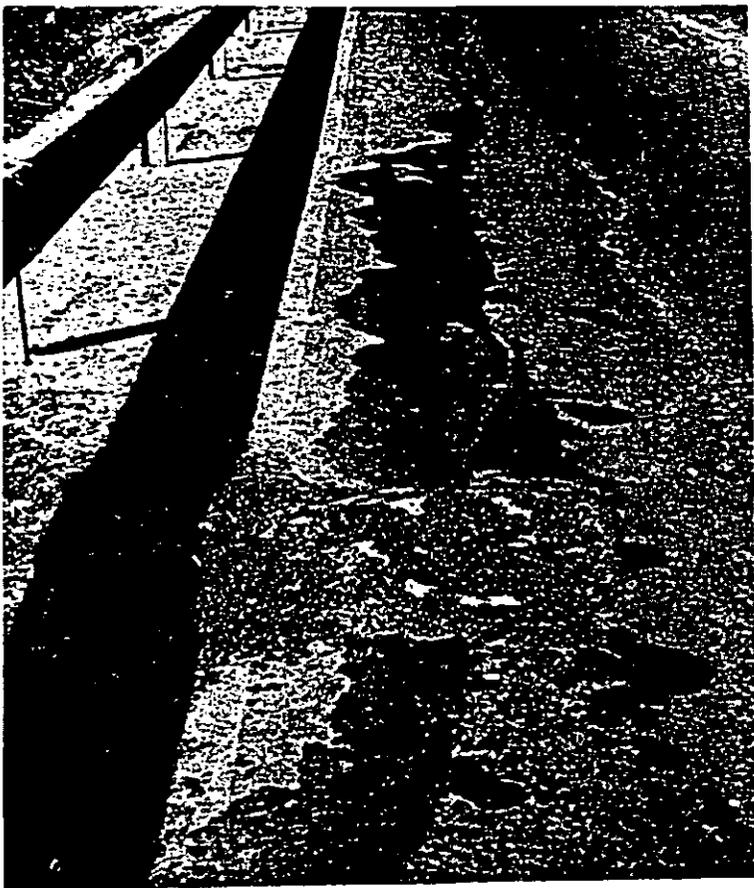
Definición:

Líneas de rotura producidas en los bordes de la carretera paralelas al eje de la misma.

Causas Probables:

- 1) Movimiento diferencial en ampliaciones de corona
- 2) Cambios volumétricos diferenciales entre el hombro del terraplén y la parte central del mismo
- 3) Rotura de equilibrio hidráulico
- 4) Degeneración por fallas de talud
- 5) Empuje hidrostático de agua almacenada
- 6) Influencia de la compactación (nula/poca/excesiva)
- 7) Susceptibilidad suelos finos al agrietamiento
- 8) Uso de materiales finos muy plásticos
- 9) Acción capilar intensa
- 10) Acción solar fuerte
- 11) Alternación período seco-lluvia

V A R I O S



LLORADO DE ASFALTO

Definición:

Flujo de liberación del asfalto hacia la superficie de una carpeta asfáltica, formando una película o capa peligrosa y/o ascenso del asfalto a través de grietas.

Causas Probables:

- 1) Exceso de asfalto
- 2) Excesiva compactación de mezclas ricas
- 3) Temperatura de compactación muy elevada
- 4) Sobredosificación de riego de liga



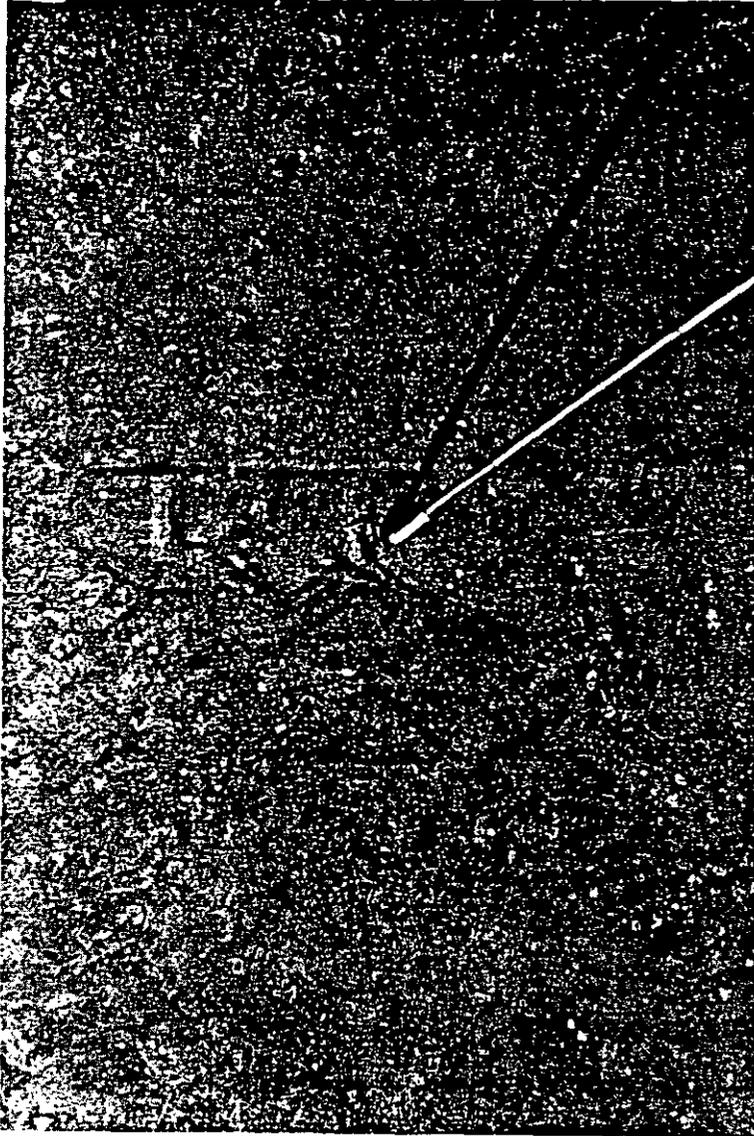
Definición:

Aparición de zonas húmedas en la superficie, con o sin encharcamiento.

Causas Probables:

- 1) Deficiencia de drenaje superficial.
- 2) Deficiencia o escasez de subdrenaje
- 3) Flujo ascendente de agua a través de grietas
- 4) Zonas mal compactadas
- 5) Capas porosas o de textura abierta
- 6) Bases saturadas
- 7) Flujo capilar de agua
- 8) Presiones hidrostáticas por el efecto del tránsito

MARCADO DE HUELLA



Definición:

Impresión en relieve localizada en la superficie de rodamiento.

Causas Probables:

- 1) Superficies de rodamiento débiles o suaves
- 2) Exceso en el contenido de asfalto
- 3) Altas temperaturas ambientales
- 4) Estacionamiento prolongado de vehículos pesados
- 5) Mezclas con estabilidad deficiente
- 6) Exceso de riegos de liga
- 7) Huellas por tránsito compactador de neumáticos



CONTAMINACION DE AGREGADOS

Definición:

Inclusión de materiales diferentes o ajenos a los agregados especificados, tales como la piedra pomez de diferentes características y propiedades mecánicas.

Causas Probables:

- 1) Dosificación inapropiada
- 2) Control de calidad pobre
- 3) Contaminación de bancos de agregados



EXPULSION DE FINOS

Definición:

Material fino sobre la superficie de rodamiento, acumulado en zonas adyacentes a las grietas, de color blancuzco en esta fotografía

Causas Probables:

- 1) Acumulación de agua libre en capas subyacentes
- 2) Exceso de finos en capas de la sección del pavimento
- 3) Expulsión de cemento a través de grietas, en bases estabilizadas
- 4) Acción de tránsito intenso



CRECIMIENTO DE HIERBA A TRAVES DE LA CARPETA

Definición:

Producto de agrietamiento en acotamientos y en los hombros de la carretera; hierba silvestre crece aflorando por las grietas y avanzando con la humedad hasta prácticamente erosionar o destruir parte de la carpeta.

Causas Probables:

- 1) Drenaje superficial deficiente
- 2) Labores de conservación inadecuadas
- 3) Falta de sellado de las grietas cuando aparecen

**CRECIMIENTO DE HIERBA
ENTRE CARPETA Y CUNETA
PARA DRENAJE SUPERFICIAL**

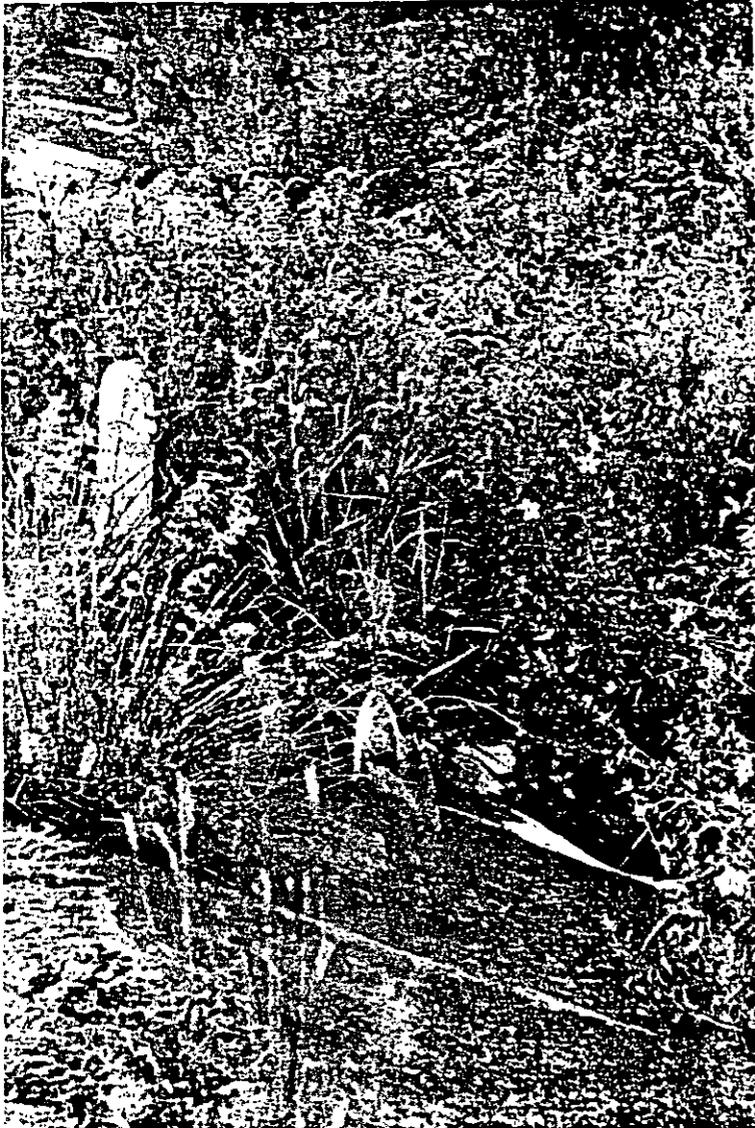


Definición:

Jardín silvestre que aflora o crece longitudinalmente, entre la carpeta asfáltica y las cunetas de concreto hidráulico para drenaje superficial.

Causas Probables:

- 1) Drenaje superficial deficiente
- 2) Labores de conservación inadecuadas
- 3) Falta de sellado longitudinal



OBSTRUCCION DE ALCANTARILLAS

Definición:

La hierba silvestre invade y crece en alcantarillas para el drenaje, obstruyendo parcial o totalmente el flujo del agua, además de obstruir señalamiento geométrico.

Causas Probables:

- 1) Conservación inadecuada



AZOLVE EN DRENAJE SUPERFICIAL

Definición:

Arrastre de material suelto, que por falta de conservación periódica, tapa o azolva el drenaje superficial; repercute en un mal comportamiento de la sección del pavimento.

Causas Probables:

- 1) Descuido y falta de oportunidad en el mantenimiento preventivo de un camino



OBSTRUCCION DEL DRENAJE POR DESPRENDIMIENTO DE ROCAS

Definición:

En taludes muy verticales es frecuente el desprendimiento de rocas sobre la carretera y en especial en los acotamientos para drenaje superficial. Lo anterior obstruye parcial o totalmente el flujo adecuado del agua por su drenaje, repercutiendo en el comportamiento de la sección del pavimento.

Causas Probables:

- 1) Falta de mantenimiento preventivo oportuno



**BORDE LONGITUDINAL O ELEVACION DIFERENCIAL DE LA CARPETA
ENTRE CARRILES**

Definición:

Cambio brusco del perfil transversal de la superficie de rodamiento entre tendido de capas.

Causas Probables:

- 1) Deficiencia en procedimientos constructivos
- 2) Deficiencia en control de calidad
- 3) Asentamientos longitudinales
- 4) Discontinuidad en el bombeo

B I B L I O G R A F I A

- 1- Les Sables. Guide Pratique D'utilisation Routiere, ISTED.
- 2 Pavement Condition Surveys.. Highway Research Board.
- 3 Standard Nomenclature and Definitions for Pavement Components and Deficiencies H.R.B.
- 4 Catálogo de Deterioros en Firmes de Carreteras, MOPU. Madrid, España.
- 5 SIMAP. Sistema Mexicano para la Administración de los Pavimentos, 1a. Fase Conservación. Instituto Mexicano del Transporte, I.M.T., S.C.T.
- 6 Agrietamiento Longitudinal en Carreteras, A. Rico R. París, 1983.
- 7 Apuntes Sobre Deterioros en Pavimentos, M. Zárate A.
- 8 Apuntes Sobre Pavimentos Flexibles, R. Téllez G. F.I.. UNAM.



CRECIMIENTO DE HIERBA A TRAVES DE LA CARPETA

Definición:

Producto de agrietamiento en acotamientos y en los hombros de la carretera; hierba silvestre crece aflorando por las grietas y avanzando con la humedad hasta prácticamente erosionar o destruir parte de la carpeta.

Causas Probables:

- 1) Drenaje superficial deficiente

**CRECIMIENTO DE HIERBA
ENTRE CARPETA Y CUNET.
PARA DRENAJE SUPERFICIAL.**



Definición:

Jardín silvestre que aflora o crece longitudinalmente, entre la carpeta asfáltica y las cunetas de concreto hidráulico para drenaje superficial.

Causas Probables:

- 1) Drenaje superficial deficiente



OBSTRUCCION DE ALCANTARILLAS

Definición:

La hierba silvestre invade y crece en alcantarillas para el drenaje, obstruyendo parcial o totalmente el flujo del agua, además de obstruir señalamiento geométrico.

Causas Probables:

AZOLVE EN DRENAJE SUPERFICIAL



Definición:

Arrastre de material suelto, que por falta de conservación periódica, tapa o azolva el drenaje superficial; repercute en un mal comportamiento de la sección del pavimento.

Causas Probables:

- 1) Descuido y falta de oportunidad en el mantenimiento



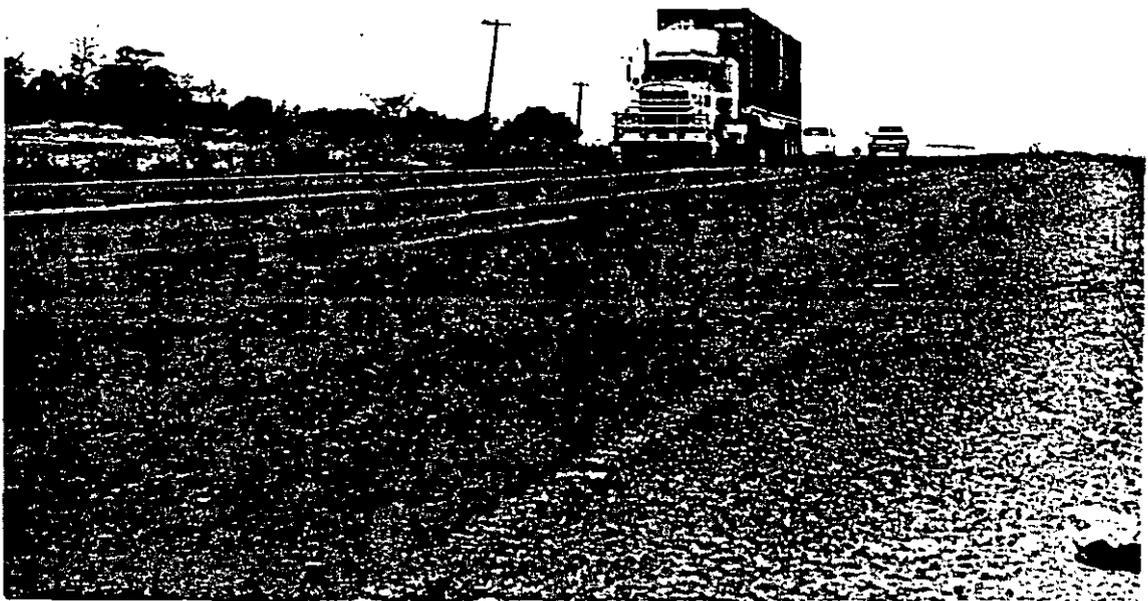
OBSTRUCCION DEL DRENAJE POR DESPRENDIMIENTO DE ROCAS

Definición:

En taludes muy verticales es frecuente el desprendimiento de rocas sobre la carretera y en especial en los acotamientos para drenaje superficial. Lo anterior obstruye parcial o totalmente el flujo adecuado del agua por su drenaje, repercutiendo en el comportamiento de la sección del pavimento.

Causas Probables:

- 1) Falta de mantenimiento preventivo oportuno



**BORDE LONGITUDINAL O ELEVACION DIFERENCIAL DE LA CARPETA
ENTRE CARRILES**

Definición:

Cambio brusco del perfil transversal de la superficie de rodamiento entre tendido de capas.

Causas Probables:

- 1) Deficiencia en procedimientos constructivos

B I B L I O G R A F I A

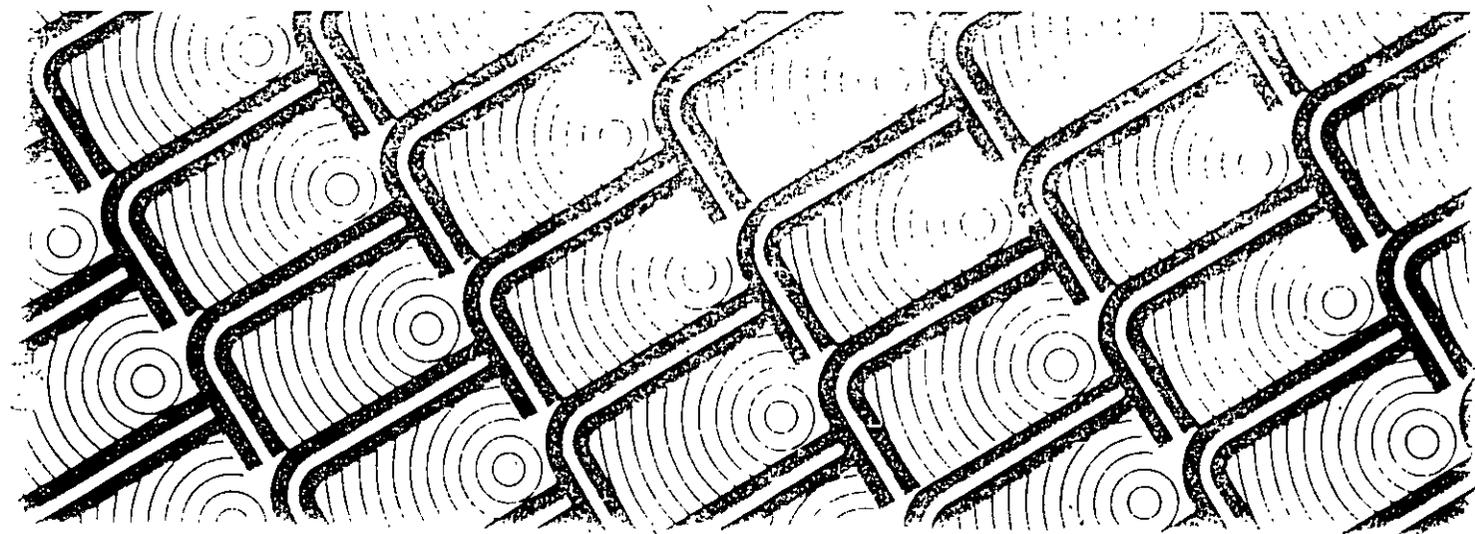
- 1 Les Sables. Guide Pratique D'utilisation Routiere, ISTED.
- 2 Pavement Condition Surveys. Highway Research Board.
- 3 Standard Nomenclature and Definitions for Pavement Components and Deficiencies H.R.B.
- 4 Catálogo de Deterioros en Firmes de Carreteras, MOPU. Madrid, España.
- 5 SIMAP. Sistema Mexicano para la Administración de los Pavimentos, 1a. Fase Conservación. Instituto Mexicano del Transporte, I.M.T., S.C.T.
- 6 Agrietamiento Longitudinal en Carreteras, A. Rico R. París, 1983.
- 7 Apuntes Sobre Deterioros en Pavimentos, M. Zárate A.
- 8 Apuntes Sobre Pavimentos Flexibles, R. Téllez G. F.I. UNAM.



**SECRETARIA
DE COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES**
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA

Materiales asfálticos utilizados en pavimentación

Dirección General de Servicios Técnicos



CONTENIDO

1. GENERALIDADES
 - 1.1 Definición y procedencia del asfalto
 - 1.2 Características generales del asfalto
2. BREVE RESEÑA HISTORICA
3. ORIGEN DEL ASFALTO
 - 3.1 Teorías existentes al respecto
 - 3.2 Asfaltos naturales
 - 3.3 Asfaltos derivados del petróleo
4. MATERIALES ASFALTICOS QUE SE OBTIENEN A PARTIR DEL PETROLEO
 - 4.1 Cementos asfálticos y asfaltos oxidados
 - 4.2 Asfaltos rebajados
 - 4.3 Emulsiones asfálticas
5. COMPOSICION DEL ASFALTO
 - 5.1 Componentes fundamentales
 - 5.2 Clasificación general de los hidrocarburos
 - 5.3 Estructura fisico-química del asfalto
 - 5.4 Otros materiales presentes en el asfalto
6. PROPIEDADES DEL ASFALTO
 - 6.1 Características generales que imparten al asfalto sus diferentes componentes: asfaltenos, resinas y aceites
 - 6.2 Propiedades superficiales e interfaciales que influyen en la adhesividad o adherencia del asfalto con los materiales pétreos
 - 6.3 Procedimientos para mejorar las características de adhesividad asfalto-agregado
 - 6.4 Propiedades reológicas

- a) Consistencia y susceptibilidad
- b) Viscosidad, tixotropía y elasticidad
- c) Punto de reblandecimiento (anillo y esfera)
- d) Penetración
- e) Susceptibilidad logarítmica de la penetración
- f) Penetración del asfalto en el punto de reblandecimiento (anillo y esfera)
- g) Índice de penetración
- h) Flotación
- i) Ductilidad

6.5 Otras propiedades del asfalto relacionadas con su utilización

- a) Punto de inflamación
- b) Solubilidad
- c) Penetración retenida y pérdida por calentamiento (prueba de la película delgada)

7. CORRELACION QUE EXISTE ENTRE LAS PROPIEDADES DE LOS ASFALTOS, LAS PRUEBAS QUE SE APLICAN A ELLOS Y SU COMPORTAMIENTO EN LOS TRABAJOS EN QUE SE EMPLEAN

8. EFECTO DEL TIEMPO Y DE LOS AGENTES ATMOSFERICOS EN LAS PROPIEDADES REOLOGICAS DE LOS ASFALTOS

9. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES ASFALTICOS DE MEXICO EN COMPARACION CON LOS DE OTROS PAISES

10. MATERIALES ASFALTICOS USADOS EN PAVIMENTACION

10.1 Generalidades

10.2 Cementos asfálticos

- a) Propiedades y usos
- b) Normas de calidad

10.3 Asfaltos rebajados

- a) Obtención, clasificación y tipos
- b) Propiedades y usos
- c) Temperaturas recomendables de aplicación
- d) Normas de calidad

10.4 Emulsiones asfálticas

- a) Generalidades
- b) Emulsiones aniónicas y catiónicas
- c) Fabricación de las emulsiones

- d) Propiedades de las emulsiones
- e) Mecanismos de rompimiento
- f) Usos de las emulsiones
- g) Normas de calidad

10.5 Otros procedimientos para la identificación de los materiales asfálticos

10.6 Comentarios a pruebas y normas SCT

10.7 Estudio comparativo de los diferentes productos asfálticos, para definir la utilización más recomendable en cada caso

10.8 Verificación de calidad de los materiales asfálticos

10.9 Empleo de aditivos para mejorar las características de adhesividad entre materiales pétreos y asfaltos

10.10 Transporte, manejo y almacenamiento de los productos asfálticos

- a) Generalidades
- b) Recepción y transporte de los materiales asfálticos
- c) Almacenamiento y manejo de los productos asfálticos

11. TENDENCIAS ACTUALES EN EL MUNDO EN RELACION CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION Y REHABILITACION DE PAVIMENTOS QUE IMPLICAN EL USO DE ASFALTOS

11.1 Disminución en los consumos de asfaltos, solventes ligeros y combustibles derivados del petróleo

- a) Mayor uso de emulsiones y de cementos asfálticos
- b) Empleo de azufre
- c) Trabajos de reciclado

11.2 Prolongación de la vida útil de los pavimentos asfálticos

- a) Uso de materiales incorporados al asfalto que le imparten mejores características de resistencia, flexibilidad y adhesividad, tales como negro de carbón, hule, silicones y fillers.
- b) Uso de materiales que retardan el envejecimiento del asfalto, como los anti-oxidantes de plomo

12. CONCLUSIONES

1. GENERALIDADES

1.1 Definición y procedencia del asfalto

El asfalto puede definirse como un material de color oscuro, con cualidades aglutinantes, compuesto esencialmente de hidrocarburos casi en su totalidad solubles en bisulfuro de carbono, sólido o semisólido a las temperaturas ambientales ordinarias y que se licúa gradualmente al calentarse.

El asfalto es parte integrante de muchos petróleos en los cuales existe en solución. Cuando se refinan dichos petróleos para separar las fracciones volátiles el residuo que queda es el asfalto. Procesos análogos que ocurren en la naturaleza han formado depósitos naturales de asfalto, algunos prácticamente libres de materias extrañas y otros en que el asfalto se encuentra mezclado con cantidades variables de ciertos minerales, agua y otras sustancias. Los depósitos naturales en que el asfalto se presenta dentro de la estructura de una roca porosa se conocen comúnmente con el nombre de asfaltos de roca o también como rocas asfálticas.

1.2 Características generales del asfalto

El asfalto es de particular interés al ingeniero porque es un material fuertemente cementante, altamente adhesivo, impermeable y durable. Es una sustancia termoplástica, que imparte flexibilidad controlable a las mezclas de agregados minerales con los cuales se combina. Es además muy resistente a la acción de la mayor parte de los álcalis, ácidos y sales. Puede ser licuado aplicándole calor, disolviéndolo en derivados del petróleo de distinta volatilidad o bien, emulsiificándolo en agua.

2. BREVE RESEÑA HISTORICA

El asfalto es uno de los materiales más antiguos que se conocen. Se han encontrado esqueletos intactos de animales prehistóricos en depósitos superficiales de asfalto, como el que existe en La Brea, cerca de Los Angeles, California.

Recientes excavaciones arqueológicas muestran el extenso uso del asfalto en los valles de la Mesopotamia y del Indo, entre los años 3200 a 540 A.C., como un material cementante para la construcción de mamposterías y de caminos, y como impermeabilizante para baños en los templos y otros depósitos de agua. Se dice que Noé lo usó para calafatear su Arca y que también se empleó para sellar la canasta en que Moisés, siendo niño, fue depositado en las aguas del Nilo.

Por el año 300 A.C. los egipcios utilizaban ampliamente el asfalto para los tratamientos de preservación y momificación de sus muertos. Los indios de América lo empleaban para impermeabilizar sus canoas, antes de que el hombre blanco llegara al Nuevo Continente; en México, los totonacas de la región de Papantla lo recogían de la superficie de las aguas para utilizarlo como medicina y como incienso para sus ritos; algunas tribus que habitaron las costas mexicanas lo masticaban para limpiar y blanquear su dentadura.

En el año 1802 de nuestra era, se usó asfalto de roca en Francia para el terminado superficial de pisos, puentes y banquetas.

En 1838 se utilizó asfalto de roca importado para la construcción de banquetas en Filadelfia, Estados Unidos y en 1870 se colocó el primer pavimento asfáltico en dicho país, en la población de Newark, Nueva Jersey, por el químico belga E. J. Desmet, que usó roca asfáltica importada del valle del Ródano en Francia. En 1876 se aplicó la primera capa de mezcla asfáltica con arena en la Ciudad de Washington, D.C., utilizando la roca asfáltica mencionada y también asfalto importado del Lago Trinidad, cerca de Venezuela.

Los asfaltos empleados en estos primeros trabajos de pavimentación fueron desde luego asfaltos naturales, es decir, asfaltos que se muestran en la natura-

leza en forma de yacimientos y que podían explotarse sin dificultad y sin requerir complicadas operaciones industriales para su preparación.

El uso de asfalto procedente de la destilación del petróleo se inició en los Estados Unidos en la segunda mitad del siglo XIX, contándose con las primeras refinerías por el año de 1886. El primer pozo petrolero de América se perforó en 1859, cerca de la población de Titusville, Pensylvania. En 1902 ya se produjeron del orden de 20,000 toneladas de asfalto como producto de la refinación del petróleo.

A partir del año de 1926, con el desarrollo de la industria automotriz y debido a la necesidad de contar con mejores caminos y calles para el tránsito de vehículos, la utilización de asfalto derivado del petróleo ha tenido un aumento anual sostenido en todas partes del mundo, sobre todo en los países industrializados.

En México, el uso generalizado del asfalto se inició por el año de 1925, al emprenderse la construcción de los primeros caminos pavimentados, como consecuencia del aumento de vehículos automotores, no obstante que desde años atrás existían ya empresas extranjeras que explotaban y exportaban grandes cantidades de petróleo crudo de nuestro país, en el que la exploración petrolera comenzó en forma incipiente a partir de 1900, haciéndose en forma sistemática y organizada a partir de 1942. En el año de 1914 se usaron en Estados Unidos más de 300,000 toneladas de asfaltos procedentes de crudos mexicanos. El primer pozo petrolero propiamente dicho se perforó en México en mayo de 1901, en la región de El Ebano, S.L.P.

3. ORIGEN DEL ASFALTO

3.1 Teorías existentes al respecto

Hemos mencionado anteriormente que las fuentes de donde procede el asfalto son los depósitos naturales y el petróleo crudo; de éste se extrae después de obtener las fracciones volátiles sometiéndolo a refinación o destilación. Puesto que los asfaltos naturales provienen de un proceso natural de destilación o transformación del petróleo, lo que realmente estaría en discusión es el origen del propio petróleo.

No se sabe exactamente cómo se formó el petróleo en el subsuelo. Las teorías sobre su origen son muchas y aún se siguen discutiendo hasta la fecha. Algunos investigadores defienden el origen mineral o inorgánico del petróleo y explican su formación de diversas maneras como las siguientes:

- A) Bajo la superficie terrestre existen carburos metálicos que en contacto con el agua se descomponen produciendo hidrocarburos, los que al condensarse en estratos superiores más fríos, dieron lugar al petróleo.
- B) Los metales alcalinos que se encuentran en estado libre en el interior de la tierra reaccionan con el bióxido de carbono a altas temperaturas y estas reacciones, en contacto con el agua, producen los hidrocarburos que constituyen el petróleo.

Otros investigadores se inclinan por el origen orgánicos del petróleo, sosteniendo que proviene de la descomposición de residuos de animales y vegetales que se han transformado en aceite. Este origen se estima más razonable al comprobarse que los estratos en que se ha formado el petróleo no han estado nunca a temperaturas superiores a los 38°C, lo que descarta la teoría del origen inorgánico, ya que la obtención a partir de carburos metálicos requiere temperaturas mucho más elevadas.

Los estudios recientes hechos en el laboratorio analizando rocas petrolíferas de campos productores, parecen confirmar un origen orgánico, ya que se han encontrado en ellas ciertas propiedades ópticas que sólo se localizan en sustan-

cias orgánicas; por otro lado, el contenido de nitrógeno y otras sustancias en el petróleo, solamente puede proceder de materiales orgánicos.

También puede confirmar el origen orgánico, el hecho de que la mayor parte de los yacimientos de petróleo en el mundo se localizan en lugares que fueron ocupados por lagos y mares hace millones de años.

3.2 Asfaltos naturales

Los asfaltos naturales se manifiestan en diversas formas, entre las que destacan las siguientes:

MANANTIALES. Se presentan en algunos lugares fuentes de las que fluye petróleo o asfalto líquido, generalmente en pequeña cantidad. Proviene por lo común de depósitos de cierta importancia de materiales de este tipo con salida al exterior por alguna grieta de la roca.

LAGOS. A veces, manantiales como los descritos, pero de gran caudal, situados en el fondo de depresiones profundas, pueden dar lugar a la formación de lagos de asfalto, como el muy conocido de Trinidad, cerca de las costas de Venezuela, que es uno de los mayores yacimientos de asfalto nativo en el mundo. Su superficie total es de unas 46 hectáreas. La masa de asfalto en este lago está continuamente en movimiento desde el centro hacia los bordes, lo que se atribuye a la entrada continua en el lago, por la parte central, de la corriente de asfalto que lo forma. El material, en su estado natural, es una emulsión de asfalto, gases, agua, arena y arcilla; para su mejor aprovechamiento, se somete a sencillos procesos de refinación que le eliminan las sustancias perjudiciales. Se dice que Colón usó asfalto de este Lago Trinidad para calafatear sus barcos en su viaje de regreso a España. El Lago proporcionó también la mayor parte del asfalto que se usó en Estados Unidos en los trabajos de pavimentación, antes de la producción en gran escala del asfalto derivado del petróleo.

EXUDACIONES. Se presentan en rocas muy porosas saturadas de asfalto, de las que éste fluye bajo los efectos del calor o de alguna presión interior.

IMPREGNANDO ROCAS. Son bastante frecuentes los yacimientos de rocas más o menos porosas en las que el asfalto se encuentra llenando parcial o totalmente los poros, pero sin llegar a exudar. La proporción de asfalto contenido en estas rocas puede variar dentro de límites amplios, siendo de más utilidad aquellas cuya proporción de asfalto es mayor del 7%.

FILONES. Son intrusiones de asfalto en una masa rocosa, a través de grietas o fallas, en alguno de sus estratos o bien, son simplemente la sedimentación alternada de capas de asfalto y otros materiales. El primer origen generalmente da lugar a filones inclinados o verticales y el segundo a filones horizontales. Es

el caso de la llamada "gilsonita" que se encuentra en algunas regiones de los Estados Unidos formando filones verticales que se explotan a cielo abierto. Son famosos los filones de asfalto que se encuentran en el lecho del Mar Muerto. El asfalto contenido en ellos se denomina "asfaltites", caracterizándose por su elevado punto de fusión; cuando se desprende alguna cantidad de asfalto de esos filones, por efecto de terremotos u otras sacudidas, los trozos de asfalto, por su menor densidad, flotan en la superficie, donde pueden recogerse. Este asfalto no se explota industrialmente, ya que las cantidades que pueden obtenerse son muy pequeñas; su principal interés estriba en que fue una de las primeras fuentes de suministro de asfalto en la antigüedad.

3.3 Asfaltos derivados del petróleo

Casi todo el asfalto que se produce y utiliza actualmente en el mundo procede de la refinación del petróleo.

El petróleo se obtiene de yacimientos existentes en el subsuelo a diferentes profundidades, que pueden llegar a los 7,000 m o más. Se presenta dentro de formaciones de tipo arenoso o calcáreo. Su color varía de ámbar a negro y su densidad es menor que la del agua. Se presenta generalmente encima de una capa de agua, hallándose en la parte superior una de gas. Las rocas almacenadoras de petróleo corresponden a muy diversas edades geológicas. En nuestro País, proceden generalmente del período terciario de la era cenozoica.

No todos los petróleos crudos contienen asfalto y en los que los contienen, las proporciones de éste son muy variables. Los crudos de petróleo se dividen fundamentalmente en 2 grupos: crudos parafínicos y crudos asfálticos. Los últimos son desde luego los más adecuados para la obtención de asfaltos. Ya que la frontera entre los crudos asfálticos y parafínicos no puede ser rígida, existen también crudos intermedios, llamados semiparafínicos.

4. MATERIALES ASFÁLTICOS QUE SE OBTIENEN A PARTIR DEL PETRÓLEO ---

4.1 Cementos asfálticos y asfaltos oxidados

La Figura 1 es un esquema de la obtención del petróleo y del proceso de destilación a que se somete en las refinerías para obtener los diferentes materiales asfálticos.

El petróleo crudo se hace circular a gran presión y velocidad por una tubería situada en el interior de un horno que alcanza elevadas temperaturas. Calentado a las temperaturas apropiadas se le introduce a una torre de destilación en donde se vaporizan los componentes más ligeros o más volátiles, que son extraídos y sometidos a un proceso de condensación y refinación, para obtener de ellos naftas, gasolinas, kerosinas, aceites ligeros y una amplia gama de otros productos.

El residuo que queda de este primer proceso de separación de las fracciones más ligeras del petróleo, puede usarse como un aceite combustible o ser procesado de una variedad de formas. Si sus características son adecuadas y ha sido refinado para alcanzar una consistencia apropiada, puede servir como uno de los asfaltos rebajados de fraguado lento (FL), a los que a veces se les denomina aceites para caminos.

El mismo residuo, si se le reduce a una determinada consistencia y se le inyecta aire a elevada temperatura, se obtiene lo que se llama un asfalto soplado u oxidado, que tiene propiedades que permiten utilizarlo para una diversidad de aplicaciones y de productos industriales, que incluyen asfalto para impermeabilización de azoteas, esmaltes para recubrimiento de tuberías, asfaltos para el sellado y levantamiento de pavimentos de concreto hidráulico que han sufrido asentamientos, y muchos otros.

Cuando el residuo de la destilación reúne buenas características para producir asfalto de propiedades adecuadas para los trabajos de pavimentación, y que generalmente es la mayor cantidad, se somete a un proceso de refinación posterior para obtener el cemento asfáltico, que es, por decirlo así, el asfalto básico para la elaboración de los demás materiales asfálticos utilizables en la cons-

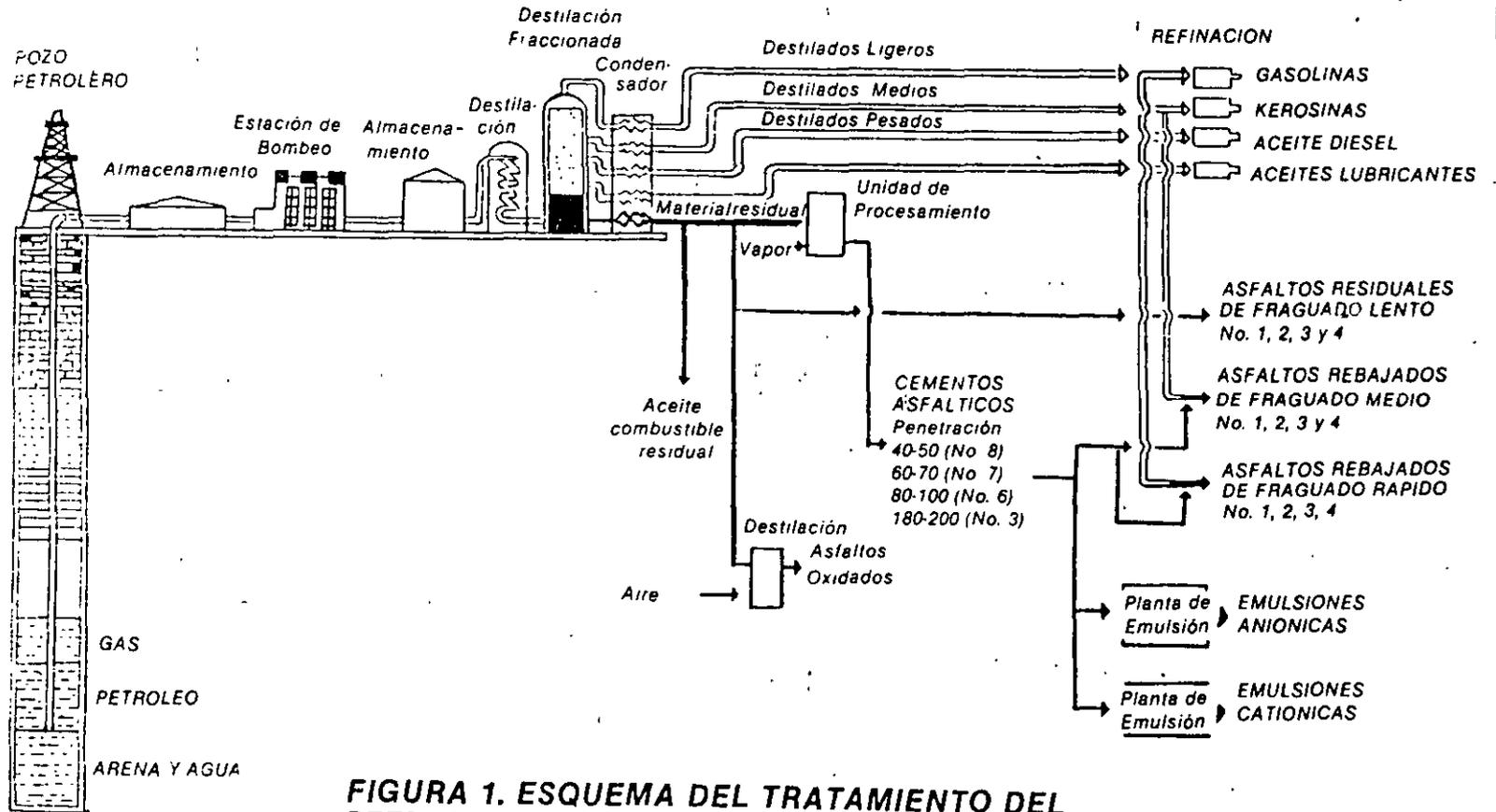


FIGURA 1. ESQUEMA DEL TRATAMIENTO DEL PETROLEO PARA OBTENER LOS DIVERSOS PRODUCTOS ASFALTICOS

trucción y conservación de obras viales. Existen 2 métodos para la producción comercial del cemento asfáltico: el método de destilación y el método de extracción de solventes.

En el método de destilación, el residuo de la primera separación de las fracciones ligeras, se calienta a una temperatura adecuada y se alimenta a otra torre de destilación, en la que generalmente se produce un vacío parcial para facilitar el proceso. También se introduce a menudo vapor cerca del fondo de la torre, para abatir la presión parcial del sistema y ayudar a remover cualquier aceite ligero contenido en el asfalto. Se extraen las nuevas fracciones destiladas y el proceso se controla adecuadamente para producir un cemento asfáltico de la consistencia deseada.

El método de extracción de solventes hace uso de una fracción ligera de hidrocarburo de limitado poder de disolución, tal como el propano líquido. Se mezcla dicho solvente con el residuo de la primera destilación que hemos venido mencionando y esto hace que se produzca una separación en 2 fases: por un lado aceites y ceras y por el otro el asfalto. Un simple proceso de decantación permite separar las 2 fases. Controlando adecuadamente la operación se llega a obtener el cemento asfáltico de la consistencia requerida.

Es decir, el cemento asfáltico no es otra cosa que el asfalto que hemos definido anteriormente, pero obtenido a través de un proceso controlado de refinación del petróleo, que le imparte características adecuadas para emplearse en los trabajos de pavimentación. Es por tanto también un material sólido o semi-sólido a las temperaturas ambientes normales. Dependiendo de su consistencia o grado de dureza, existen varios tipos de cementos asfálticos, según se verá más adelante.

Para utilizar el cemento asfáltico en las obras citadas, es necesario fluidificarlo mediante calentamiento a elevadas temperaturas. Si se requiere hacer mezclas o aplicaciones de asfalto en frío, habrá que licuar el cemento asfáltico por otros procedimientos, que consisten fundamentalmente en mezclarle solventes ligeros del petróleo, con lo que se obtienen los asfaltos rebajados, o emulsionarlo en agua, dando lugar a las emulsiones asfálticas, productos ambos que se describen a continuación.

Es común designar a los cementos asfálticos, asfaltos rebajados y emulsiones asfálticas como materiales asfálticos.

4.2 Asfaltos rebajados

Los asfaltos rebajados son mezclas de cemento asfáltico con fracciones ligeras del petróleo. Estas fracciones se denominan generalmente solventes o diluentes. Cuando el solvente es del tipo de la nafta o gasolina se obtienen los as-

faltos rebajados de fraguado rápido (FR). Si el solvente es semejante a la kerosina, se obtienen los asfaltos rebajados de fraguado medio (FM). La consistencia de estos productos está regida por las cantidades relativas y por las propiedades del solvente y del cemento asfáltico presentes. El otro tipo de asfalto rebajado está constituido por los de fraguado lento (FL), los cuales contienen cemento asfáltico y aceites ligeros; generalmente se obtienen directamente a partir del residuo de la primera destilación del petróleo, como ya se citó anteriormente en el punto 4.1. El proceso de obtención de los diferentes tipos de asfalto rebajado se lleva a cabo en las refinerías.

4.3 Emulsiones asfálticas

Las emulsiones asfálticas son dispersiones de diminutos glóbulos de asfalto en agua. Generalmente se requiere una pequeña cantidad de un agente activador de superficie o emulsificante, para ayudar a la referida dispersión. Los glóbulos de asfalto son extremadamente pequeños y casi enteramente de tamaño coloidal (del orden de las 2 micras). Las emulsiones asfálticas se preparan en mezcladores de alta velocidad o molinos coloidales.

Se fabrican comercialmente 2 tipos de emulsiones asfálticas: las emulsiones aniónicas y las emulsiones catiónicas. Los 2 tipos se elaboran a partir de cementos asfálticos de determinadas consistencias. Una forma modificada de emulsión asfáltica puede fabricarse usando un asfalto líquido de fraguado rápido, medio o lento. Estas son las llamadas emulsiones inversas, lo que indica que el agua es dispersada en la fase de asfalto, en vez de que el asfalto sea el que se disperse en la fase acuosa. Se usa una variedad de agentes emulsificantes para controlar las propiedades de las emulsiones asfálticas.

5. COMPOSICION DEL ASFALTO

5.1 Componentes fundamentales

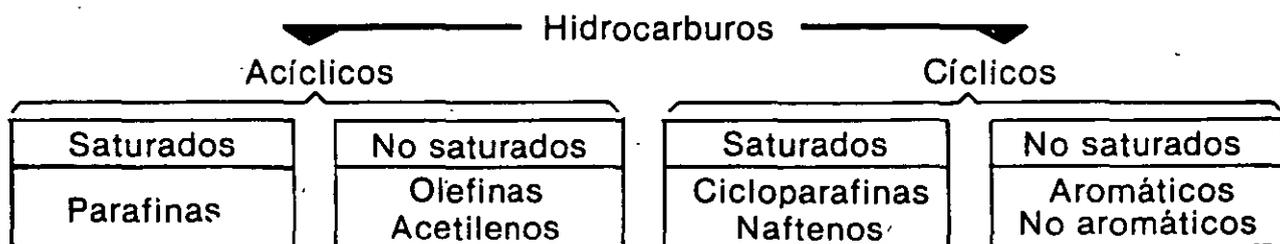
El asfalto es un compuesto constituido fundamentalmente por la mezcla de un gran número de hidrocarburos de diversos tipos, asociados en proporciones también muy variables.

La mayoría de estos hidrocarburos están presentes en el petróleo crudo, pero el proceso de destilación origina ciertas transformaciones químicas y hace que se eliminen los hidrocarburos ligeros, quedando en el asfalto sólo hidrocarburos pesados.

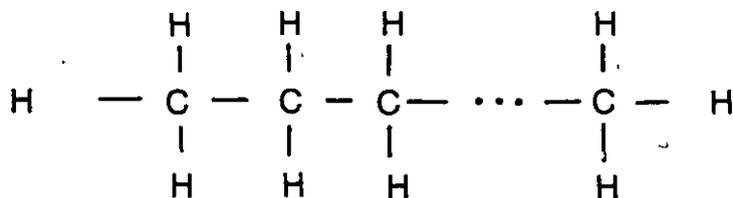
En los hidrocarburos constituyentes del asfalto los átomos de carbono se unen entre sí mediante cadenas o enlaces sencillos, dobles o triples y cuyas valencias libres se saturan con átomos de hidrógeno.

5.2 Clasificación general de los hidrocarburos

Los hidrocarburos pueden clasificarse en general, de la siguiente manera:



Los hidrocarburos acíclicos son aquéllos en los que la cadena de átomos de carbono no se cierra. Son saturados, si todos los enlaces entre los átomos de carbono son simples, y no saturados, en caso contrario. Unos y otros pueden ser ramificados si un átomo de hidrógeno es sustituido por una nueva cadena de carbonos. Los hidrocarburos acíclicos saturados se llaman parafinas y su fórmula es del tipo siguiente:

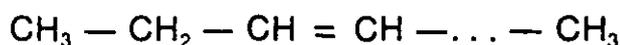


que se puede escribir más simplemente:



El número de átomos de carbono puede variar desde uno (CH_4), hasta valores teóricamente tan grandes como se quiera. Los cuatro primeros términos de la serie son gaseosos, del 5 al 16 son líquidos y los demás sólidos. Las parafinas se caracterizan químicamente por su gran estabilidad.

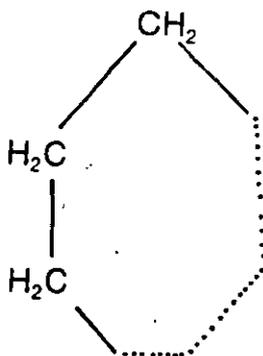
Los hidrocarburos acíclicos en que existen enlaces dobles se llaman olefinas. Su fórmula típica es:



El número mínimo de átomos de carbono es de 2. Los cuatro primeros términos de la serie son gaseosos; hasta el 18, son líquidos y los demás sólidos. Hierven a temperaturas ligeramente más altas que los hidrocarburos saturados del mismo número de átomos de carbono. Tienen gran tendencia a combinarse químicamente con multitud de sustancias y polimerizarse, es decir, a reunir varias de sus moléculas, dando lugar a un cuerpo más pesado.

Los hidrocarburos cíclicos que presentan un triple enlace entre 2 átomos de carbono se denominan hidrocarburos acetilenos.

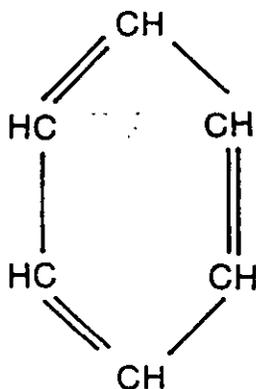
Los hidrocarburos cíclicos son aquéllos en que la cadena de átomos de carbono llega a cerrarse, formando anillos. Los hidrocarburos cíclicos saturados se llaman cicloparafinas o naftenos, cuya fórmula general es:



Los tipos más estables y, por tanto, más frecuentes, tienen 5 ó 6 carbonos. En estos hidrocarburos cíclicos, igual que en los acíclicos, uno o varios átomos de hidrógeno pueden estar sustituidos por nuevas cadenas de átomos de carbono.

Las propiedades de los naftenos son muy similares a las de las parafinas. Las principales diferencias son mayor densidad y punto de ebullición más elevado que las parafinas correspondientes.

En los hidrocarburos cíclicos no saturados, uno o varios de los enlaces entre átomos de carbono son dobles. Son especialmente interesantes los hidrocarburos aromáticos, de los que el ejemplo típico es el benceno:



Son hidrocarburos caracterizados por la gran estabilidad del núcleo exagonal presente en todos ellos. Los diferentes tipos de hidrocarburos que hemos mencionado pueden combinarse entre sí en infinidad de compuestos formados por uniones de cadenas parafínicas y olefinicas, anillos nafténicos simples o múltiples y anillos bencénicos, dando lugar a moléculas muy complicadas y prácticamente imposibles de clasificar.

5.3 Estructura físico-química del asfalto

El estudio de la composición química del asfalto en su conjunto resulta complicado, por lo que es frecuente recurrir al procedimiento de analizar primeramente su estructura física, que permite clasificar sus componentes en varias fracciones, y luego estudiar la composición química de cada una de estas fracciones en forma separada.

Los hidrocarburos que constituyen el asfalto forman una solución coloidal en la que un grupo de moléculas de los hidrocarburos más pesados están rodeadas por moléculas de hidrocarburos más ligeros, sin que exista una separación franca entre ellas, sino por el contrario, una transición gradual.

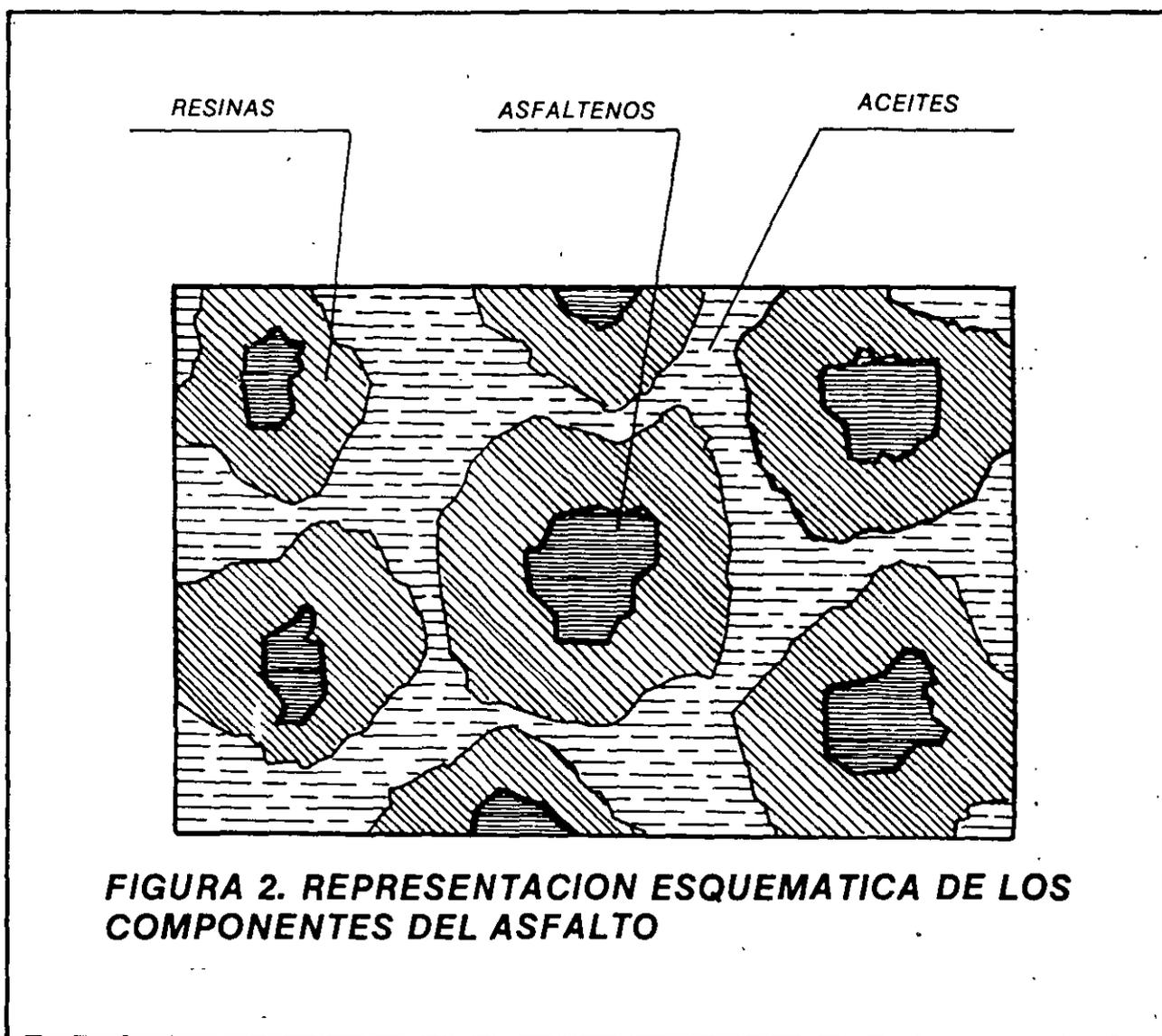
Los núcleos de hidrocarburos más pesados forman los asfaltenos. Rodeando a los asfaltenos existen las resinas, que constituyen la fase intermedia y, finalmente, ocupando el espacio restante, se encuentran los aceites.

Podemos representar esquemáticamente la estructura física del asfalto como se muestra en la Figura 2.

La separación del asfalto en sus 3 fracciones o componentes principales, puede lograrse si se le disuelve en un hidrocarburo saturado de bajo punto de ebullición, con el que se logra romper la estructura coloidal, disolviéndose parte del

material, mientras que el resto precipita en forma de partículas terrosas de color muy oscuro. Los cuerpos que precipitan son los asfaltenos y a los que se disuelven se les llama maltenos, estando integrados por las resinas y los aceites.

Las resinas y los aceites que constituyen los maltenos se separan a su vez haciendo pasar la solución anterior a través de un filtro de arcilla activada, que retiene las resinas y conserva en disolución los aceites. Los aceites pueden separarse de la solución destilando ésta y las resinas lavando el filtro con un disolvente más activo y destilando también posteriormente.



La distinción que hemos hecho entre asfaltenos, resinas y aceites, no es absoluta, ya que las proporciones varían con el tipo de disolvente empleado en la precipitación de los asfaltenos y con el tipo de filtro empleado para la separación de las resinas, de tal manera que si se da como característica de un asfalto su contenido de asfaltenos, debe indicarse simultáneamente el tipo de disolvente empleado para la separación.

Esto confirma el hecho real de que no existen en la composición coloidal del asfalto fronteras bien definidas entre las fases, sino que todos sus componentes se ordenan en una transición gradual que va desde los asfaltenos más pesados hasta los aceites más ligeros, del mismo modo que se pasa insensiblemente de un color a otro en el espectro luminoso.

Los métodos disponibles para el análisis químico de los asfaltenos y de los maltenos (resinas y aceites), como por ejemplo, el método de la combustión, revelan que los asfaltenos se componen de hidrocarburos aromáticos con pocas cadenas parafínicas y los maltenos están constituidos principalmente por hidrocarburos saturados, tanto nafténicos como parafínicos, con cierto número de anillos aromáticos, elevado en las resinas pesadas y reducido en los aceites ligeros.

5.4 Otros materiales presentes en el asfalto

Además de los hidrocarburos que, como hemos indicado, son los componentes fundamentales de asfalto, tanto en el asfalto natural como en el procedente de la destilación del petróleo, se encuentran a veces trazas de oxígeno, nitrógeno, azufre y algunos otros elementos, cuya forma de presentación no es bien conocida.

En los asfaltos naturales existen además diversas sustancias minerales, algunas de las cuales son simples impurezas que se sedimentan cuando se funden dichos asfaltos y otras existen en suspensión coloidal unidas íntimamente a la masa del propio asfalto y no son separables por filtración, de tal manera que a veces modifican sus propiedades en medida importante, facilitando en determinados casos algunas aplicaciones. En estos asfaltos naturales existen igualmente otras impurezas de origen vegetal, procedentes de los suelos existentes en el lugar del yacimiento.

Asimismo, tanto en los asfaltos nativos como en los que se obtienen de la destilación del petróleo, es factible encontrar trazas del metal de los hornos o depósitos con los que han estado en contacto.

6. PROPIEDADES DEL ASFALTO _____

6.1 Características generales que imparten al asfalto sus diferentes componentes: asfaltenos, resinas y aceites.

Los asfaltenos son responsables de las características de dureza de los asfaltos. Las resinas le proporcionan sus propiedades cementantes o aglutinantes y los aceites la consistencia adecuada para hacerlos trabajables.

Cuando los núcleos de asfaltenos y resinas se encuentran dentro de una gran proporción de aceites, la consistencia del asfalto está fijada por los aceites.

Si por un proceso de destilación, por ejemplo, reducimos el contenido de aceites, los núcleos de asfaltenos comienzan a ponerse en contacto y la fricción que este fenómeno origina hace que el asfalto adquiera viscosidad. La proporción en que exista cada uno de los componentes determina, por tanto, la consistencia del asfalto. En el caso de los cementos asfálticos predominan los asfaltenos y las resinas y es bajo el contenido de los aceites.

Los aceites protegen a los asfaltenos y a las resinas de la oxidación provocada por los agentes del intemperismo y es lógico pensar que esta protección será más eficiente, cuanto mayor sea la proporción de aceites en el asfalto. Esta acción del intemperismo produce cambios en la estructura interna del asfalto, haciendo que con el tiempo los aceites se transformen en resinas y éstas a su vez en asfaltenos, lo cual hace aumentar la dureza del asfalto al incrementarse la proporción de los citados asfaltenos.

Este efecto del intemperismo es menos perjudicial cuando el asfalto se aplica en películas que no son muy delgadas, por lo que en el caso de mezclas para capas de rodamiento, conviene que la película de asfalto sea lo más gruesa posible, compatible, desde luego, con la estabilidad de la capa; cuando la película es muy delgada, se aceleran los cambios en la estructura del asfalto, se origina una rigidez inconveniente en la mezcla y se propicia su agrietamiento.

6.2 Propiedades superficiales e interfaciales que influyen en la adhesividad o adherencia del asfalto con los materiales pétreos.

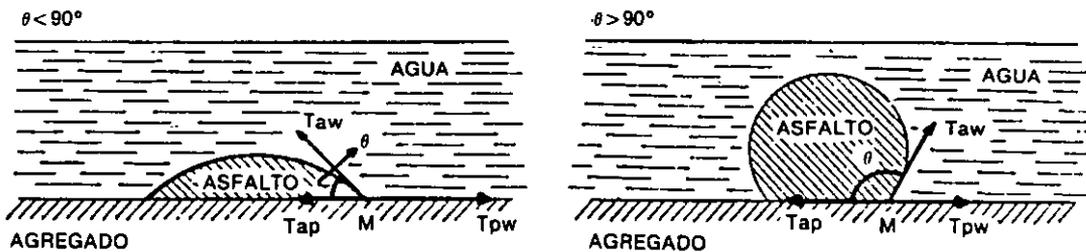
La adhesividad entre agregado y asfalto puede definirse como la propiedad de éste de adherirse a la superficie del agregado y de mantener esta condición en presencia del agua. El fenómeno por el que se efectúa la adhesividad o adherencia del asfalto al material pétreo es un fenómeno complejo y existen varias teorías que pretenden explicarla. Entre ellas, son dignas de mencionarse las siguientes:

1. **EL CONCEPTO DE REACCION QUIMICA.** Cuando los agregados son "mojados" por el asfalto ocurre una adsorción selectiva en la frontera, seguida de una reacción química entre el material adsorbido y los constituyentes de la fase sólida. Bajo estas condiciones, los componentes ácidos del material bituminoso reaccionan con el material básico del agregado para formar compuestos insolubles en el agua. De acuerdo con esto, los agregados que contienen un exceso de constituyentes básicos son hidrófobos, como las calizas y las dolomitas, y los que contienen un exceso de constituyentes ácidos son hidrófilos, como la cuarcita y el granito.
2. **EL CONCEPTO MECANICO.** Según este concepto, la textura superficial del agregado es el factor principal que afecta la adhesividad mecánica. Factores tales como el tamaño de las caras de los cristales individuales, porosidad del agregado, adsorción, cubrimiento de la superficie y angulosidad de las partículas, influyen mecánicamente en la adhesividad en presencia del agua.
3. **EL CONCEPTO DE ENERGIA EN LA SUPERFICIE.** Se considera que la adhesividad es el resultado de las relaciones de energía interfacial en la frontera agregado-asfalto-agua-aire, que permiten explicar los mecanismos de cubrimiento, mojado y desprendimiento de la superficie del agregado. Generalmente cuando un líquido y un sólido se ponen en contacto, el líquido: a), puede no cubrir ni mojar la superficie sólida; b) puede cubrir la superficie sin mojarla; o c), puede cubrir y mojar la superficie. El grado de cubrimiento, mojado y desprendimiento es una función de la tensión superficial, la tensión interfacial y la tensión de adhesión de las fases involucradas. Generalmente la tensión de adhesión agua-agregado es mayor que la de asfalto-agregado; por tanto, el agua tenderá a desalojar o desprender la cubierta asfáltica en la frontera. La cantidad de desprendimiento dependerá de la magnitud de las energías libres que están en juego.

Dentro de estas 3 teorías, la que corresponde al concepto de energía en la superficie es la más ampliamente aceptada. Proporciona una base física para establecer una expresión cuantitativa y una evaluación de las condiciones de adhesividad y el efecto del agua. Esta expresión puede obtenerse del estado de equilibrio de las fuerzas interfaciales en el punto de contacto de agregado, agua y asfalto.

La Figura 3 muestra esquemáticamente las fuerzas interfaciales que actúan en el punto de contacto M de un glóbulo de asfalto que toca la superficie de un agregado en presencia del agua.

El caso (a) de la Figura 3, corresponde a la condición en que se produce el cubrimiento del agregado por el asfalto, debido a que la tensión interfacial entre ambos materiales, T_{ap} , es menor que la tensión interfacial entre el agregado y el agua, T_{pw} . Para satisfacer la condición de mínima energía, el área de contacto entre el agua y el material pétreo deberá ser la menor posible, condición que se alcanza al efectuarse el cubrimiento con la película asfáltica. Esta situación es la que se presenta en los materiales hidrófobos.



$$T_{pw} = T_{ap} + T_{aw} \cos \theta$$

$$T_{ap} < T_{aw}$$

(a)

$$T_{pw} = T_{ap} - T_{aw} \cos \theta$$

$$T_{ap} > T_{pw}$$

(b)

En la figura:

T_{aw} = Tensión interfacial entre el asfalto y el agua

T_{ap} = Tensión interfacial entre el asfalto y el material pétreo (agregado)

T_{pw} = Tensión interfacial entre el material pétreo y el agua

θ = Ángulo de adhesión

FIGURA 3. REPRESENTACION ESQUEMATICA DE LAS FUERZAS INTERFACIALES QUE ACTUAN EN EL PUNTO DE CONTACTO DE UN GLOBULO DE ASFALTO QUE TOCA AL MATERIAL PETREO EN PRESENCIA DEL AGUA

El caso (b) de la propia Figura 3 se refiere a la situación que se presenta cuando, la tensión interfacial entre el agregado y el asfalto, T_{ap} , es mayor que la tensión interfacial entre el agregado y el agua, T_{pw} , por lo que el agua tenderá a cubrir el agregado, para satisfacer la condición de mínima energía superficial. Siendo mayor la tensión interfacial agregado-asfalto, el trabajo menor se realizará cuando sea mínima la superficie de contacto entre estos 2 materiales. De no existir la gravedad el glóbulo de asfalto sería esférico y el contacto se verificaría en un punto. Esta situación se presenta en los agregados hidrófilos.

Para que exista el cubrimiento esquematizado en la Figura 3 (a), la tensión interfacial agregado-asfalto, debe por tanto ser menor que la tensión interfacial agua-asfalto y es ésta desde luego la condición primaria que se requiere para que pueda existir adhesividad, pues si no hay cubrimiento no tiene sentido hablar de adhesividad. Entre menor sea el ángulo señalado en la Figura 3, mayor será el potencial de adhesividad entre el agregado y el asfalto. Logrado el cubrimiento, la mayor o menor adhesividad estará en función de la mayor o menor atracción que exista entre la superficie del material pétreo y el asfalto, la que a su vez dependerá de las cargas eléctricas presentes en la superficie de contacto.

Los materiales básicos mencionados anteriormente, presentan por lo general una superficie electropositiva y en los de naturaleza ácida la superficie tiene cargas electronegativas. Por tanto, un asfalto con cargas eléctricas negativas, tendrá buenas características de adhesividad con los materiales básicos, por la atracción eléctrica existente y no presentará adecuada adhesividad con los materiales ácidos, al tener éstos cargas del mismo signo. Análogamente, si el asfalto tiene cargas eléctricas positivas, será atraído por los materiales ácidos que son electronegativos y no lo será por los materiales básicos, cuyas cargas son electropositivas.

Por tanto, las mejores condiciones de adhesividad entre un asfalto y un material pétreo se presentarán cuando la tensión superficial del asfalto sea baja y al mismo tiempo las cargas eléctricas existentes en uno y otro, sean de signos opuestos.

6.3 Procedimientos para mejorar las características de adhesividad asfalto-agregado

La durabilidad de las mezclas asfálticas de pavimentación puede lograrse asegurando y manteniendo la adherencia entre asfalto y agregado en presencia del agua. La pérdida de adhesividad en la mezcla, que ocasiona el desprendimiento de la película de asfalto, induce inestabilidad y propicia condiciones de falla en el pavimento. Esta situación puede observarse con frecuencia en mezclas asfálticas en las que se han usado materiales pétreos hidrófilos.

No siempre es posible elegir el tipo de agregados adecuados para obtener características durables de adhesividad en las mezclas asfálticas. En algunos lugares sólo se dispone de materiales hidrófilos y ya que el acarreo de agregados de buena calidad desde zonas alejadas resulta antieconómico, es inevitable el uso de dichos materiales locales, por lo que debe recurrirse entonces a ciertas modificaciones para asegurar una buena adhesividad. Tales modificaciones pueden ser:

- a) Modificación de las propiedades adhesivas del asfalto, mediante el uso de agentes tenso-activos, que abaten su tensión superficial.
- b) Modificación de las propiedades superficiales del material pétreo mediante la aplicación, previa a la elaboración de la mezcla o la construcción de un tratamiento superficial, en su caso, de una solución de cemento Portland-agua o cal hidratada-agua. La acción de estos fillers en la mezcla puede ser similar a la que se logra con los agentes tenso-activos que se agregan al asfalto.
- c) Cambios en el tipo de asfalto, que no afecten las características generales del trabajo o tratamientos al material pétreo, como lavado, trituración, etc., que hagan que las partículas del mismo ofrezcan caras más favorables para una mejor adhesividad.

6.4 Propiedades reológicas

La Reología es la rama de la Mecánica que estudia el comportamiento de la materia a través del tiempo de aplicación de una carga, e incluye propiedades de flujo y deformación, como la viscosidad, ductilidad, fragilidad, etc.

La estructura coloidal de los ligantes asfálticos hace bastante complicado el estudio de sus propiedades reológicas, que se dificulta aún más por el acentuado carácter termoplástico de estos materiales. Este carácter, o sea la propiedad que tienen de ablandarse y hacerse deformables por efecto del calor, recuperando al enfriarse sus propiedades originales, es el que ha hecho posible el empleo del asfalto como ligante desde la más remota antigüedad, pero es también el que más complica sus propiedades reológicas, pues todas deben estudiarse en general como funciones de la temperatura representadas por curvas más o menos complicadas.

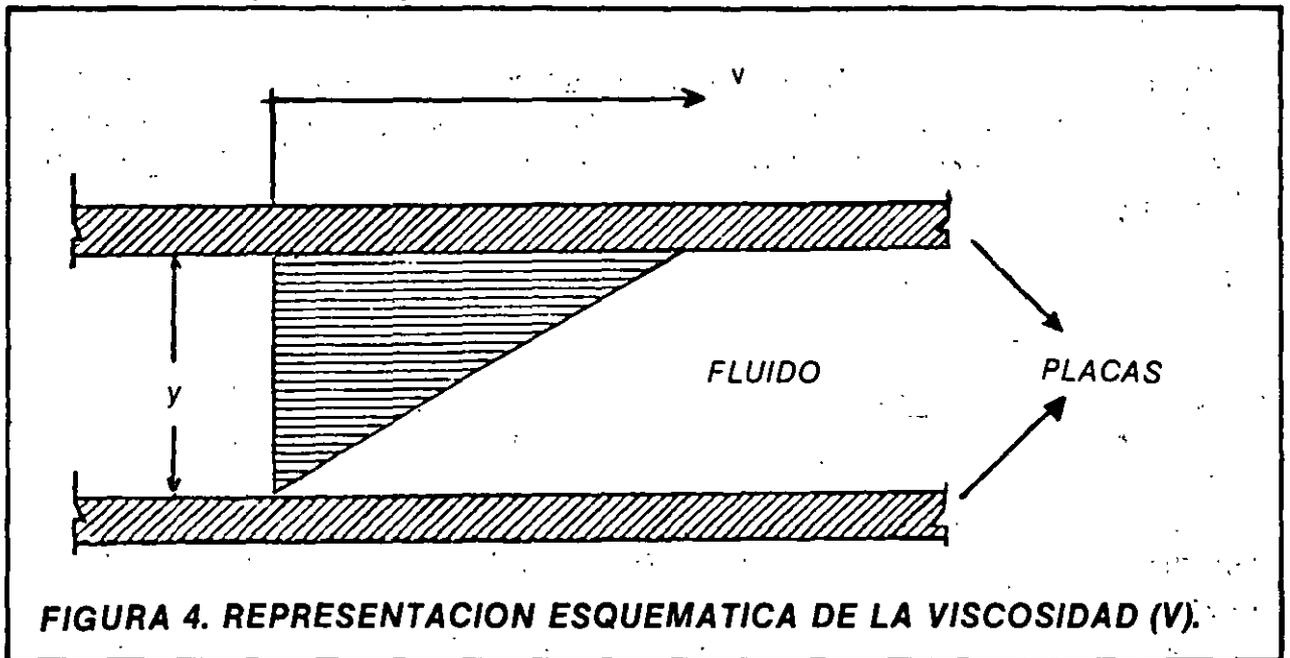
a) Consistencia y susceptibilidad

La consistencia de un asfalto, como de cualquier otro material, es el estado físico que presenta en un momento dado, con relación a los estados sólido, líquido y gaseoso de la materia. Como lo hemos mencionado anteriormente, el asfalto, a las temperaturas ambientes normales, es un material sólido o semi-sólido que mediante calentamiento pasa gradualmente al estado líquido. Es de-

cir, la consistencia del asfalto depende principalmente de su temperatura, propiedad que se menciona usualmente como susceptibilidad.

b) Viscosidad, tixotropía y elasticidad

La viscosidad se define como la resistencia que presenta un material a ser deformado, en función de la velocidad de aplicación de una carga, y se debe al rozamiento o fricción interna de sus moléculas. Supongamos una capa delgada de un fluido contenida entre dos placas de metal de las que una es fija y la otra puede desplazarse. La única fuerza que se opone al desplazamiento de esta placa es la resistencia que presenta el fluido a deformarse. Esta resistencia es inversamente proporcional a la distancia entre las placas, y en fluidos como el agua y la glicerina, la resistencia es directamente proporcional a la velocidad de desplazamiento de la placa móvil. En la Figura 4 representamos esquemáticamente el dispositivo descrito:



Si llamáramos "r" al esfuerzo cortante aplicado, es decir, a la relación entre la fuerza (F) aplicada a la placa móvil y el área (S) de esta placa en contacto con el líquido, "y" a la distancia entre las placas y "v" a la velocidad de desplazamiento obtenido, resulta:

$$\frac{F}{S} = r = \alpha \frac{v}{y} \dots (1)$$

$$\text{ó } F = \frac{S}{y} \alpha v = K \alpha v \dots (2)$$

$$K = \frac{S}{y} = \text{constante}$$

SA

El valor α se conoce como *viscosidad dinámica o absoluta*. Sus unidades, tomando en cuenta la expresión (1), son de $\frac{\text{Fuerza} \times \text{Tiempo}}{\text{Longitud}}$. La unidad de viscosidad dinámica en el sistema c.g.s es el poise definido como $1 \frac{\text{dina} \times \text{segundo}}{\text{centímetro}}$.

Para viscosidades muy pequeñas, se emplea como unidad el centipoise o el micropoise, equivalentes a una centésima y a una millonésima parte del poise, respectivamente.

Se denomina *viscosidad cinemática* de un líquido al cociente de su viscosidad dinámica α , entre su peso específico, ρ . Si designamos dicha viscosidad cinemática por β , tendremos:

$$\beta = \frac{\alpha}{\rho} \dots (3)$$

Las unidades de β son de $\frac{(\text{Longitud})^2}{\text{Tiempo}}$. En el sistema c.g.s la unidad de viscosidad cinemática es el stokes, equivalente a $1 \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}}$. Se emplea frecuentemente el centistokes (cs.), que es igual a la centésima parte del stokes.

Juzgando al asfalto desde el punto de vista de su comportamiento en relación con la fórmula (2), se encuentra que existen 3 tipos claramente distintos, que pueden estudiarse suponiendo constante la fuerza F .

TIPO I. En este tipo de asfalto, la velocidad de deformación es constante y proporcional a la fuerza, lo que significa que la viscosidad dinámica, α , es también constante, condición característica de los líquidos newtonianos. Es decir, el asfalto se comporta en este caso como un líquido newtoniano.

TIPO II. En este tipo de asfalto, la velocidad de deformación disminuye gradualmente en los primeros momentos después de la aplicación de la carga, hasta hacerse sensiblemente constante en un valor proporcional a la carga aplicada.

TIPO III. En los asfaltos de este tipo, la velocidad de deformación disminuye en los primeros momentos, pasa por un mínimo y si la fuerza aplicada es de magnitud suficiente, la velocidad de deformación crece indefinidamente.

Si representamos ahora las curvas deformación-tiempo de los 3 tipos de asfalto sometidos a una fuerza constante que se suprime en un momento dado, tendremos las gráficas que se muestran en las Figuras 5, 6 y 7.

~~27~~

La curva de la Figura 5 corresponde a los asfaltos de Tipo I. La placa móvil se desplaza a velocidad constante hasta el momento en que se suprime la fuerza aplicada. No hay recuperación elástica.

La Figura 6 se refiere a los asfaltos del Tipo II. La velocidad de desplazamiento decrece inicialmente, hasta hacerse constante en cierto valor. Al suprimirse la fuerza, se produce la recuperación de parte de la deformación con velocidad decreciente, después de lo cual se establece el equilibrio.

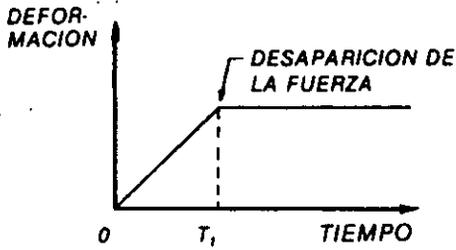
En la Figura 7 se observa la curva correspondiente a los asfaltos del Tipo III. La velocidad de deformación decrece inmediatamente, pero antes de que llegue a hacerse constante, se produce una disminución creciente de la resistencia del asfalto a la deformación que hace que la velocidad de deformación aumente cada vez más. A esta propiedad se le llama *tixotropía*. Teóricamente la velocidad crece hasta hacerse constante en un valor dado, pero esta etapa rara vez se alcanza en la práctica. Suprimida la fuerza, se produce una recuperación parcial de la deformación a velocidad decreciente.

Las curvas deformación-tiempo en el intervalo OT_1 de las Figuras 6 y 7 son del mismo tipo de las que se presentan en los cuerpos elásticos y las curvas de los intervalos T_1, T_2 de la Figura 7 son análogas a las de los fluidos puramente viscosos, de tal forma que los asfaltos de los Tipos II y III presentan en su comportamiento características de los cuerpos elásticos y de los puramente viscosos.

Este comportamiento de los 3 tipos señalados de asfalto tiene su origen en su composición química y estructura física de asfaltenos, resinas y aceites.

Existen aparatos para determinar la viscosidad de los asfaltos con base en la placa deslizante que hemos descrito anteriormente, pero son relativamente delicados y de manejo complicado, por lo que pueden considerarse más bien como aparatos de investigación.

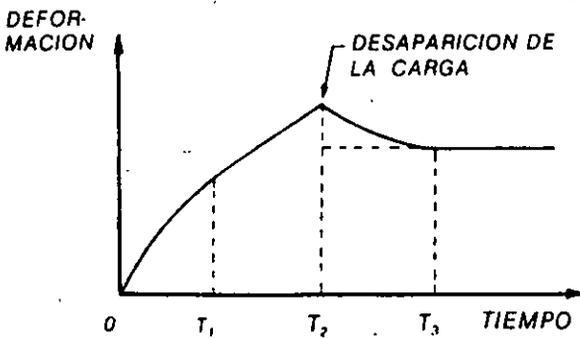
Los viscosímetros usados con mayor frecuencia en las aplicaciones del asfalto, son aquéllos en que se da como medida de la viscosidad el tiempo que cierta cantidad de producto tarda en fluir por un orificio de dimensiones determinadas. El aparato consiste en un recipiente en el que se vierte el producto cuya viscosidad se desea determinar, rodeado de un baño termostático que permite mantener el viscosímetro y la muestra a la temperatura a que se desea realizar el ensaye. Todas las dimensiones del aparato están normalizadas en cada tipo. En el fondo del recipiente hay un orificio de diámetro también fijado, provisto de un tapón de corcho.



OT_1 = DEFORMACION A VELOCIDAD UNIFORME

$T_1 \rightarrow \infty$: NO HAY DEFORMACION

FIGURA 5. CURVA DEFORMACION—TIEMPO EN ASFALTOS TIPO I



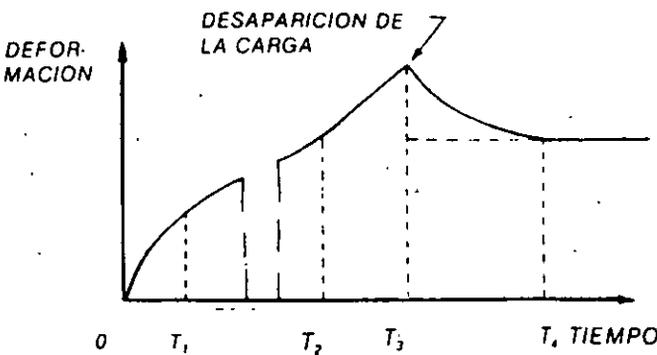
OT_1 : DEFORMACION A VELOCIDAD DECRECIENTE

T_1, T_2 : DEFORMACION A VELOCIDAD CONSTANTE

T_2, T_3 : RECUPERACION PARCIAL DE LA DEFORMACION A VELOCIDAD DECRECIENTE

$T_3 \rightarrow \infty$: NO HAY DEFORMACION

FIGURA 6. CURVA DEFORMACION—TIEMPO EN ASFALTOS TIPO II



OT_1 : DEFORMACION A VELOCIDAD DECRECIENTE

T_1, T_2 : DEFORMACION POR AUMENTO TIXOTROPICO DE LA VELOCIDAD

T_2, T_3 : DEFORMACION A VELOCIDAD CONSTANTE

T_3, T_4 : RECUPERACION PARCIAL DE LA DEFORMACION A VELOCIDAD DECRECIENTE

$T_4 \rightarrow \infty$: NO HAY DEFORMACION

FIGURA 7. CURVA DEFORMACION—TIEMPO EN ASFALTOS TIPO III

Para realizar la prueba se llena el recipiente con el producto por estudiar hasta un nivel determinado, manteniéndolo durante cierto tiempo a la temperatura deseada mediante el baño termostático. El baño puede llenarse de agua para determinaciones a baja temperatura y de un aceite mineral de alto punto de ebullición para determinaciones a temperaturas superiores a los 100°C.

Cuando se tiene la seguridad de que toda la masa del producto ha alcanzado la temperatura de prueba, se remueve el tapón del fondo y se mide el tiempo en que tarda en salir un determinado volumen del producto. En algunos viscosímetros como el Saybolt, que es el que generalmente se emplea para los asfaltos, el recipiente al que cae el producto es un matraz de 60 cm³ y el orificio de dimensiones especiales, se denomina orificio o boquilla Furol. Por eso es común designar a la viscosidad obtenida con estos viscosímetros, viscosidad Saybolt-Furol.

El tiempo en segundos que tarda en fluir la cantidad de producto especificada es la medida de la viscosidad. Ver esquema de la Figura 8 (A).

c) Punto de reblandecimiento (anillo y esfera)

Los asfaltos, incluso los más duros, no son sólidos verdaderos, por lo que no puede hablarse de un punto de fusión de ellos en un sentido estricto. Sin embargo, por conveniencia de identificación, se define en los asfaltos un punto de reblandecimiento convencional, que es la temperatura a la que alcanzan un determinado estado de fluidez. El ensaye más común para determinar el punto de reblandecimiento de los asfaltos es el llamado de anillo y esfera.

El punto de reblandecimiento de anillo y esfera se determina colocando en un recipiente con agua, y a una determinada altura sobre el fondo, un anillo de latón de dimensiones establecidas que se ha rellenado previamente con asfalto fundido y que se ha dejado enfriar a la temperatura ambiente durante cuatro horas. Sobre el tapón de asfalto se coloca una esfera de acero de 9.51 mm de diámetro, y después se calienta el baño de manera que la temperatura del agua suba a velocidad constante. Por efecto del calor el asfalto se va ablandando y la esfera desciende gradualmente envuelta en una bolsa de asfalto hasta tocar el fondo del baño. La temperatura del baño en ese preciso momento es lo que se denomina el punto de reblandecimiento de anillo y esfera del asfalto considerado, Figura 9.

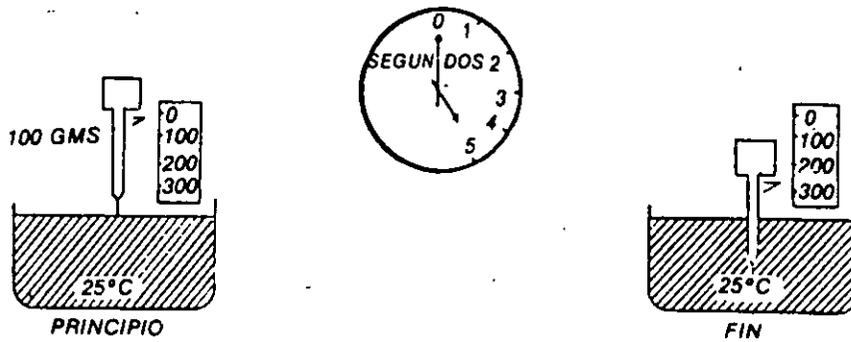
El punto de reblandecimiento es también una prueba de resistencia del asfalto a la deformación, o sea, en última instancia, es también una prueba de viscosidad. Durante algún tiempo se ha creído que el punto de reblandecimiento era un punto de equiviscosidad, es decir, que a esa temperatura todos los asfaltos presentaban la misma viscosidad. Esta viscosidad se fijaba en 12,000 poises. En realidad, las viscosidades de los diversos asfaltos a esa temperatura no sólo

A. PRUEBA DE VISCOSIDAD



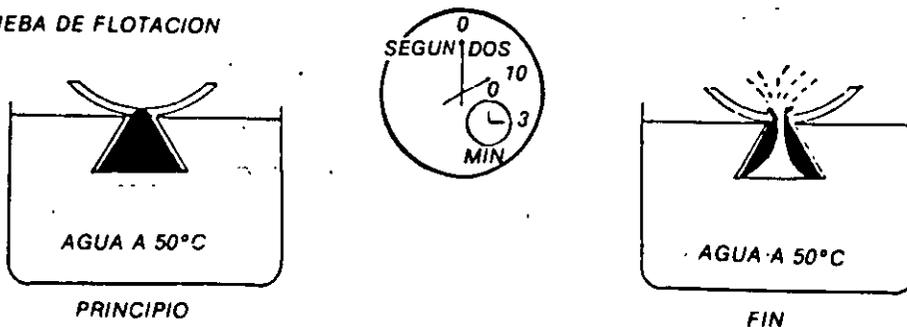
VISCÓSIDAD SAYBOLT-FUROL 160 SEG. A T°C

B. PRUEBA DE PENETRACION



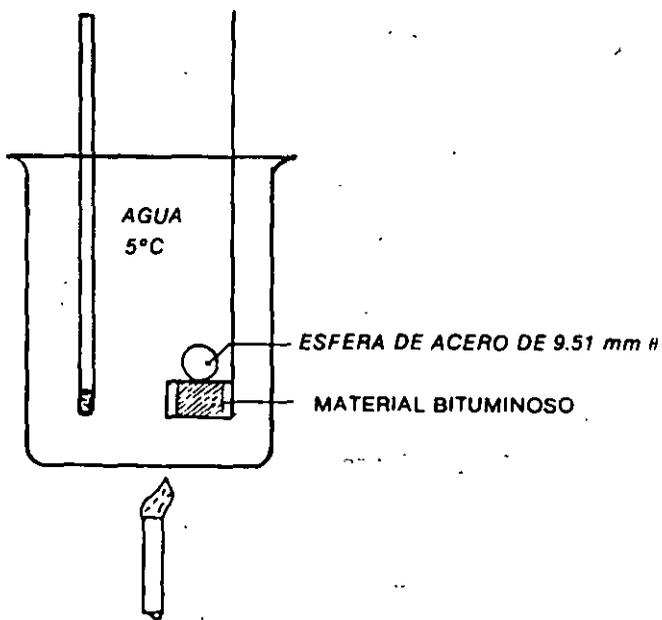
PENETRACION 25°C, 100 GMS Y 5 SEG.

C. PRUEBA DE FLOTACION



PRUEBA DE FLOTACION 190 SEG. 50°C

FIGURA 8. PRUEBAS DE CONSISTENCIA DEL ASFALTO



PRINCIPIO

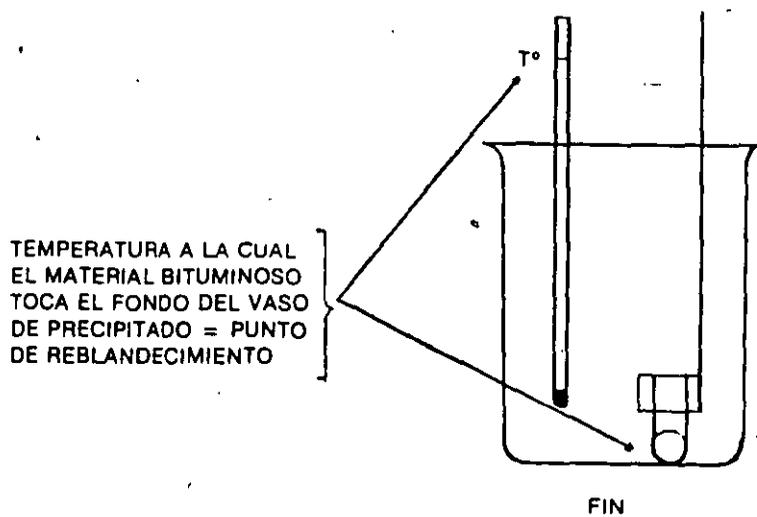


FIGURA 9. PRUEBA DE PUNTO DE REBLANDECIMIENTO

varían de un asfalto a otro, sino que el mismo asfalto puede tener distintos valores según las tensiones de deformación a que se le someta. En la práctica, el punto de reblandecimiento da una buena referencia de la susceptibilidad térmica de un asfalto.

d) Penetración

Muchos de los productos asfálticos presentan normalmente, a temperaturas moderadas, viscosidades muy elevadas que no pueden medirse con los viscosímetros industriales. Sin embargo, es muy importante tener una idea de las propiedades reológicas de estos asfaltos a temperatura ambiente, pues sólo así puede saberse en la mayor parte de los casos cuál será su comportamiento una vez aplicado. La prueba generalmente empleada para la determinación de las propiedades de fluencia de los productos asfálticos de viscosidad muy elevada es el de penetración. Consiste en permitir la penetración en el asfalto, durante un tiempo fijo y determinadas condiciones de temperatura y carga, de una aguja de dimensiones especificadas. La profundidad de penetración, expresada en décimas de milímetro, es lo que se designa como la penetración del asfalto. Es una medida de la resistencia del asfalto a la deformación y, por consiguiente, depende tanto de la viscosidad como de la posible elasticidad del asfalto.

El valor de la penetración varía desde luego con el peso que actúa sobre la aguja, con la temperatura a que se realiza la prueba y con el tiempo que dura, por lo que al indicar la penetración de un asfalto es necesario precisar siempre las condiciones del ensayo. Generalmente se especifica un peso sobre la aguja de 100 gr, una temperatura en el asfalto de 25°C y un tiempo de penetración de la aguja de 5 segundos. Ver esquema de la Figura 8 (B).

e) Susceptibilidad logarítmica de la penetración

Se ha encontrado experimentalmente que si se hacen una serie de pruebas de penetración a diferentes temperaturas, manteniendo constantes la carga de penetración y el tiempo, la gráfica que representa la ley de variación del logaritmo de la penetración con la temperatura, es una línea recta. A la pendiente de esta recta se le designa la *susceptibilidad logarítmica de la penetración* y se considera como la medida más satisfactoria de la susceptibilidad de los materiales asfálticos a la temperatura. La ecuación de la recta está dada por la expresión:

$$\log p = At + K \dots (4)$$

en que:

p = penetración

t = temperatura

A = pendiente de la recta = susceptibilidad logarítmica de la penetración

K = constante = $\log p_0$ (logaritmo de la penetración para $T = 0^\circ\text{C}$)

La pendiente de la recta, esto es, el valor de A, puede obtenerse determinando las penetraciones (p_2 y p_1) del asfalto para 2 temperaturas distintas (t_2 y t_1). Se tendrá:

$$A = \frac{\log p_2 - \log p_1}{t_2 - t_1} \dots (5)$$

f) Penetración del asfalto en el punto de reblandecimiento (anillo y esfera)

Como mencionamos anteriormente, se ha considerado que el punto de reblandecimiento (anillo y esfera) es un punto de equiviscosidad, es decir, que todos los asfaltos tienen la misma viscosidad a la temperatura correspondiente al citado punto de reblandecimiento. Supuesto esto, se ha estimado que a esta temperatura todos los asfaltos debían presentar la misma penetración, la que con base en la propia fórmula (4), se ha calculado igual a 800, o sea:

$$P_{PR} = 800$$

P_{PR} = Penetración correspondiente al punto de reblandecimiento (anillo y esfera), para las condiciones comunes de 100 gr, 5 seg.

Se ha comprobado que la temperatura del punto de reblandecimiento (anillo y esfera) no es realmente una temperatura de equiviscosidad; sin embargo, la constancia de la penetración a esa temperatura sigue utilizándose frecuentemente y es válida para fines prácticos.

Una de las aplicaciones del punto de reblandecimiento (anillo y esfera), es la determinación de la susceptibilidad logarítmica de la penetración, efectuando únicamente una prueba de penetración (100 gr. 5 seg) y determinando el punto de reblandecimiento (t_{PR}) citado, pues con estos valores la fórmula (5) queda:

$$A = \frac{\log 800 - \log p}{t_{PR} - t} \dots (6)$$

g) Índice de penetración

El índice de penetración es un concepto relacionado con la susceptibilidad logarítmica de la penetración, mediante la siguiente expresión:

$$A = \frac{20 - IP}{10 + IP} \cdot \frac{1}{50} \dots (7)$$

A = Susceptibilidad logarítmica de la penetración

IP = Índice de penetración

Conociendo la penetración del asfalto a 25°C (100 gr, 5 seg) y su punto de reblandecimiento (anillo y esfera), podemos obtener el valor de A, aplicando la fórmula (6). Conocido el valor de A, la expresión (7) nos permite conocer el índice de penetración.

De la expresión (7) vemos que un asfalto cuyo índice de penetración fuese igual a 20, tendría un valor de $A = 0$, lo que significa que la penetración sería independiente de la temperatura, pues siendo A la pendiente de la recta de la fórmula (4), dicha recta será horizontal, queriendo esto decir que la penetración tendría el mismo valor para cualquier temperatura. Si el índice de penetración fuese igual a -10 , la susceptibilidad sería infinita; la recta será vertical.

El índice de penetración varía en general de -2.5 a $+8$ y permite determinar el grupo reológico a que pertenece un asfalto, de acuerdo con la siguiente clasificación:

- | | |
|----------------|---|
| $IP < -2$ | Tipo I. Flujo puramente viscoso |
| $-2 < IP < +2$ | Tipo II. Flujo viscoso y elasticidad; corresponde a los asfaltos usados normalmente en trabajos de pavimentación |
| $IP > 2$ | Tipo III. Elasticidad y tixotropía muy acentuadas. Los asfaltos oxidados pertenecen en su mayoría a este tipo. No son apropiados para pavimentos. |

h) Flotación

La prueba de flotación se usa en la determinación de la consistencia de aquellos materiales que son demasiado viscosos para hacerles la prueba de viscosidad y demasiado suaves para poder determinarles la penetración. Como los asfaltos no caen dentro de estos grados de viscosidad, la prueba no tiene realmente aplicación para ellos. Se usa sólo para fijar la consistencia de los residuos de la prueba de destilación en los asfaltos rebajados de fraguado lento.

En esta prueba, se hace un tapón de asfalto, se enfría a 50°C, se atornilla a un flotador de dimensiones establecidas y el conjunto se hace flotar en agua mantenida a una temperatura de 50°C. El tiempo en segundos transcurrido desde que el aparato se coloca en el baño de agua a la temperatura indicada, hasta el momento en que el agua se abre paso a través del asfalto, se toma como medida de la flotación del material. Ver esquema de la Figura 8 (C).

i) Ductilidad

La ductilidad de un asfalto puede definirse como su capacidad para sufrir alargamientos sin disgregación de su masa.

Esta es una de las pruebas más importantes del asfalto desde el punto de vista de su aplicación práctica, porque es la que le da, junto con la adhesividad, sus excelentes propiedades como ligante. En casi todas sus aplicaciones el asfalto queda sometido a tracciones y compresiones alternadas que resiste deformándose, pero sin romperse, gracias a sus propiedades plásticas relacionadas con su ductilidad.

La prueba para medir la ductilidad, generalmente admitida e incluida en casi todas las especificaciones, consiste en estirar a velocidad fija, en general de 5 cm por minuto, una probeta de asfalto de dimensiones y forma establecidas, sumergida en un baño de agua termostático. Se define como ductilidad del asfalto, el alargamiento en centímetros en el momento de la rotura. Ver Figura 10.

Aun cumpliendo escrupulosamente los requisitos de la prueba, la dispersión de los resultados es bastante grande y no puede deducirse de ellos consecuencias de orden práctico. En general, la ductilidad de los asfaltos obtenidos por destilación de crudos adecuados es tan elevada que la ruptura de las estructuras en las que el asfalto interviene como ligante se produce antes por la falta de adherencia, que por fallas en la ductilidad, tal como ésta se define en la prueba. Esto hace que dicha prueba no sea de gran utilidad.

La ductilidad está por supuesto relacionada con las restantes propiedades de flujo del asfalto y depende muy especialmente del tipo reológico al que pertenece. Los asfaltos empleados normalmente en la construcción de carreteras presentan ductilidades muy elevadas, superiores generalmente a las de los asfaltos oxidados empleados en trabajos de impermeabilización.

6.5 Otras propiedades del asfalto relacionadas con su utilización

a) Punto de inflamación

El punto de inflamación corresponde a la temperatura a la que el asfalto puede ser calentado con seguridad sin peligro de que se incendie en presencia de una flama abierta.

La determinación se efectúa llenando una copa de latón de dimensiones determinadas, designada como copa abierta de Cleveland, con un volumen especificado de asfalto, en donde éste es calentado a una velocidad preestablecida. Se pasa una pequeña flama sobre la superficie del asfalto a intervalos definidos. La temperatura a la cual se liberan suficientes vapores volátiles para producir chispas o destellos instantáneos al quemarse esos vapores al paso de la pequeña flama, es a lo que se designa como punto de inflamación. Ver Figura 11.

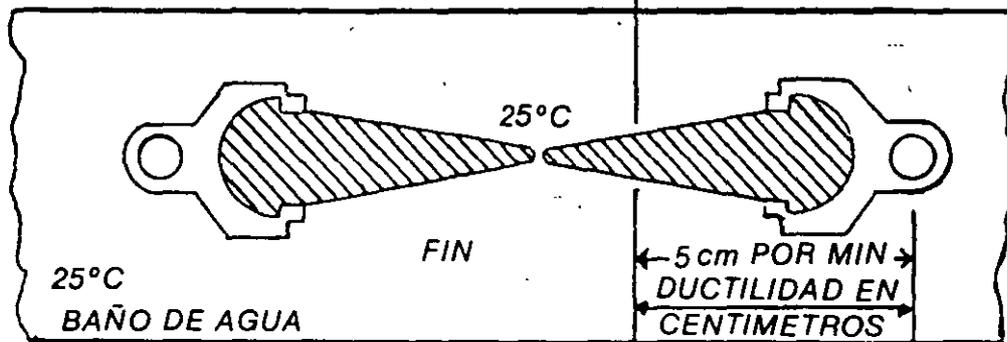
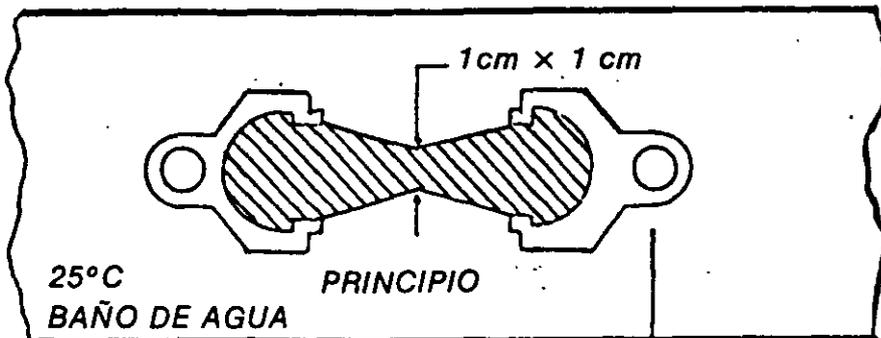
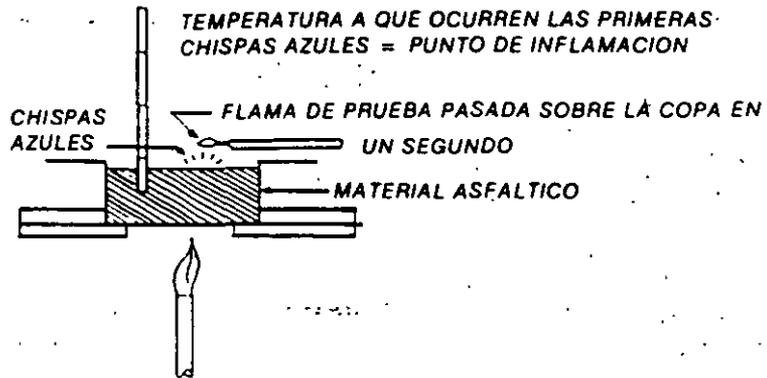
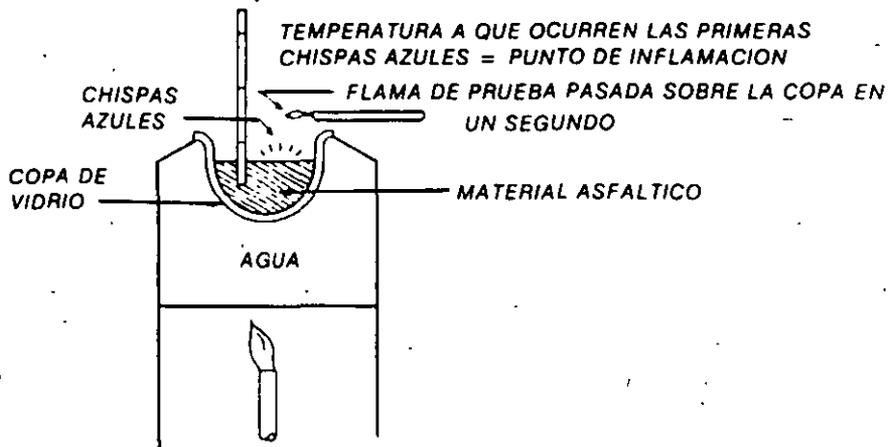


FIGURA 10. PRUEBA DE DUCTILIDAD



COPA ABIERTA DE CLEVELAND
CEMENTOS ASFALTICOS Y ASFALTOS REBAJADOS FL



COPA ABIERTA DE TAG
REBAJADOS FR Y FM

FIGURA II. PRUEBA DE PUNTO DE INFLAMACION

b) Solubilidad

La solubilidad es una medida de la pureza del asfalto. La porción del asfalto que es soluble en bisulfuro de carbono representa los constituyentes cementantes activos del producto. Sólo la materia inerte (no cementante) como sales, carbón libre o impurezas orgánicas son insolubles en el solvente señalado.

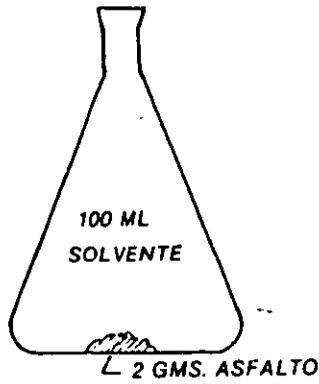
La mayor parte de los cementos asfálticos son tan solubles en el tetracloruro de carbono, tricloroetileno y otros solventes, como en el bisulfuro de carbono, pero son menos peligrosos que éste, razón por la cual se les prefiere para efectuar las pruebas de solubilidad.

La solubilidad se determina disolviendo el asfalto en el solvente y separando las porciones solubles e insolubles mediante filtrado. Se reporta el porcentaje de asfalto disuelto, respecto al peso total de la muestra. Ver esquema de la Figura 12.

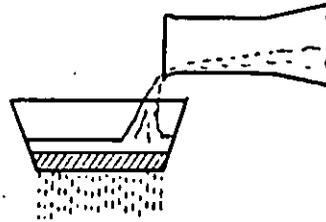
c) Penetración retenida y pérdida por calentamiento (prueba de la película delgada)

Esta prueba tiene por objeto someter a una muestra de asfalto a condiciones rígidas de calentamiento aproximadas a las que ocurren en una planta normal de elaboración de mezclas en caliente. Se efectúan pruebas de penetración en la muestra antes y después del calentamiento, para determinar el porcentaje de penetración retenida respecto a la original. Asimismo, se calcula la pérdida de peso de la muestra, ocasionada por el calentamiento, expresándola como un porcentaje del peso inicial.

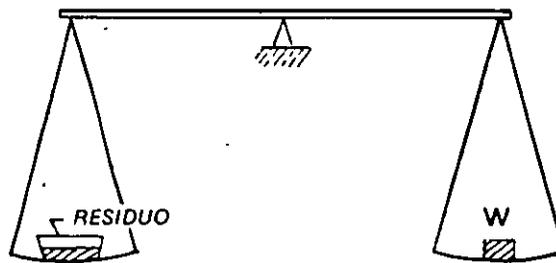
La prueba consiste en colocar 50 cm³ de asfalto en un molde cilíndrico de metal con fondo plano, de 139.7 milímetros de diámetro interior y 9.51 milímetros de altura. La capa de asfalto quedará aproximadamente de 3.2 milímetros de espesor. El recipiente conteniendo la muestra se coloca sobre una plataforma giratoria dentro de un horno ventilado y se mantiene ahí durante un lapso de 5 horas a la temperatura de 163°C. La plataforma debe girar a una velocidad de 5 a 6 revoluciones por minuto. Ver Figura 13.



A. DISOLVER MATERIAL ASFALTICO
EN EL DISOLVENTE



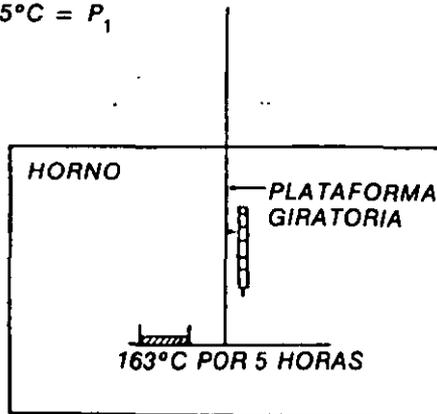
B. FILTRAR



C. PESAR RESIDUO

**FIGURA 12. PRUEBA DE SOLUBILIDAD EN
TETRACLORURO DE CARBONO**


 50 GMS
 ANTES DE LA PRUEBA
 PESO = W_1
 PENETRACION A 25°C = P_1



$$\text{PERDIDA POR CALENTAMIENTO, \%} = \frac{W_1 - W_2}{W_1} \times 100$$

$$\text{PENETRACION RETENIDA, \%} = \frac{P_2}{P_1} \times 100$$


 DESPUES DE LA PRUEBA
 PESO = W_2
 PENETRACION A 25°C = P_2

FIGURA 13. PRUEBA DE LA PELICULA DELGADA

7. CORRELACION QUE EXISTE ENTRE LAS PROPIEDADES DE LOS ASFALTOS, LAS PRUEBAS QUE SE APLICAN A ELLOS Y SU COMPORTAMIENTO EN LOS TRABAJOS EN QUE SE EMPLEAN _____

Las pruebas que se efectúan a los asfaltos, como en el caso de cualquier otro material, son un medio eficaz para conocer de la mejor manera posible sus propiedades y tratar de predecir su comportamiento cuando se utilizan en un determinado trabajo. Al mismo tiempo los resultados de dichas pruebas permiten verificar el cumplimiento de normas o especificaciones de calidad que aseguren el buen uso de los distintos materiales.

PRUEBA DE VISCOSIDAD. La prueba de viscosidad mediante viscosímetros Saybolt-Furol mide la resistencia al flujo que presenta el asfalto a una temperatura cercana a la de aplicación, expresada en función del tiempo que tardan 60 cm³ de la muestra en pasar por el orificio Furol. La prueba se aplica a los cementos asfálticos, asfaltos rebajados y emulsiones asfálticas. En el momento de su utilización los citados materiales asfálticos deben presentar adecuadas condiciones de viscosidad que permitan cubrir y mojar las partículas de agregado y las superficies sobre las que se aplican. Existe una viscosidad óptima a la cual cada producto trabaja mejor para un determinado fin, si bien esta viscosidad óptima no ha sido definitivamente establecida.

La viscosidad de cualquier material es una función de su composición química, y los cementos asfálticos de diferentes fuentes, así como de diferentes sistemas de refinación, varían ampliamente en sus condiciones de escurrimiento o flujo.

Hay una relación entre la viscosidad y las propiedades adhesivas de los cementos asfálticos y asfaltos rebajados. Las bajas viscosidades facilitan el cubrimiento y mojado del agregado, pero las altas viscosidades promueven la adhesividad una vez que el cubrimiento adecuado se ha logrado.

PRUEBA DE PENETRACION. Se efectúa a los cementos asfálticos y al residuo de la destilación de los asfaltos rebajados de fraguado rápido y medio y de las emulsiones asfálticas. Se expresa en grados y corresponde al número de décimas de milímetro que una aguja de dimensiones especificadas, con una carga de 100 gr penetra en 5 segundos en la muestra de asfalto, mantenida a la temperatura de 25°C.

Es una prueba de clasificación de los cementos asfálticos principalmente, pero también de los asfaltos rebajados y de las emulsiones.

Asociada al punto de reblandecimiento, la penetración permite conocer la susceptibilidad del asfalto y el índice de penetración, valor que define si el producto es apropiado para trabajos de pavimentación o no lo es.

La penetración se ve afectada en un asfalto que se somete a los efectos del intemperismo, reduciéndose con el tiempo de exposición, al endurecerse el producto. Da una buena idea del grado de alteración por oxidación que experimenta un asfalto en un determinado momento de su servicio en una obra, cuando la prueba se hace recuperando el asfalto de la mezcla en que está trabajando. La rigidez de una carpeta y su falla por agrietamiento pueden deberse al endurecimiento que ha sufrido el asfalto, revelado a través de esta prueba. Para evitar el agrietamiento prematuro de una carpeta por efecto del endurecimiento del asfalto, se recomienda generalmente usar asfaltos suaves o de altas penetraciones, sin detrimento de la adecuada estabilidad de la mezcla.

PRUEBA DE FLOTACION. Es una prueba de consistencia que sólo se utiliza en el caso del residuo de la destilación de los asfaltos rebajados de fraguado lento, el cual es demasiado suave para someterlo a la prueba de penetración. Dado que los asfaltos rebajados de fraguado lento, son ya poco utilizados en nuestro medio, la flotación se considera de poca utilidad.

PRUEBA DE DUCTILIDAD. Determina el alargamiento máximo que experimenta una muestra de asfalto de dimensiones establecidas, sin romperse, cuando se estira dentro de un baño de agua a 25°C y a una velocidad de 5 centímetros por minuto. La prueba se realiza a los cementos asfálticos y a los residuos de la destilación de asfaltos rebajados y emulsiones asfálticas. Se considera que los asfaltos que tienen altas ductilidades poseen buenas cualidades de cementación en los pavimentos y se adhieren bien a los agregados; presentan a la vez características de poca susceptibilidad a la temperatura.

La ductilidad varía con la fuente de crudo y con los métodos de fabricación empleados; el intemperismo también produce disminución de la ductilidad en los asfaltos.

Una ductilidad inicial alta en el asfalto y la retención de dicha propiedad, es un factor importante en la duración del pavimento.

Los resultados de la determinación de la ductilidad son afectados por la velocidad de estirado de la muestra. La prueba es muy sensible a la presencia de partículas de polvo en el material. La correlación del procedimiento de prueba con cualquier acción que se desarrolle en la superficie del camino es escasa. En la prueba el material es probado en masa, mientras que en el camino existe

en películas relativamente delgadas. Muy poco es conocido sobre el verdadero esfuerzo que existe en las películas de asfalto en el camino, pero es difícil de concebir que la velocidad de 5 centímetros por minuto y la temperatura de 25°C sean representativas de cualquier condición de esfuerzo o tirantez que experimente el asfalto en servicio.

PRUEBAS DE ADHESIVIDAD O DE ADHERENCIA. La adhesividad no es propiamente una propiedad del asfalto solo, sino del conjunto formado por el asfalto y otros cuerpos a los que se aplica. Las pruebas de adhesividad se establecen generalmente en relación con las características del material pétreo, más que con respecto al asfalto. Las diversas pruebas que existen para juzgar la adherencia o adhesividad entre agregados y asfaltos se conocen en la SCT como pruebas de afinidad entre material pétreo y asfalto e incluyen, pruebas de desprendimiento por fricción y pruebas de pérdida de estabilidad, principalmente. En el primer caso se juzga el porcentaje del área despojada de asfalto de las partículas de material pétreo, con relación al área original, después de haber sido bien cubiertas con el producto y de haberseles sometido a un proceso de agitado en presencia del agua y en el segundo, se calcula la pérdida de resistencia a la compresión sin confinar que experimenta un espécimen de mezcla asfáltica después de cierto número de días sumergido en el agua, con respecto a la resistencia en estado seco. Es decir, son pruebas en que se mide o aprecia el efecto del agua en las partículas de agregado cubiertas con asfalto.

Como se señaló en incisos anteriores, es factible corregir la escasa adhesividad entre material pétreo y asfalto, mediante el uso de aditivos tenso-activos incorporados al asfalto o mediante tratamientos al material pétreo que hagan cambiar favorablemente sus características superficiales.

PRUEBA DEL PUNTO DE INFLAMACION. El punto de inflamación corresponde a la temperatura en que una pequeña flama aplicada al asfalto produce destellos cuando se pasa sobre una muestra de asfalto sometida a calentamiento, al quemarse los vapores volátiles desprendidos del material. La prueba se aplica a cementos asfálticos y asfaltos rebajados. Para los cementos asfálticos y los asfaltos rebajados de fraguado lento el recipiente en que se coloca la muestra es la copa abierta de Cleveland y en el caso de los rebajados de fraguado rápido y medio, se usa la copa de Tag.

El punto de inflamación representa la temperatura máxima a que puede calentarse un producto asfáltico, sin peligro de que se incendie. Está influido por la fuente de obtención del asfalto y por el proceso de refinación, por lo que el dato es útil como medida de uniformidad del suministro de una fuente dada. Permaneciendo constantes el crudo de obtención y el procedimiento de refinación, el punto de inflamación aumenta gradualmente en un cemento asfáltico con la disminución de la penetración.

Muchos accidentes han sido originados por calentar los asfaltos arriba de la temperatura correspondiente al punto de inflamación, los que han sido mayores en el caso de los rebajados de fraguado rápido, por la naturaleza tan volátil del solvente.

PRUEBA DE SOLUBILIDAD. Esta prueba determina el grado de pureza del asfalto. El material soluble en bisulfuro de carbono, tetracloruro de carbono o tricloroetileno, representa el contenido útil del producto. Haciendo la solución de una muestra de asfalto en alguno de estos solventes, según se especifique, se separa por filtrado la porción soluble de la insoluble. La prueba se realiza a los cementos asfálticos y a los residuos de la destilación de asfaltos rebajados y emulsiones.

Las impurezas en el asfalto pueden proceder del crudo de origen, de contaminaciones del producto o de materias indeseables introducidas durante el proceso de refinación. En general, los asfaltos cumplen con los requisitos de especificación, por lo que a veces se piensa que la prueba es de poco valor. Sin embargo, suprimir este requisito, llevaría a descuidar la eliminación de sales y otras operaciones de la refinación, en detrimento de la calidad de los materiales asfálticos.

PRUEBA DE LA PELICULA DELGADA. La prueba determina el efecto de elevada temperatura en una muestra de asfalto en capa delgada, a través de la pérdida por calentamiento y la disminución de la penetración. Se efectúa sólo a los cementos asfálticos, que son los que se someten a severos calentamientos en las plantas de elaboración del concreto asfáltico. La muestra se calienta a 163°C, durante 5 horas, después de las cuales se calcula el porcentaje de pérdida de peso y la penetración retenida, expresada como porcentaje de la penetración original.

La prueba permite descubrir la contaminación del cemento asfáltico con materiales ligeros, como ocurre en ocasiones cuando se le vacía en tanques que contienen residuos de asfaltos rebajados. En general, el cemento asfáltico puede someterse a calentamiento con seguridad por tiempo considerable, pero no por eso debe inferirse que no existe peligro de perjudicarlo y ocasionarle un endurecimiento prematuro.

En tratamientos superficiales y riegos de sello, un gran porcentaje del asfalto está directamente expuesto a la temperatura ambiente y al intemperismo, por lo que la disminución de la penetración es muy rápida.

PRUEBA DE DESTILACION. Esta prueba se efectúa a los asfaltos rebajados y a las emulsiones asfálticas. En los primeros, para determinar los porcentajes de solventes a diferentes temperaturas hasta la máxima de 360°C y el porcentaje del residuo con respecto al volumen total, y en las segundas para determinar las

proporciones de cemento asfáltico y de agua en el producto. En ambos tipos de materiales, el residuo obtenido se somete a otras pruebas, principalmente penetración, solubilidad y ductilidad, para conocer las características del cemento asfáltico empleado en su elaboración. En los asfaltos rebajados una cantidad especificada del producto se coloca dentro del matraz de destilación, el cual está conectado a un tubo refrigerante por el que circula agua fría. Cuando se calienta el matraz los solventes se evaporan y pasan al refrigerante donde se condensan de nuevo, recogándose en una probeta graduada. Se controla la velocidad del destilado. Ver Figura 14.

En las emulsiones asfálticas, la prueba se efectúa de manera similar, sólo que el recipiente de destilación es de hierro o de aleación de aluminio y el quemador es circular en vez de flama única, lo que está especialmente diseñado para evitar problemas de formación de espuma en la emulsión, al momento de ser calentada. Cuando en la fabricación de emulsiones se emplean cementos asfálticos con cierta proporción de solventes, la prueba de destilación permite determinar la cantidad que contienen de éstos.

En los asfaltos rebajados se presenta también a veces la formación de espuma durante la prueba de destilación, lo que puede deberse a un calentamiento demasiado rápido o a la presencia de agua en el producto por contaminación; debe entonces calentarse con precauciones y en forma lenta hasta lograr la evaporación total del agua y después continuar con el proceso de la destilación. El volumen del agua se cuantifica en la probeta en que se recoge el destilado y en la cual queda separada de los solventes por la diferencia de densidades.

La prueba de destilación es especialmente importante en el caso de los asfaltos rebajados. El destilado es considerado como representativo de la cantidad y tipo de material volátil, el que deberá evaporarse en un tiempo relativamente corto durante la construcción, y el residuo de la prueba es considerado como representativo del cemento asfáltico que permanecerá en la obra. La eliminación de los solventes de los rebajados es lo que se conoce como el proceso de curado. Para ciertos propósitos específicos, las etapas iniciales de curado son muy importantes, como en el caso de tratamientos superficiales y riegos de sello en que es necesario que el material se cure rápidamente para que desarrolle suficiente poder de retención y pueda mantener el empotramiento del material pétreo. Por eso se emplean en estos trabajos asfaltos rebajados de fraguado rápido, en que la volatilidad de los solventes es alta.

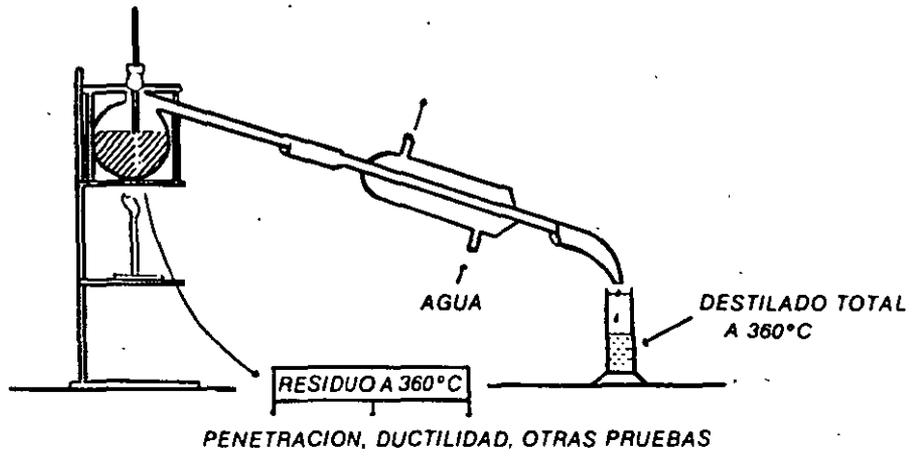


FIGURA 14. PRUEBA DE DESTILACION

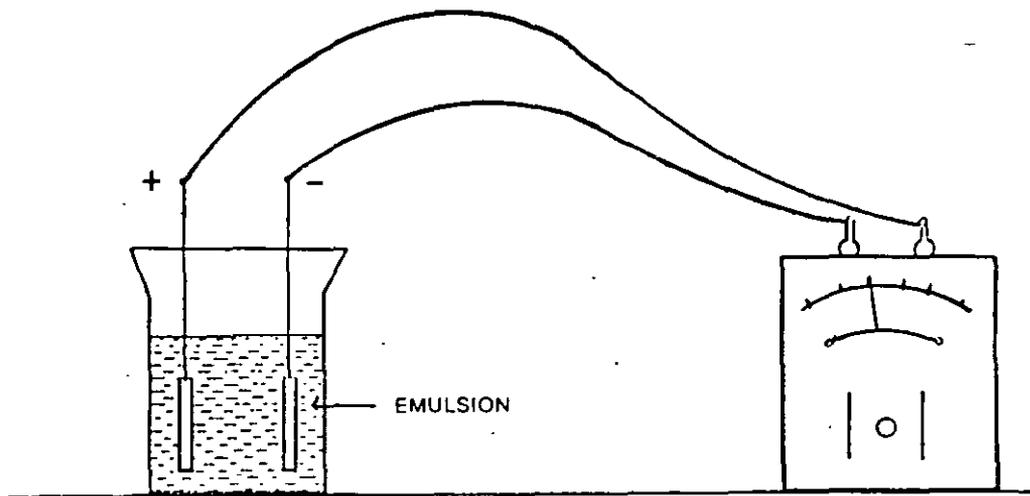


FIGURA 15. PRUEBA DE CARGA DE LA PARTICULA

8. EFECTOS DEL TIEMPO Y DE LOS AGENTES ATMOSFERICOS EN LAS PROPIEDADES REOLOGICAS DE LOS ASFALTOS _____

Como lo hemos mencionado anteriormente, los agentes del intemperismo, a través del tiempo, producen cambios en la estructura físico-química de los asfaltos, haciendo que los aceites se transformen en resinas y éstas en asfaltenos, lo cual conduce al endurecimiento del producto. La luz solar favorece la oxidación de los constituyentes del asfalto y acelera el proceso de transformación de los mismos.

Al producirse esta alteración del asfalto, lo que a veces se denomina "envejecimiento", el material se vuelve quebradizo y es causa de fallas en las mezclas asfálticas debido a que se originan grietas al paso de las cargas de los vehículos, que si no son atendidas oportunamente, pueden llevar a la falla total del pavimento, por infiltraciones posteriores de agua a las capas subyacentes.

Las medidas que se toman para evitar o por lo menos retardar lo más posible este fenómeno, es elegir adecuadamente el producto asfáltico que se emplee, de acuerdo con las condiciones climáticas de la región, en forma de usar un cemento asfáltico suave, compatible con la estabilidad de la mezcla.

El riego de sello que se coloca sobre las carpetas, entre otras de sus funciones tiene la muy importante de proteger el asfalto de la mezcla de la acción directa del intemperismo, haciéndola más durable, En una carpeta envejecida y rígida, un riego ligero de algún asfalto rebajado o de emulsión puede mejorar sus condiciones, al darle nueva vida al producto colocado.

9. CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES ASFALTICOS DE MEXICO EN COMPARACION CON LOS DE OTROS PAISES _____

No contamos con datos suficientes para juzgar las propiedades de los asfaltos mexicanos en relación con los de otras naciones, pudiendo sólo afirmar que, en general, los crudos del País son de características apropiadas para obtener materiales asfálticos de calidad satisfactoria, siendo ésta una de las razones de su preferencia en otros lugares, como el caso del asfalto de la región de Tampico, Tamps., mundialmente reconocido por sus excelentes propiedades. De los asfaltos que tenemos quizás mayor conocimiento son de los procedentes de la región suroeste de los Estados Unidos, los cuales se han empleado en trabajos de pavimentación de varios caminos de México, principalmente en los Estados de Baja California y Sonora. Su comportamiento ha sido satisfactorio, siendo conveniente señalar que las especificaciones de calidad de los materiales asfálticos mexicanos son prácticamente las mismas que se aplican a los asfaltos norteamericanos.

Debido a las limitaciones de los métodos de refinación convencionales hasta el año de 1930, en que se introdujo el procedimiento de refinación de solventes, la mejor calidad de los aceites podía obtenerse sólo empleando crudos cuidadosamente seleccionados. En la actualidad, aceites muy superiores se fabrican por el procedimiento de extracción de solventes y otros métodos de refinación mejorados.

La elaboración de asfaltos ha seguido un curso similar. Con la avanzada tecnología actual en la producción de asfaltos y las técnicas de refinación mejoradas, ya no es necesario emplear una alta selectividad en la elección de las fuentes de crudo para obtener materiales asfálticos de buena calidad.

10. MATERIALES ASFALTICOS USADOS EN PAVIMENTACION

10.1 Generalidades

Hemos mencionado que en la actualidad prácticamente todos los materiales asfálticos que se usan en los trabajos de pavimentación proceden del petróleo crudo, del cual se obtienen a través del proceso de refinación.

Se clasifican en cementos asfálticos, asfaltos rebajados y emulsiones asfálticas. El residuo que queda después de extraer al petróleo los solventes y aceites ligeros, se somete en la planta a alguno de los tratamientos que hemos descrito anteriormente, es decir, al método de destilación o al de extracción de solventes, con lo que se llega al cemento asfáltico, material sólido o semi-sólido a las temperaturas normales del ambiente

Los asfaltos líquidos (asfaltos rebajados y emulsiones asfálticas), se fabrican fluidificando el cemento asfáltico, bien sea mediante la adición de solventes, con lo que se obtienen los asfaltos rebajados, o emulsionándolo en agua, produciéndose las emulsiones asfálticas.

10.2 Cementos asfálticos

a) Propiedades y usos

En México se tiene la posibilidad de utilizar 4 tipos o grados de cementos asfálticos, designados con los números 3, 6, 7 y 8, enumerados de mayor a menor grado de dureza, definida ésta por la prueba de penetración (100 gr, 25°C, 5 seg).

Las propiedades de estos cementos asfálticos se determinan mediante las pruebas de penetración, viscosidad Saybolt-Furol, punto de inflamación, punto de reblandecimiento (anillo y esfera), ductilidad, solubilidad y prueba de la película delgada. Estas pruebas han sido someramente descritas con anterioridad, haciendo mención de su significado y de la relación que tienen con el comportamiento del asfalto (Temas 6 y 7). El muestreo del cemento asfáltico y la descripción detallada de estas pruebas pueden consultarse en las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT).

En los trabajos de construcción que se realizan en el País, los cementos asfálticos se emplean casi exclusivamente en la elaboración de concretos asfálticos para bases o carpetas de pavimento.

La fabricación, colocación y compactación del concreto asfáltico implica un trabajo cuidadoso, que requiere un control preciso, sobre todo de temperaturas, que son las que rigen la viscosidad adecuada del cemento asfáltico en cada etapa del proceso. La temperatura de aplicación del cemento asfáltico al hacer la mezcla debe ser del orden de 120 a 160°C, misma a la que debe someterse también el material pétreo. Se considera que a temperaturas menores de 120°C, el cemento asfáltico no tiene adecuadas propiedades para mojar y aglutinar debidamente las partículas del material pétreo, y temperaturas mayores de 160°C, pueden afectar seriamente sus características, al eliminársele los aceites ligeros que contiene y provocársele por ese motivo un envejecimiento prematuro.

El concreto asfáltico debe compactarse a temperaturas mayores de 70°C. Abajo de esta temperatura, el acomodo del material es deficiente.

En México casi se emplea en forma única el cemento asfáltico Núm. 6, que se ha encontrado que es adecuado para las condiciones climáticas generales del País y para las características de resistencia de la mezcla.

Las carpetas de concreto asfáltico son las de mayor calidad y resistencia que se construyen y se utilizan en carreteras de alto tránsito, como las que convergen a la Ciudad de México y en aeropuertos importantes para tráfico de aeronaves pesadas.

b) Normas de calidad

En la Tabla Núm. 1 aparecen los requisitos de calidad que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes fija para los 4 tipos de cementos asfálticos disponibles en el País y que están contenidos en las Normas de la referida Secretaría.

10.3 Asfaltos rebajados

a) Obtención, clasificación y tipos

Los asfaltos rebajados se preparan agregando al cemento asfáltico solventes ligeros del petróleo y se clasifican en 3 grupos:

ASFALTOS REBAJADOS DE FRAGUADO RAPIDO	(FR)
ASFALTOS REBAJADOS DE FRAGUADO MEDIO	(FM)
ASFALTOS REBAJADOS DE FRAGUADO LENTO	(FL)

Los asfaltos rebajados de fraguado rápido son aquéllos en que se emplea como solvente del cemento asfáltico un material del tipo de la gasolina. Existen va-

rios tipos o grados de estos asfaltos, dependiendo de la proporción de cemento asfáltico y de solvente presente en el producto. Se designan con los símbolos FR-0, FR-1, FR-2, FR-3 y FR-4, en que el índice creciente indica una proporción cada vez mayor de cemento asfáltico.

TABLA No. 1 NORMAS DE CALIDAD PARA CEMENTOS ASFALTICOS

CARACTERISTICAS	GRADO DEL CEMENTO ASFALTICO			
	Núm. 3	Núm. 6	Núm. 7	Núm. 8
Penetración, 100 g, 5 seg, 25°C, grados	180-200	80-100	60-70	40-50
Viscosidad Saybolt-Furol a 135°C, seg, mínimo . .	60	85	100	120
Punto de inflamación (copa abierta de Cleveland), °C mínimo	220	232	232	232
Punto de reblandecimiento, °C	37-43	45-52	48-56	52-60
Ductilidad, 25°C, cm, mínimo	60	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mínimo	99.5	99.5	99.5	99.5
Prueba de la película delgada, 50 cm ³ , 5 h, 163°C: Penetración retenida, por ciento, mínimo	40	50	54	58
Pérdida por calentamiento, por ciento, máximo . .	1.4	1.0	0.8	0.8

Los asfaltos rebajados de fraguado medio se elaboran agregando al cemento asfáltico solventes del tipo de la Kerosina, que son menos volátiles que las gasolinas. Por lo tanto, el fraguado de estos rebajados es un poco más tardado que el de los de fraguado rápido. El fraguado se refiere a la eliminación de solventes en los rebajados y es el mismo concepto que implica el proceso de curado cuando se han aplicado estos productos a los materiales pétreos. Los asfaltos rebajados de fraguado medio pueden ser también de 5 tipos, dependiendo de la proporción de cemento asfáltico y de solventes, designándoseles como FM-0, FM-1, FM-2, FM-3 y FM-4, en que los índices tienen el mismo significado que se mencionó en el caso de los rebajados de fraguado rápido.

Los asfaltos rebajados de fraguado lento son cementos asfálticos con solventes del tipo de aceites ligeros. Generalmente no se preparan adicionando en la planta dichos aceites al cemento asfáltico, sino que se obtienen directamente del residuo de la destilación del petróleo. Por ser los solventes de estos rebajados mucho menos volátiles que las gasolinas y las kerosinas, su fraguado es bastante más tardado que el de los FR y FM. De acuerdo con la proporción de cemento asfáltico que contienen, pueden ser de los tipos o grados FL-0, FL-1, FL-2, FL-3 y FL-4.

b) Propiedades y usos

Las propiedades de los asfaltos rebajados se definen mediante las siguientes pruebas:

Punto de inflamación
Viscosidad Saybolt-Furol
Destilación
Agua por destilación
Penetración (sólo FR y FM)
Flotación (sólo FL)
Ductilidad
Solubilidad

Las 4 últimas pruebas se efectúan en el residuo de la destilación. En la determinación del punto de inflamación se emplea la copa abierta de Tag, para los asfaltos rebajados de fraguado rápido y medio (FR y FM) y la copa abierta de Cleveland, para los FL. Estas pruebas se han descrito brevemente en los Temas 6 y 7 anteriores y para el detalle sobre el muestreo de estos asfaltos rebajados y la ejecución de las referidas pruebas, puede recurrirse a las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Las propiedades reológicas de los asfaltos rebajados están determinadas por sus características de viscosidad a diferentes temperaturas y por los resultados de penetración, flotación y ductilidad en pruebas practicadas al residuo de la destilación. Dichas propiedades influyen de manera importante en las características de estos asfaltos al momento de su aplicación y posteriormente en su comportamiento durante su servicio en las obras. Debe dárseles por lo tanto especial atención, ya que son la base del éxito o el fracaso de los trabajos que se efectúen con estos materiales.

Los asfaltos rebajados de fraguado rápido se emplean en nuestro medio para la construcción de carpetas, sub-bases y bases estabilizadas, riegos de liga, carpetas de riegos y riegos de sello. Se utilizan casi exclusivamente de tipo FR-2, FR-3 y FR-4, y en forma preferente el FR-3.

Los rebajados de fraguado medio se emplean en riegos de impregnación de bases de pavimentos flexibles y de sub-bases de pavimentos rígidos. Excepcionalmente se usan para la construcción de mezclas asfálticas. Los de tipo FM-0 y FM-1, con preferencia del último, son los que principalmente se utilizan en México para los riegos de impregnación señalados.

Los asfaltos rebajados de fraguado lento ya prácticamente no se usan en nuestro País. Se usaron mucho en épocas pasadas, como paliativos del polvo en los caminos revestidos.

En cualquiera de los trabajos en que se utilizan los asfaltos rebajados, es condición necesaria para lograr una adherencia adecuada que los materiales pétreos o superficies a los que se aplican estén secos, lo que puede ser una desventaja en los lugares de clima lluvioso, no obstante que mediante el uso de ciertos adi-

tivos es factible lograr buenos resultados aun cuando los materiales pétreos o superficies de aplicación estén húmedos.

Dado que la función de los solventes en los asfaltos rebajados es simplemente fluidificar el cemento asfáltico y poder incorporarlo o aplicarlo a los materiales pétreos prácticamente en frío, una vez logrado este objetivo, dichos solventes deben eliminarse en su mayor parte para permitir el trabajo del cemento asfáltico, que es realmente el material que quedará en definitiva como ligante en la obra.

c) Temperaturas recomendables de aplicación

Las temperaturas a las que se recomienda calentar los asfaltos rebajados al momento de su aplicación tienen la doble finalidad de impartirles la adecuada viscosidad para que cubran y mojen convenientemente a los agregados y otras superficies en que se riegan, y para evitar los peligros de incendio a que están muy expuestos dada la volatilidad de los solventes que contienen, sobre todo los rebajados de los tipos FR y FM

Estas temperaturas son las que aparecen en la Tabla Núm. 2

TABLA No. 2

TEMPERATURAS RECOMENDABLES DE APLICACION DE LOS ASFALTOS REBAJADOS

Asfaltos Rebajados de Fraguado Rápido	FR-0 : de 20 °C a 40°C
	FR-1 : de 30 °C a 50°C
	FR-2 : de 40 °C a 60°C
	FR-3 : de 60 °C a 80°C
	FR-4 : de 80 °C a 100°C
Asfaltos Rebajados de Fraguado Medio	FM-0 : de 20°C a 40°C
	FM-1 : de 30°C a 60°C
	FM-2 : de 70 °C a 85°C
	FM-3 : de 80 °C a 95°C
	FM-4 : de 90 °C a 100°C
Asfaltos Rebajados de Fraguado Lento	FL-0 : de 20 °C a 40°C
	FL-1 : de 30 °C a 45°C
	FL-2 : de 75 °C a 85°C
	FL-3 : de 85 °C a 95°C
	FL-4 : de 95 °C a 100°C

d) Normas de calidad

Los asfaltos rebajados de los distintos tipos deben cumplir con los requisitos de calidad mostrados en las Tablas Núm. 3, 4 y 5, que son los establecidos por las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes

10.4 Emulsiones asfálticas

a) Generalidades

Las emulsiones asfálticas constituyen otro de los procedimientos que se usan para fluidificar el cemento asfáltico y hacer aplicaciones en frío. Son emulsiones generalmente del tipo de aceite en agua, en que la fase dispersa o interna es el asfalto, en forma de pequeños glóbulos, y la fase continua o externa es el agua.

TABLA No. 3 NORMAS DE CALIDAD PARA ASFALTOS REBAJADOS DE FRAGUADO RAPIDO

CARACTERISTICAS	GRADO				
	FR-0	FR-1	FR-2	FR-3	FR-4
PRUEBAS EN EL PRODUCTO ORIGINAL					
Punto de inflamación (copa abierta de Tag) °C mínimo	—	—	27	27	27
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25°C, seg.	75-150	—	—	—	—
A 50°C, seg.	—	75-150	—	—	—
A 60°C, seg.	—	—	100-200	250-500	—
A 82°C, seg.	—	—	—	—	125-250
Destilación: Por ciento del total destilado a 360°C.					
Hasta 190°C, mínimo	15	10	—	—	—
Hasta 225°C, mínimo	55	50	40	25	8
Hasta 260°C, mínimo	75	70	65	55	40
Hasta 315°C, mínimo	90	88	87	83	80
Residuo de la destilación a 360°C, por ciento del volumen total por diferencia, mínimo	50	60	67	73	78
Agua por destilación, %, máximo	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
PRUEBAS EN RESIDUO DE LA DESTILACION					
Penetración, grados	80-120	80-120	80-120	80-120	80-120
Ductilidad en centímetros, mínimo	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mínimo	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

TABLA No. 4 NORMAS DE CALIDAD PARA ASFALTOS REBAJADOS DE FRAGUADO MEDIO

CARACTERISTICAS	GRADO				
	FM-0	FM-1	FM-2	FM-3	FM-4
PRUEBAS EN EL PRODUCTO ORIGINAL					
Punto de inflamación (copa abierta de Tag), °C mínimo	38	38	66	66	66
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25°C, seg.	75-150	—	—	—	—
A 50°C, seg.	—	75-150	—	—	—
A 60°C, seg.	—	—	100-200	250-500	—
A 82°C, seg.	—	—	—	—	125-250
Destilación: Por ciento del total destilado a 360°C.					
Hasta 225°C, máximo	25	20	10	5	0
Hasta 260°C,	40-70	25-65	15-55	5-40	30 máx.
Hasta 315°C,	75-93	70-90	60-87	55-85	40-80
Residuo de la destilación a 360°C, por ciento del volumen total por diferencia, mínimo	50	60	67	73	78
Agua por destilación, %, máximo	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE LA DESTILACION					
Penetración, grados	120-300	120-300	120-300	120-300	120-300
Ductilidad en centímetros, mínimo	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mínimo	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

TABLA No. 5 NORMAS DE CALIDAD PARA ASFALTOS REBAJADOS DE FRAGUADO LENTO

CARACTERISTICAS	GRADO				
	FL-0	FL-1	FL-2	FL-3	FL-4
PRUEBAS EN EL PRODUCTO ORIGINAL					
Punto de inflamación (copa abierta de Cleveland), °C mínimo	66	66	80	93	107
Viscosidad Saybolt-Furol:					
A 25°C, seg.	75-150	—	—	—	—
A 50°C, seg.	—	75-150	—	—	—
A 60°C, seg.	—	—	100-200	250-500	—
A 82°C, seg.	—	—	—	—	125-250
Destilación: Destilado total a 360°C, por ciento en volumen	15-40	10-30	5-25	2-15	10 máx.
Agua por destilación, %, máximo	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Residuo asfáltico de 100 grados de penetración, %, mínimo	40	50	60	70	75
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE LA DESTILACION					
Flotación en el residuo de la destilación, a 25°C, seg.	15-100	20-100	25-100	50-125	60-150
Ductilidad del residuo asfáltico de 100 grados de penetración, 25°C, cm, mínimo .	100	100	100	100	100
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mínimo	99.5	99.5	99.5	99.5	99.5

Para la elaboración de las emulsiones tienen que emplearse pequeñas proporciones de ciertos productos químicos conocidos como emulsificantes, tanto para facilitar la formación de las dispersiones, como para mantener en suspensión los glóbulos del asfalto disperso. Si no existiese el emulsificante, una dispersión de pequeñas gotas de asfalto en agua formada mediante agitación, se separará rápidamente en 2 capas. Con la presencia del emulsificante se forma una película de él adsorbida alrededor de cada glóbulo, la que al modificar las propiedades de la interfase, impide la floculación de las partículas de asfalto y hace estable la emulsión.

En la Figura 16 se muestra esquemáticamente la disposición de las moléculas de emulsificante en torno a un glóbulo de asfalto. En dicha Figura se observa que la molécula del emulsificante se ha dibujado con una parte designada como polar y otra como no polar. La polaridad es un concepto difícil de definir, pero se consideran como cuerpos polares a los que tienen mayor tendencia a disolverse en agua que en benceno y como no polares o apolares los que presentan las características inversas.

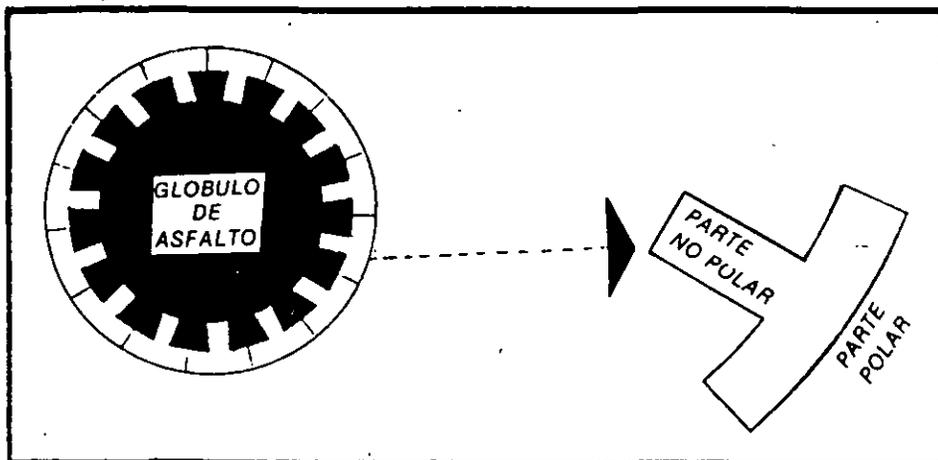


FIGURA 16. CONCENTRACION Y ORIENTACION EN LA INTERFASE DE LAS MOLECULAS DEL EMULSIFICANTE

Para las emulsiones asfálticas normales que se usan en carreteras los porcentajes de emulsificante varían de 0.5 a 1.0% en peso, con respecto a la emulsión. Esta cantidad proporciona una protección razonable contra la coagulación de las partículas de asfalto, pero en ciertos casos es necesario dar una protección adicional y se requiere una cantidad mayor de emulsificante, que actúa como estabilizante de la emulsión. De acuerdo con su resistencia a la coagulación, las emulsiones se clasifican en los 3 grupos siguientes:

1o. Emulsiones inestables o de rompimiento rápido, que contienen una cantidad mínima de emulsificante.

2o. Emulsiones semiestables o de rompimiento medio, con mayor cantidad de emulsificante que las anteriores

3o. Emulsión altamente estabilizadas o de rompimiento lento, que son las que contienen la mayor proporción de emulsificante.

Los estabilizantes pueden ser adicionados bien sea durante la fabricación de la emulsión o durante una etapa posterior. Los más comúnmente empleados son la caseína y los jabones de potasio o resina de vinzol. La práctica ha demostrado que las emulsiones en que intervienen 2 ó más estabilizantes a la vez, son más estables.

El diámetro medio de los glóbulos de asfalto de una emulsión para carreteras, debe ser aproximadamente de 2 micras. La estabilidad y otras propiedades importantes de la emulsión dependerán no solamente de este tamaño medio, sino también de la distribución de los tamaños de las partículas con respecto a este valor medio. En particular, la presencia de partículas considerablemente mayores que el tamaño medio, puede ser una desventaja seria, debido a que actúan como centros para una rápida coagulación. Por medio de fotografías de una emulsión al microscopio se puede medir el diámetro de los glóbulos y observar su distribución.

En la actualidad es factible emulsionar cementos asfálticos de muy diversos grados de penetración, desde los más duros, con penetraciones de 10 a 20 grados, hasta los más suaves, con penetraciones hasta de 400 grados; incluso se pueden emulsionar asfaltos rebajados, que son mucho más suaves. Los asfaltos más duros son más difíciles de emulsionar y las emulsiones que se fabrican con ellos se emplean generalmente para fines industriales. Las emulsiones fabricadas con cementos asfálticos con penetraciones desde 40 hasta 250, son las más empleadas en los trabajos de construcción y reconstrucción de pavimentos, los cuales incluyen capas de mezclas asfálticas para estabilizaciones y carpetas de caminos de bajo tránsito, tratamientos superficiales y trabajos de sellado. En el caso de mezclas asfálticas almacenables se usan emulsiones elaboradas con asfaltos rebajados.

b) Emulsiones aniónicas y catiónicas

Las emulsiones asfálticas se clasifican principalmente en aniónicas y catiónicas, dependiendo de la naturaleza del emulsificante.

Las EMULSIONES ANIONICAS derivan su nombre del hecho de que cuando se sumergen dos electrodos en ellas y se hace pasar una corriente eléctrica, los glóbulos de asfalto se dirigen hacia el ánodo, lo que significa que poseen car-

gas eléctricas negativas y tienen, por este hecho, afinidad por los materiales pétreos electropositivos como las calizas y basaltos.

El emulsificante de estas emulsiones aniónicas es un electrolito, es decir, un cuerpo ionizable que se disocia en el agua en 2 fracciones eléctricas: el anión (carga negativa) y el catión (carga positiva). Generalmente este emulsificante es un jabón alcalino de ácido graso, como una sal de sodio o de potasio de un ácido orgánico. La fórmula general de estos jabones, en el caso de sal de sodio, es:



en que R, representa la cadena del ácido graso y constituye la parte no polar de la molécula, que tiene afinidad por la fase asfáltica. La otra parte de la molécula, COONa, es la parte polar.

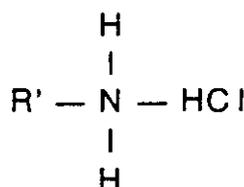
Cuando dicho jabón se pone en solución en el agua, se ioniza; el sodio (Na) constituye los iones positivos o cationes y el resto de la molécula (RCOO) constituye los iones negativos o aniones.

Cuando se dispersa el asfalto en esta solución jabonosa, los aniones (RCOO) son adsorbidos por los glóbulos de asfalto y vienen a constituir una envoltura alrededor de ellos, en tanto que los cationes (Na) adsorbidos por el agua, constituyen una segunda envoltura alrededor de la primera.

Los iones que envuelven los glóbulos de asfalto se repelen, puesto que llevan cargas del mismo signo (negativas), impidiendo la coagulación y asegurando la estabilidad de la emulsión.

Las EMULSIONES CATIONICAS se denominan así porque, a la inversa de lo que sucede con las emulsiones aniónicas, los glóbulos de asfalto se dirigen hacia el cátodo cuando se sumergen 2 electrodos en ellas y se hace pasar una corriente eléctrica. Presentan, por tanto, cargas eléctricas positivas y tienen buena afinidad con los materiales pétreos electronegativos, como los de naturaleza silicosa (cuarzo).

El emulsificante en este caso es también un electrolito, constituido generalmente por una sal de amina o amonio cuaternario, que resulta de la acción de un ácido mineral (clorhídrico, nítrico, acético, etc.), sobre la amina grasa. La fórmula geneal de este tipo de jabones es, por ejemplo:



en la que R' representa la cadena orgánica característica de la amina y constituye la parte no polar de la molécula, la cual tiene afinidad con el asfalto. La otra parte de dicha molécula (NH_3Cl) es la parte polar, con afinidad por el agua.

Al ponerse en solución en el agua, este emulsificante se ioniza: el átomo de cloro (Cl) constituye el anión (-) y el resto de la molécula ($\text{R}'\text{NH}_3$), el catión (+).

Cuando se dispersa el asfalto en esta solución, los cationes ($\text{R}'\text{N H}_3$) son adsorbidos por los glóbulos de asfalto, debido a la afinidad de R' por el ligante hidrocarbonado. Estos cationes vienen a constituir una envoltura alrededor de cada glóbulo de asfalto, envoltura consecuentemente cargada en forma positiva, a la inversa de lo que sucede en el caso de la emulsión aniónica. Los aniones (Cl), adsorbidos por el agua, constituyen una segunda envoltura alrededor de la primera.

La estabilidad de las emulsiones catiónicas queda asegurada por la repulsión electrostática de los glóbulos de asfalto, los cuales están rodeados de iones del mismo signo (positivo).

Además de la diferencia fundamental entre ambos tipos de emulsiones, debida a su carga eléctrica, se encuentra que las emulsiones aniónicas son de carácter básico (pH entre 11 y 12) por la presencia de los iones OH^- de la sosa cáustica (hidróxido de sodio $\text{Na}^+ \text{OH}^-$) que se les agrega para darles más estabilidad, mientras que las emulsiones catiónicas generalmente tienen un carácter ácido (pH entre 6 y 7) debido a la presencia del ion H^+ del ácido clorhídrico ($\text{H}^+ \text{Cl}^-$) que se utiliza en su fabricación.

En las Figuras 17 y 18, aparecen representaciones esquemáticas de la estructura de las emulsiones aniónicas y catiónicas, respectivamente.

Aparte de las emulsiones aniónicas y catiónicas mencionadas anteriormente, existen también otros tipos de emulsiones, como las fabricadas con emulsificantes no iónicos (ésteres de ácidos grasos o de alcoholes) o con emulsificantes coloidales (caseína, gelatinas, polvos finos de arcillas y bentonitas). Las emulsiones no iónicas casi no se han usado en trabajos de pavimentación y las elaboradas con emulsificantes coloidales se emplean generalmente para usos industriales.

c) Fabricación de las emulsiones

Las emulsiones asfálticas, tanto las aniónicas como las catiónicas se elaboran haciendo pasar el asfalto, el agua y el agente o los agentes emulsificantes a través de un molino coloidal. El asfalto debe tener una temperatura adecuada, a efecto de que su viscosidad sea lo suficientemente baja para permitir su dispersión en gotas microscópicas.

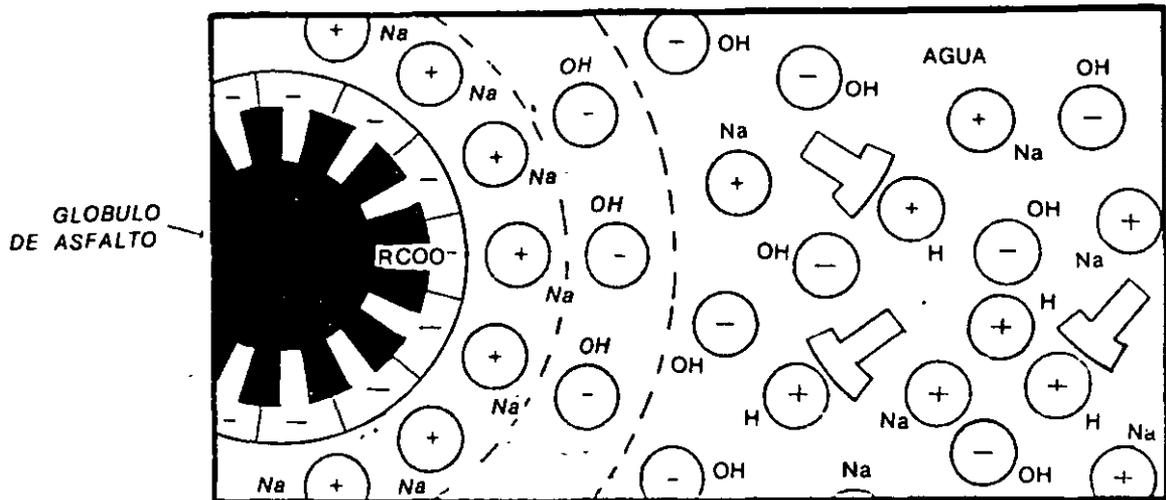


FIGURA 17. ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA DE UNA EMULSION ANIONICA

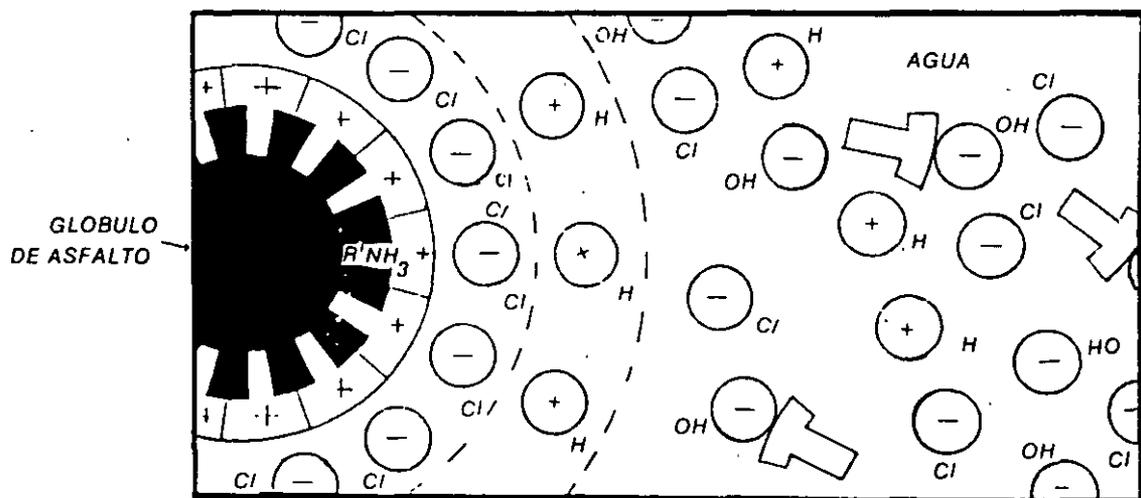


FIGURA 18. ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA DE UNA EMULSION CATIONICA

El emulsificante se añade generalmente al agua. A veces se agregan al asfalto pero se presenta el inconveniente de que al calentar dicho asfalto se produce espuma, que dificulta el trabajo.

Los molinos coloidales son dispositivos en los que se somete a un esfuerzo cortante enérgico la mezcla de asfalto, agua y emulsificante, la que es obligada a pasar por ranuras u orificios muy estrechos. Comúnmente los molinos tienen paredes dobles por cuyo interior circula vapor u otro fluido caliente para mantener el conjunto a temperatura adecuada. En ocasiones se utilizan para la fabricación de emulsiones agitadores enérgicos de paletas, en donde se mezclan los componentes de las mismas.

d) Propiedades de las emulsiones

Las propiedades de las emulsiones asfálticas se determinan mediante las siguientes pruebas:

VISCOSIDAD
RESIDUO DE LA DESTILACION
ASENTAMIENTO
RETENIDO EN LA MALLA No. 20
MISCIBILIDAD CON CEMENTO PORTLAND
DEMULSIBILIDAD (sólo aniónicas)
CUBRIMIENTO DEL AGREGADO. RESISTENCIA AL AGUA (sólo catiónicas)
pH DE LA EMULSION (sólo catiónicas)
CONTENIDO DE SOLVENTES (sólo catiónicas)
PENETRACION
DUCTILIDAD
SOLUBILIDAD

Las 3 últimas pruebas se efectúan en el residuo de la destilación y ya fueron descritas con anterioridad. Mencionaremos únicamente algunos datos en relación con las restantes pruebas que se practican a las emulsiones y con su interpretación respecto al comportamiento de las emulsiones. El detalle de todas estas pruebas puede consultarse también, como para el caso de los otros materiales asfálticos, en las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

VISCOSIDAD. Se determina en forma similar que para el caso de cementos asfálticos y asfaltos rebajados, empleando el viscosímetro SAYBOLT-FUROL y calentando las emulsiones a las temperaturas de prueba especificadas.

La viscosidad de una emulsión a una determinada temperatura, depende principalmente de la proporción de cemento asfalto presente en la emulsión y de la distribución del tamaño de los glóbulos de asfalto. En la Figura 19 se aprecia la variación de la viscosidad de la emulsión con el contenido de asfalto.

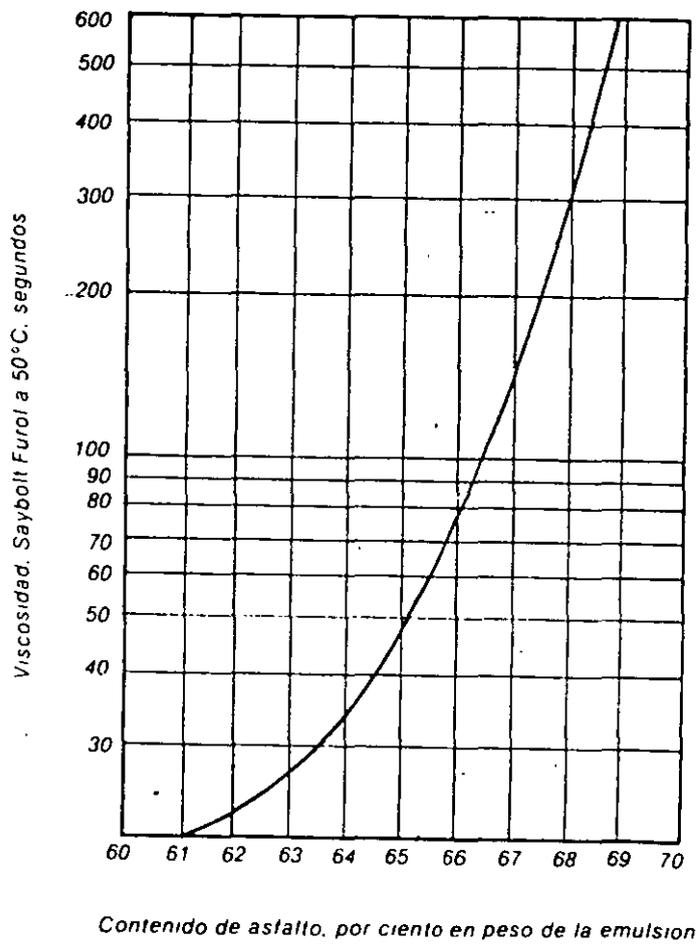


FIGURA 19. EFECTO DEL CONTENIDO DE ASFALTO SOBRE LA VISCOSIDAD DE UNA EMULSION ASFALTICA

La viscosidad de la emulsión debe ser lo suficientemente baja para poder regarla mediante las petrificadoras convencionales y para que cubra con facilidad a los materiales pétreos o superficies a los que se aplica, pero al mismo tiempo será lo suficientemente viscosa para no escurrirse ni en la carretera durante el riego, ni de la superficie de las partículas durante el mezclado. Para riegos de sello y tratamientos superficiales se recomiendan viscosidades Saybolt-Furol de 25 a 100 segundos y para mezclas, viscosidades de 75 a 150 segundos, a las temperaturas de aplicación.

RESIDUO DE LA DESTILACION. Efectuando la destilación del producto en la forma ya mencionada en el Tema 7, se obtiene el porcentaje en peso de residuo, restando al peso original de la muestra el peso del agua destilada (más solvente, en su caso) y relacionando la diferencia con el citado peso original de la muestra. El residuo constituye el ligante útil que quedará aplicado en la obra mediante la emulsión.

ASENTAMIENTO. La prueba de asentamiento determina la tendencia de los glóbulos de asfalto a unirse entre sí durante el almacenamiento de la emulsión. La prueba consiste en mantener cierto volumen de emulsión en una probeta graduada, durante un número determinado de días, al cabo de los cuales se toman muestras de la parte superior y del fondo de la probeta. Estas muestras se pesan y se calientan hasta que toda el agua se evapore. Se obtiene en cada una de ellas el porcentaje en peso de residuo y se determina la diferencia, la cual será una medida del asentamiento.

RETENIDO EN LA MALLA Núm. 20. La prueba de la malla complementa a la prueba de asentamiento y tiene un propósito similar. Se usa para determinar cuantitativamente el porcentaje de cemento asfáltico presente en la emulsión en la forma de glóbulos relativamente grandes. Tales glóbulos tenderían a producir cubrimientos no uniformes de las partículas de material pétreo. Esta tendencia podría no ser revelada por la prueba de asentamiento, la que es de utilidad a este respecto sólo cuando hay la suficiente diferencia entre las densidades del agua y del asfalto para que ocurra el asentamiento.

La prueba se efectúa haciendo pasar una muestra de la emulsión a través de una malla del Núm. 20. Para las emulsiones aniónicas se lavan la malla y el asfalto retenido con una solución diluida de oleato de sodio y para las emulsiones catiónicas el lavado se efectúa simplemente con agua destilada. Después del lavado se coloca la malla con el asfalto retenido en un horno para su secado y a continuación se determina el peso del asfalto retenido y el porcentaje que representa con relación al peso original de la muestra, valor que se reporta como resultado de la prueba.

MISCIBILIDAD CON CEMENTO. Esta prueba se efectúa a las emulsiones de rompimiento lento, tanto aniónicas como catiónicas y tiene por objeto asegurar

productos sustancialmente inmunes a una rápida coalescencia o floculación de las partículas de asfalto al entrar en contacto con materiales o suelos finos.

Para llevar a cabo la prueba se mezclan completamente cantidades especificadas de la emulsión asfáltica y cemento Portland. La mezcla se lava después sobre una malla Núm. 14 y se determina el peso del material retenido. Se reporta este peso como porcentaje del peso total de la mezcla. Generalmente se usan para la prueba 100 cm³ de emulsión y 50 gr de cemento Portland.

DEMULSIBILIDAD. La prueba se efectúa solamente a las emulsiones aniónicas de rompimiento medio y de rompimiento lento. Indica la mayor o menor rapidez con que los glóbulos coloidales de asfalto tienden a agruparse entre sí o a flocular, cuando se extienden en películas delgadas sobre las partículas de suelo o de agregado.

Para hacer la prueba se mezcla cierta cantidad de una solución especificada de cloruro de calcio (CaCl₂) a determinada cantidad de emulsión. La mezcla se vierte sobre una malla Núm. 14 y se lava. El grado de floculación se determina de acuerdo con el peso del asfalto que queda retenido en la malla. El cloruro de calcio hace flocular a las partículas de asfalto de las emulsiones aniónicas.

Se requiere un alto grado de demulsibilidad para el caso de las emulsiones asfálticas de rompimiento rápido, ya que se espera que rompan casi inmediatamente que entran en contacto con la superficie del agregado. Por tanto, se requiere una solución muy diluída de cloruro de calcio para la prueba de demulsibilidad de este tipo de emulsión aniónica. Una solución relativamente más concentrada se usa cuando se prueba una emulsión aniónica de rompimiento medio, ya que debe romper más lentamente.

CUBRIMIENTO DEL AGREGADO. RESISTENCIA AL AGUA. La prueba tiene un triple objeto, ya que intenta determinar la capacidad de una emulsión a: 1o), cubrir completamente al agregado; 2o), soportar la acción de mezclado mientras permanece como película sobre el agregado y 3o), resistir la acción de lavado con agua después de terminado el mezclado. Su principal finalidad es la identificación de emulsiones adecuadas para mezclarse con agregados gruesos de origen calizo.

Para efectuar la prueba se cubre con polvo de carbonato de calcio el agregado seco que se va a utilizar en la obra y luego se mezcla con la emulsión asfáltica. Aproximadamente la mitad de la mezcla se coloca sobre un papel absorbente para una apreciación visual del área de la superficie del agregado cubierta con la emulsión. El resto de la mezcla se rocía con agua y se lava hasta que el agua salga clara. El material se coloca luego sobre el papel absorbente y se aprecia también el área cubierta del agregado.

Otra muestra del mismo agregado de la obra se cubre igualmente con polvo de carbonato de calcio y se le agrega una cierta cantidad de agua para humedecerlo. Se adiciona la emulsión asfáltica y se mezcla completamente. Después

se prosigue en la misma forma que para el agregado seco, apreciando el área de la superficie cubierta del agregado, en las 2 porciones en que se divide la muestra después de mezclarse la emulsión. En todos los casos se reporta el cubrimiento de la emulsión, como un porcentaje del área total del agregado. La prueba se efectúa a las emulsiones de rompimiento medio de tipo catiónico.

CARGA DE LA PARTICULA. Esta prueba sirve para una identificación de las emulsiones catiónicas de rompimiento rápido y de rompimiento lento. Consiste en sumergir 2 electrodos en una muestra de emulsión, conectados a una fuente de corriente directa. Después de un tiempo especificado en que se hace pasar la corriente eléctrica, se examinan los electrodos para determinar en cuál de ellos se ha depositado el asfalto. Un depósito de asfalto en el cátodo revelará que se trata de una emulsión catiónica. Ver esquema de la Figura 15.

pH DE LA EMULSION. Esta prueba se usa únicamente para determinar el grado de acidez de las emulsiones catiónicas de rompimiento lento. Se emplea en vez de la prueba de carga de la partícula que se aplica a las emulsiones de este mismo tipo de rompimiento rápido y rompimiento medio.

Se usa un potenciómetro o medidor de pH para realizar la prueba, la cual consiste en colocar la muestra de la emulsión dentro de un recipiente o charola e insertar 2 electrodos de vidrio en conexión con el potenciómetro. Se mide en el aparato la diferencia de potencial en unidades de pH o en milivoltios, que son indicaciones de la acidez de la muestra.

CONTENIDO DE SOLVENTES. La prueba sirve para determinar el porcentaje de solventes derivados del petróleo que pueden contener algunas emulsiones catiónicas de rompimiento rápido y de rompimiento medio, el cual no debe exceder de ciertos límites especificados. En realidad el dato se obtiene como resultado de la prueba de destilación que se efectúa a la emulsión, ya que el destilado incluye el volumen total de solventes y de agua que están presentes en la emulsión. Como los dos materiales quedan separados en la probeta donde se recoge dicho destilado, puede determinarse fácilmente las cantidades de cada uno. El contenido de solventes se reporta como porcentaje del volumen total de la muestra.

e) Mecanismos de rompimiento

El rompimiento de las emulsiones, es decir, la separación de las 2 fases que las constituyen, se origina por muy diversos motivos, entre los que pueden citarse principalmente los siguientes:

1o. Afinidad química de los glóbulos de asfalto cargados eléctricamente, por las superficies de carga opuesta.

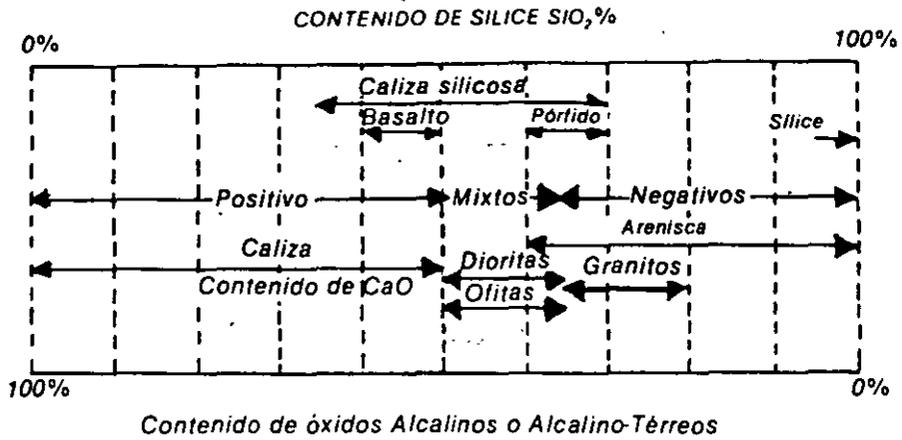


FIGURA 20. CLASIFICACION DE LOS AGREGADOS PETREOS

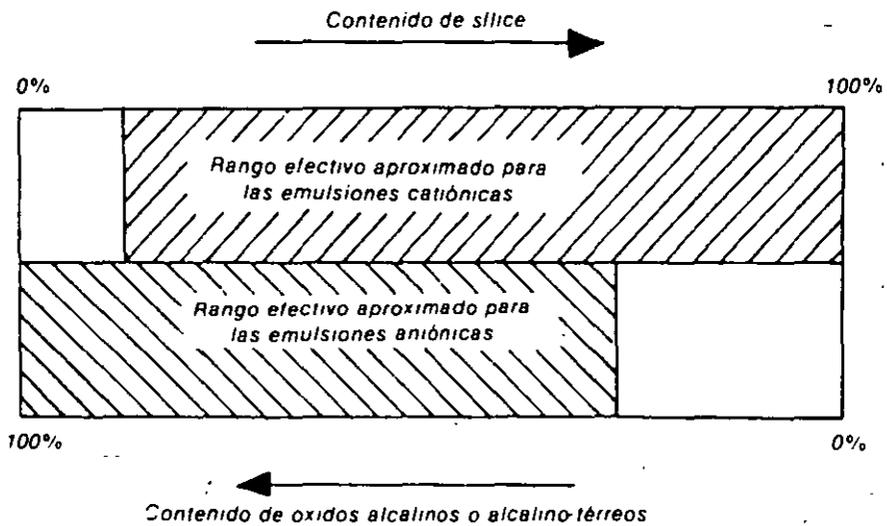


FIGURA 21. RANGO EFECTIVO APROXIMADO DE APLICACION DE LAS EMULSIONES ASFALTICAS SOBRE VARIOS TIPOS DE AGREGADOS PETREOS

Según hemos descrito, en las emulsiones aniónicas las partículas de asfalto están cargadas negativamente y tienen atracción o afinidad por las superficies electropositivas. Por consiguiente, en presencia de materiales pétreos de naturaleza básica, la emulsión tiende a romper por adherencia del asfalto a la piedra. Sin embargo, en dichas emulsiones aniónicas esta acción carece de la fuerza necesaria para producir el rompimiento.

En las emulsiones catiónicas, en cambio, el efecto de los agregados electronegativos es muy enérgico y conduce al rompimiento más o menos inmediato de la emulsión. Las emulsiones catiónicas también rompen inmediatamente en presencia de agregados básicos (calizas), por un proceso complejo en el que los ácidos de la fase acuosa de la emulsión reaccionan con el carbonato de calcio del material pétreo, produciendo en la superficie de la piedra aniones CO_3^{--} , que a su vez reaccionan con las moléculas del emulsificante; al separarse estas moléculas de la superficie de los glóbulos de asfalto, éstos quedan desprotegidos y se provoca el rompimiento. Esto hace que las emulsiones catiónicas sean más versátiles que las aniónicas, al ser efectivas también para trabajar con bastantes materiales básicos, exceptuando los que contienen magnesio, como son las dolomitas. Es muy difícil encontrar en la naturaleza materiales que sean completamente electropositivos o electronegativos, pues la mayor parte de las rocas tienen elementos que hacen que existan en su superficie las 2 clases de materiales, presentando características intermedias, que conducen a clasificarlas en la forma que se muestra en la Figura 20. Esto explica el hecho de que las emulsiones aniónicas y las catiónicas en muchos casos resultan efectivas para usarse con los mismos materiales.

Aunque el rango exacto sobre el cual pueden emplearse ambos tipos de emulsiones no ha sido determinado en forma precisa, la Figura 21 da una idea del campo de aplicación de cada una de ellas y del área aproximada de traslape donde pueden emplearse unas u otras.

2o. Alteración del equilibrio de la emulsión por evaporación del agua

Hemos visto que la estabilidad de la emulsión está asegurada por la protección que las moléculas del emulsificante dan a las partículas de asfalto. Estas moléculas se fijan en la superficie de los glóbulos, los cuales se encuentran en estado de equilibrio entre la atracción ejercida por el asfalto sobre la cadena no polar y la ejercida por el agua sobre la parte polar de la molécula. Esta última atracción varía en su intensidad con la concentración de álcali en la fase continua; de tal manera que al eliminarse agua por evaporación y aumentar esta concentración, las moléculas del emulsificante dejan de ser atraídas por la fase acuosa y se hunden por completo en el glóbulo de asfalto, que pierde su protección, uniéndose a los glóbulos vecinos y produciendo el rompimiento de la emulsión. A este fenómeno se debe principalmente el rompimiento de las emulsiones aniónicas después de su aplicación.

En las emulsiones catiónicas no suele producirse en la práctica este fenómeno, por ser mucho más rápido el rompimiento por efecto de las cargas eléctricas. No obstante, la influencia del fenómeno existe también en estas emulsiones y se pone de manifiesto por el hecho de que el rompimiento es mucho más violento en presencia de agregados secos, que absorben el agua, que en agregados húmedos, por lo que muchas veces es conveniente humedecer previamente las superficies a las que han de aplicarse este tipo de emulsiones.

3o. Rompimiento por dilución

Si se diluye una emulsión con agua pura, llega a producirse el rompimiento por un fenómeno inverso al que produce el rompimiento por evaporación del agua. A medida que la alcalinidad de la fase acuosa va disminuyendo por la dilución, las moléculas del emulsificante van desplazándose hacia ella hasta abandonar por completo el asfalto, cuyos glóbulos se unen, produciendo el rompimiento de la emulsión.

4o. Rompimiento por adición de electrolitos

La adición de determinadas sales como cloruro de calcio, por ejemplo, puede producir el rompimiento de la emulsión por neutralización de las cargas eléctricas que rodean a las partículas de asfalto, por los iones de la sal añadida disociada.

5o. Rompimiento por congelación

Este rompimiento puede producirse por la alteración de las propiedades del jabón empleado como emulsificante. El fenómeno puede tener lugar a temperaturas superiores a 0°C y se manifiesta con mayor intensidad en los jabones sódicos que en los potásicos.

Si el enfriamiento llega al extremo de producir congelación del agua, al producirse el deshielo la emulsión rompe completamente o presenta gran cantidad de partículas muy gruesas que la hacen inutilizable. Las emulsiones que muestran gran estabilidad al rompimiento al mezclarse con cloruro de calcio, son también muy resistentes al rompimiento por congelación.

En la práctica el rompimiento de una emulsión se manifiesta claramente por el cambio que experimenta en su coloración, al pasar del color chocolate que le es característico, al color negro, típico del asfalto.

f) Usos de las emulsiones

En los trabajos de construcción, reconstrucción y conservación de pavimentos, las emulsiones asfálticas tienen las siguientes aplicaciones:

EMULSIONES DE ROMPIMIENTO RAPIDO. Pueden utilizarse en riegos de liga para carpeta, carpetas de riegos y riegos de sello.

EMULSIONES DE ROMPIMIENTO MEDIO. Se emplean principalmente para mezclas asfálticas utilizando materiales con muy poca cantidad de finos (partículas pasando la malla No. 200), para la construcción de sub-bases estabilizadas, carpetas para caminos de bajo tránsito, bacheos y renivelaciones.

EMULSIONES DE ROMPIMIENTO LENTO. Se utilizan para mezclas asfálticas con materiales pétreos relativamente finos o gravas arenas con finos para sub-bases o bases estabilizadas y carpetas para caminos de bajo tránsito. También tienen aplicación en la elaboración de morteros asfálticos, que están constituidos por emulsión asfáltica, arena (generalmente con tamaño máximo de 2.38 milímetros) y en ocasiones filler de cemento Portland o cal hidratada; estos morteros se usan principalmente para el sellado de superficies agrietadas o de capas asfálticas rígidas por envejecimiento del asfalto original.

En todos los casos de utilización de las emulsiones asfálticas, una vez seleccionados los materiales pétreos con los que habrán de emplearse, es necesario siempre realizar previamente estudios de laboratorio que permitan definir con seguridad el tipo más conveniente de la emulsión por usar, a efecto de lograr el mejor comportamiento de las obras que se construyan. En general, la emulsión debe supeditarse al material pétreo que vaya a utilizarse y a las condiciones especiales del trabajo por ejecutar y no a la inversa. También es necesario tener presente que son productos más delicados que los acfaltos rebajados y que requieren de personal más cuidadoso y de precauciones especiales en su transporte, manejo y aplicación, ya que de otra manera es factible provocarles un rompimiento prematuro, que a la vez puede ser el origen de muchos fracasos y problemas en los trabajos de construcción.

Las emulsiones asfálticas pueden presentar las siguientes ventajas en relación con los otros materiales asfálticos:

1o. Se aplican a la temperatura ambiente, con tal de que ésta sea superior a 5°C, sin necesidad de calentamiento. El cemento asfáltico y los asfaltos rebajados tienen que calentarse para abatir las fuerzas de cohesión y disminuir la viscosidad, a efecto de permitir el cubrimiento del material pétreo. La eliminación del calentamiento reduce costos y evita peligros de incendios. En los asfaltos rebajados las repetidas operaciones de calentamiento pueden hacer que se afecten desfavorablemente las características de estos productos, al perderse gran parte de los solventes volátiles que contienen.

2o. Las emulsiones pueden aplicarse sobre materiales húmedos, principalmente en el caso de las catiónicas, eliminándose el costo en las operaciones de secado. No obstante, con las emulsiones aniónicas la humedad de los materiales

pétreos no deber ser muy alta, ya que su rompimiento depende en buena parte de la evaporación del agua; en las emulsiones catiónicas, en donde el rompimiento se efectúa fundamentalmente por la atracción de las cargas eléctricas, la humedad del agregado inclusive favorece el cubrimiento de éste.

3o. El empleo de emulsiones permite ampliar el período de la construcción, al poderse utilizar materiales pétreos húmedos, lo que disminuye costos al aumentar el tiempo que el equipo puede estar en actividad.

Con las emulsiones catiónicas pueden efectuarse trabajos de conservación en la época lluviosa, que es cuando se presentan condiciones críticas en los pavimentos. Desde luego, los trabajos no pueden realizarse en plena lluvia, pero el empleo de estos productos permite utilizar materiales pétreos en condiciones muy desfavorables de humedad.

4o. Las emulsiones catiónicas permiten tender y compactar una mezcla asfáltica, una vez terminada. Se elimina con ellas el riesgo de obtener resultados poco satisfactorios por la presencia de una lluvia inesperada.

5o. Las emulsiones asfálticas presentan en general buenas características de adhesividad con los materiales pétreos, en virtud de que los emulsificantes son a la vez agentes tenso-activos que favorecen esta propiedad.

Independientemente de lo anterior y debido al agotamiento de las reservas petroleras en el mundo, es posible que en un futuro cercano tengamos que aumentar el uso de las emulsiones y de los cementos asfálticos y disminuir el de los asfaltos rebajados en los trabajos de pavimentación, a efecto de ahorrar y de darles un mejor aprovechamiento a los solventes ligeros que se emplean en la elaboración de dichos rebajados. Será conveniente promover más la tecnología y experimentación de las emulsiones asfálticas en nuestro País, con miras a un mayor conocimiento de sus alcances y posibilidades y a una adecuada utilización de estos productos, que asegure el buen comportamiento en las obras que con ellas se realicen.

Debido a que el Gobierno Federal, a través de la Empresa Petróleos Mexicanos, proporciona los cementos asfálticos y asfaltos rebajados a precios bastante reducidos, como un estímulo para fomentar la construcción de carreteras, el costo de estos productos es menor que el de las emulsiones asfálticas, que son fabricadas principalmente por una empresa descentralizada y por diversas compañías particulares. No obstante, se considera que el costo de las emulsiones podría abatirse mediante el uso de plantas portátiles estratégicamente ubicadas respecto a las obras y el empleo de técnicas propias y de emulsificantes de fabricación nacional.

g) Normas de calidad

Las emulsiones asfálticas que se emplean en los trabajos de pavimentación deben cumplir con las normas de calidad que se muestran en las Tablas Núms. 6 y 7, la primera relativa a emulsiones aniónicas y la segunda a emulsiones catiónicas. Estas normas son las que actualmente fija la Secretaría de Comunicaciones y Transportes para la aceptación de estos productos.

10.5 Otros procedimientos para la identificación de los materiales asfálticos

Además de las pruebas descritas para identificar a los materiales asfálticos existen algunas otras, entre las que se puede señalar por su importancia la prueba de la mancha. Se usa principalmente para definir cualitativamente el grado de homogeneidad o heterogeneidad de cementos asfálticos y de residuos de la destilación de asfaltos rebajados.

La prueba consiste en disolver una muestra de material asfáltico en nafta estándar u otros solventes especificados, con una relación solvente-asfalto 5.1 a 1.0. Después de una hora y de 24 horas de hecha la solución, se deposita una gota de ella sobre un papel filtro. Si la gota se extiende en una mancha de color oscuro uniforme, la prueba se considera como negativa o lo que es lo mismo, que el material es homogéneo. Si el color más oscuro es anular o el centro de la mancha aparece más fuerte, la prueba se considera positiva o sea que el material es heterogéneo. La Figura 22 ilustra tanto la mancha positiva como la negativa.

Es una prueba todavía un poco discutida, ya que mientras algunos especialistas la consideran como un medio muy seguro de definir la calidad del asfalto, otros suponen que es de poca utilidad. No obstante, las actuales Especificaciones americanas de la AASHTO (Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras y Transportes), para cementos asfálticos y asfaltos rebajados, la incluyen como una norma tentativa para la aceptación de estos productos, considerándolos adecuados si la mancha resulta negativa.

La prueba permite descubrir el grado de heterogeneidad de asfaltos para caminos causada por el sobrecalentamiento o desintegración de los mismos, situación que puede afectar el comportamiento de las mezclas asfálticas al presentarse el endurecimiento prematuro del asfalto.

10.6 Comentarios a pruebas y normas SCT

Las pruebas y normas que actualmente tiene establecidas la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, y que han sido mencionadas en incisos anteriores, para la aceptación de los materiales asfálticos que la misma utiliza en sus trabajos de pavimentación, se consideran bastante adecuadas tomando en cuenta

TABLA 6. NORMAS DE CALIDAD PARA EMULSIONES ASFALTICAS ANIONICAS

CARACTERISTICAS	GRADO				
	Romplimiento Rápido		Romplimiento Medio	Romplimiento Lento	
	RR-1	RR-2	RM-2	RL-1	RL-2
PRUEBAS EN EL PRODUCTO ORIGINAL					
Viscosidad Saybolt-Furol a 25°C, seg	20-100	—	100 mín.	20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furol a 50°C, seg	—	75-400	—	—	—
Residuo de la destilación, % en peso, mínimo	57	62	62	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia en %, máximo ..	3	3	3	3	3
Demulsibilidad.					
35 ml de 0.02N CaCl ₂ , %, mínimo	60	50	—	—	—
50 ml de 0.10N CaCl ₂ , %, máximo	—	—	30	—	—
Retenido en la malla No. 20, %, máximo	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Miscibilidad con cemento Portland, %, máximo	—	—	—	2.0	2.0
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE LA DESTILACION					
Penetración, 25°C, 100 g, 5 seg, grados.....	100-200	100-200	100-200	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mínimo..	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5
Ductilidad, 25°C, cm, mínimo	40	40	40	40	40

Nota: La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de 30% al bajar su temperatura de 20°C a 10°C, ni bajar más de 30% al subir su temperatura de 20°C a 40°C.

TABLA 7. NORMAS DE CALIDAD PARA EMULSIONES ASFALTICAS CATIONICAS

CARACTERISTICAS	GRADO					
	Rompimiento Rápido		Rompimiento Medio		Rompimiento Lento	
	RR-2K	RR-3K	RM-2K	RM-3K	RL-2K	RL-3K
PRUEBAS EN EL PRODUCTO ORIGINAL						
Viscosidad Saybolt-Furol, 25°C, seg	—	—	—	—	20-100	20-100
Viscosidad Saybolt-Furol, 50°C, seg	20-100	100-400	50-500	50-500	—	—
Residuo de la destilación, % en peso, mínimo	60	65	60	65	57	57
Asentamiento en 5 días, diferencia en %, máximo ..	5	5	5	5	5	5
Retenido en la malla No. 20, % máximo	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
Cubrimiento del agregado (en condiciones de trabajo).— Prueba de resistencia al agua:						
Agregado seco, % de cubrimiento, mínimo	—	—	80	80	—	—
Agregado húmedo, % de cubrimiento, mínimo ...	—	—	60	60	—	—
Miscibilidad con cemento Portland, %, máximo	—	—	—	—	2	2
Carga de la partícula	Positiva	Positiva	Positiva	Positiva	—	—
pH, máximo	—	—	—	—	6.7	6.7
Disolvente en volumen, por ciento, máximo	3	3	20	12	—	—
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE LA DESTILACION						
Penetración, 25°C, 100 g, 5 seg, grados	100-250	100-250	100-250	100-250	100-200	40-90
Solubilidad en tetracloruro de carbono, %, mínimo ..	97	97	97	97	97	97
Ductilidad, 25°C, cm, mínimo	40	40	40	40	40	40

Nota: La viscosidad de las emulsiones no debe aumentar más de 30% al bajar su temperatura de 20°C a 10°C, ni bajar más de 30% al subir su temperatura de 20°C a 40°C.

77

la experiencia que se tiene de ellas a través de los años en que han sido aplicadas. Por otra parte, están basadas también en investigaciones y experiencias de algunas instituciones especializadas de los Estados Unidos, de donde fueron tomadas originalmente, tales como el Instituto del Asfalto, la ASTM y la AASHTO y casi no se les ha introducido ninguna modificación. Petróleos Mexicanos, principal proveedor de materiales asfálticos para las obras de la SCT y las empresas que surten a esta Secretaría emulsiones asfálticas, se apegan a dichas normas para la fabricación y entrega de los citados productos.

Con respecto a las actuales especificaciones de la AASHTO, las normas SCT para materiales asfálticos tienen algunas pequeñas diferencias, las cuales se citan a continuación:

CEMENTOS ASFALTICOS. Las especificaciones de la AASHTO no incluyen la prueba de viscosidad, ni la de punto de reblandecimiento (anillo y esfera). Usan como solvente para la prueba de solubilidad el tricloroetileno en vez del tetracloruro de carbono de la prueba SCT y fijan, aunque con carácter tentativo, la prueba de la mancha.

ASFALTOS REBAJADOS. La AASHTO especifica viscosidad cinemática en vez de Saybolt-Furol, pero da equivalencias entre ambas. Emplea tricloroetileno para la prueba de solubilidad e incluye como tentativa la prueba de la mancha en el residuo de la destilación. Establecen además, para los asfaltos rebajados de fraguado medio, que si la ductilidad del residuo de la destilación a 25°C es menor de 100 cm, el material puede aceptarse si su ductilidad a 15.5°C es mayor de 100 cm. En el caso de los asfaltos rebajados de fraguado lento, no consideran la prueba de flotación en el residuo y en vez de ella incluyen la viscosidad cinemática de dicho residuo, a 60°C.

EMULSIONES ASFALTICAS. Consideran las especificaciones de la AASHTO, la prueba de cubrimiento del agregado no sólo para las emulsiones catiónicas de rompimiento medio, como las normas SCT, sino también para las aniónicas de rompimiento medio, y el cubrimiento de aceptación del agregado lo califican como "bueno" o "regular" y no en porcentaje respecto al área total de la superficie del agregado, como lo hacen las normas SCT. Consideran también el tricloroetileno para la prueba de solubilidad del residuo, en vez del tetracloruro de carbono.

No obstante las pequeñas discrepancias anteriores, las normas SCT se estiman aún apropiadas y se considera que no es necesario introducirles todavía ninguna modificación.

10.7 Estudio comparativo de los diferentes productos asfálticos, para definir la utilización más recomendable en cada caso.

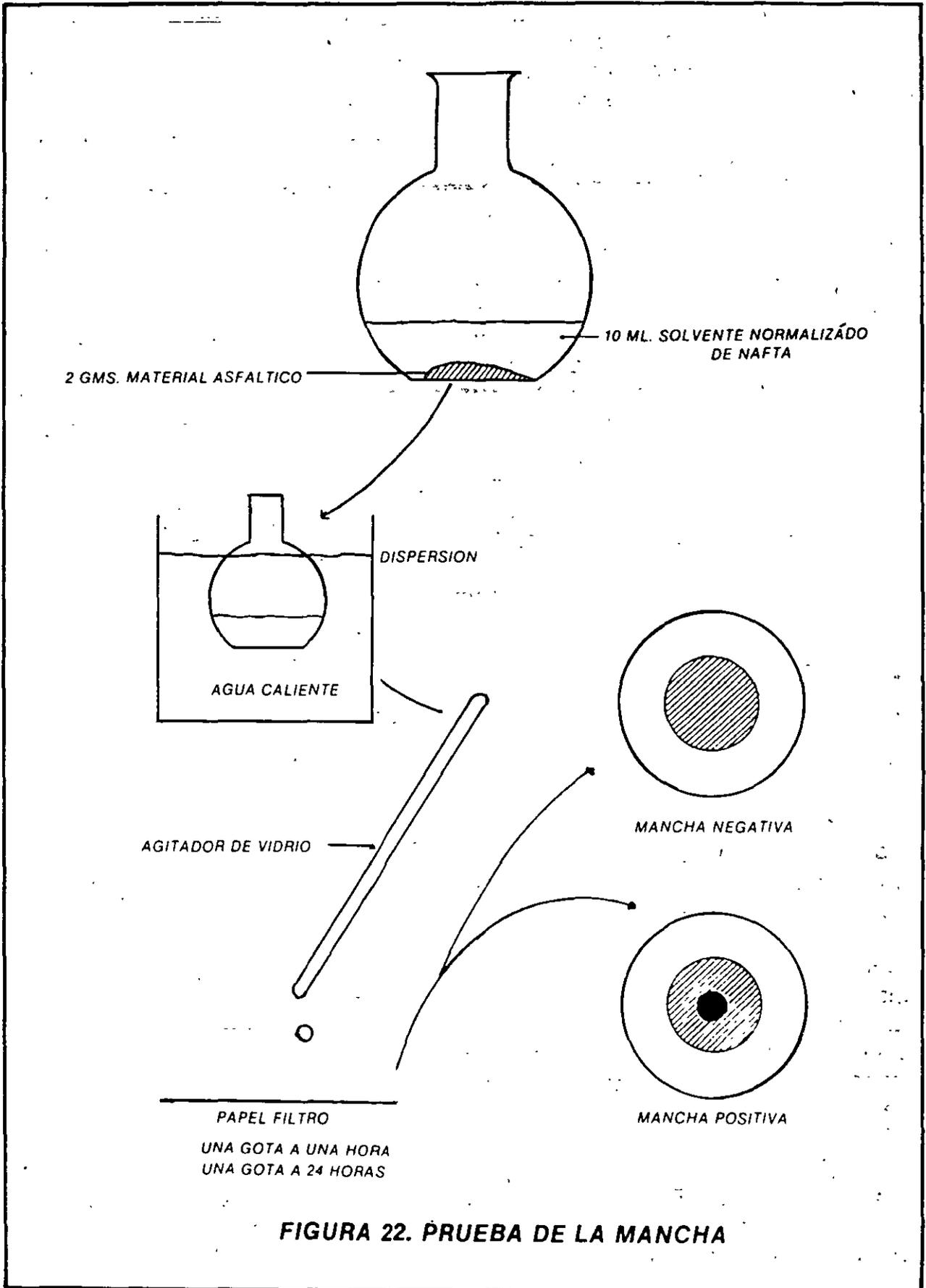


FIGURA 22. PRUEBA DE LA MANCHA

Casi siempre para un determinado tipo de trabajo de pavimentación existe un material asfáltico que es el más recomendable, si se toman en cuenta las características del material pétreo por usar, el clima de la región, el volumen de tránsito de la carretera, las condiciones especiales de la obra por ejecutar y el cumplimiento de las especificaciones correspondientes. Son muy importantes los estudios de laboratorio previos a la realización de las obras, que permitan definir resistencias de las mezclas asfálticas, características de adhesividad de material pétreo y asfalto, porcentaje óptimo de asfalto del agregado, etc.

Dado que los precios de los materiales asfálticos son similares y en general reducidos, ya que los provee una sola institución del País que es la empresa Petróleos Mexicanos, es raro tener que hacer una decisión sobre el uso de determinado material asfáltico con base únicamente en el costo de estos productos, sino más bien en todo el proceso constructivo que ello implica. Casi siempre los requisitos señalados en el párrafo anterior permiten hacer una elección técnica apropiada del producto. Sólo en el caso de las emulsiones asfálticas, que son surtidas también por algunas empresas privadas, es a veces necesario realizar estudios comparativos de costos, pero para esto debe tomarse en cuenta que las mezclas asfálticas construidas con emulsiones tienen características de resistencia y posibilidades de uso dentro de la estructura del pavimento, similares a las de los asfaltos rebajados.

De todas maneras y de acuerdo con la disponibilidad de los materiales asfálticos en un momento dado, en la Tabla Núm. 8 se proporciona una orientación respecto al uso de estos productos en las diferentes etapas constructivas de un pavimento.

10.8 Verificación de calidad de los materiales asfálticos

La verificación de calidad de los materiales asfálticos la realizan los laboratorios y unidades de laboratorios de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes principalmente en los lugares de almacenamiento de los productos y al momento de su utilización.

Además, la Secretaría tiene un laboratorio en Cd. Madero, Tamps. que muestrea y analiza la producción de asfaltos que se elaboran en la refinería de dicho lugar para obras de la Secretaría e igualmente laboratorios en las plantas de emulsiones asfálticas de Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos, ubicadas en Irapuato, Gto. y Estación Chontalpa, Tab. Se muestrea también periódicamente la producción de materiales asfálticos en las refinerías de PEMEX ubicadas en Salamanca, Gto. y Minatitlán, Ver.

En Ciudad Madero, Tamps., además de la verificación de calidad de la producción de los materiales asfálticos, el Laboratorio de la SCT muestrea los fondos de autotanques, carros de ferrocarril y buque-tanques, para evitar contamina-

ciones de unos productos con otros al hacer los embarques, que pueden afectar seriamente su calidad.

10.9 Empleo de aditivos para mejorar las características de adhesividad entre materiales pétreos y asfaltos

Ya hemos mencionado con anterioridad que una de las formas de obtener buenas características de adhesividad entre material pétreo y asfalto es mediante el empleo de aditivos, los cuales son productos que generalmente se mezclan a los materiales asfálticos y que al mismo tiempo que reducen las tensiones interfaciales, por ser agentes tenso-activos, proporcionan las cargas eléctricas necesarias para favorecer la atracción en la interfase de los materiales.

Existen una gran variedad de aditivos que corrigen o modifican las características de los productos asfálticos, o bien, las condiciones de superficie de los materiales pétreos, a fin de lograr mejores resultados en los trabajos de pavimentación. En el segundo caso, los aditivos se mezclan al material pétreo diluidos en agua. Los aditivos más comúnmente usados en México, son los que se incorporan al producto asfáltico, aunque en algunos casos pueden ser más convenientes los que se agregan al material pétreo.

Si el agregado y el asfalto elegidos en primera instancia para un determinado trabajo, no reúnen adecuadas características de adhesividad, de acuerdo con las pruebas establecidas al respecto, se ensayan varios aditivos disponibles en proporciones que correspondan a igualdad de costos y se repiten las pruebas incorporando dichos aditivos al asfalto. El aditivo que haga que el material cumpla con los requisitos especificados, será el que convendrá elegir para obtener los mejores resultados en la obra. Como se mencionó en incisos anteriores, las Normas de la SCT determinan las características de adhesividad entre material pétreo y asfalto, a través de las llamadas pruebas de desprendimiento por fricción, de pérdida de estabilidad por inmersión en agua, de cubrimiento con asfalto (método inglés) y prueba de desprendimiento de la película, que se aplican de acuerdo con la utilización que vaya a darse a los materiales (impregnación de bases o sub-bases, mezclas asfálticas para sub-bases o bases estabilizadas o para carpetas, tratamientos superficiales, riegos de sello, etc).

En los asfaltos rebajados, para incorporar el aditivo en la cantidad necesaria, es indispensable que se caliente a la temperatura mínima a la que se pueda licuar y agitar, con objeto de homogeneizarlo; esta temperatura generalmente oscila entre 40 y 50°C. La incorporación del aditivo al asfalto es conveniente que se efectúe en la petrolizadora, haciendo circular el asfalto mediante la bomba de ésta, calentándolo previamente a la temperatura de aplicación, y para asegurar su mejor incorporación, es conveniente que se utilice, además, una propela accionada con un motor.

TABLA 8. PRODUCTOS ASFALTICOS QUE SE SUGIERE EMPLEAR EN TRABAJOS DE PAVIMENTACION

CONCEPTO	CONDICIONES CLIMATICAS EN EL LUGAR, DURANTE LA EJECUCION DE LA OBRA					
	FRIO**		TEMPLADO		CALIENTE	
	SECO	HUMEDO	SECO	HUMEDO	SECO	HUMEDO
RIEGO DE IMPREGNACION * En bases de textura cerrada (Zona granulométrica 3) En bases de textura media (Zona granulométrica 2) En bases de textura abierta (Zona granulométrica 1)	FM-0	FM-0	FM-0 ó FM-1	FM-0 ó FM-1	FM-1 ó FM-2	FM-1 ó FL-2
	FM-0 ó FM-1	FM-1	FM-1	FM-1	FM-1 ó FM-2	FM-2
	FM-1 ó FM-2	FM-2	FM-1 ó FM-2	FM-2	FM-2 ó FM-3	FM-2 ó FM-3
CARPETAS POR EL SISTEMA DE RIEGOS Con materiales 0, 1, 2 y 3	FR-2, FR-3	FR-3 ó ERK	FR-3, ER, ERK	FR-3 ó ERK	FR-3, FR-4, ERK ó ER	FR-3, FR-4, ERK ó ER
RIEGOS DE LIGA * Sobre carpetas antiguas o sobre bases impregnadas	FR-2, FR-3, ER, ERK	FR-2, FR-3, ER, ERK	FR-2, FR-3, ER, ERK	FR-2, FR-3, ER, ERK	FR-2, FR-3, FR-4, ER, ERK	FR-2, FR-3, FR-4, ER, ERK
CARPETAS DE MEZCLA ASFALTICA EN EL LUGAR En carpetas de textura cerrada (Zona granulométrica 3) En carpetas de textura media (Zona granulométrica 2) En carpeta de textura abierta (Zona granulométrica 1),	FR-1, FR-2, FM-2	FR-2 ó FM-2	FR-2 ó FM-2	FR-2 ó FM-2	FR-3 ó FM-3	FR-3 ó FM-3
	FR-2 ó FM-2	FR-2 ó FM-2	FM-2, FM-3, FR-2, FR-3.	FM-3 ó FR-3	FM-3 ó FR-3	FM-3 ó FR-3
	FR-2 ó FM-2	FR-2 ó FM-2	FM-3 ó FR-3	FM-3 ó FR-3	FM-3 ó FR-3	FM-3 ó FR-3
MEZCLA ASFALTICA EN FRIO PARA ESTABILIZACIONES EMPLEANDO EMULSIONES En carpetas de textura cerrada (Zona granulométrica 3) En carpetas de textura media (Zona granulométrica 2) En carpetas de textura abierta (Zona granulométrica 1)	EM, EL, ELK	EM, ELK	EM, EL, ELK	EM, ELK	EM, EL, ELK	ELK
	EM, EL, ELK	EM, ELK	EM, EL, ELK	EM, ELK	EM, EL, ELK	EM, ELK
	EM, EL ó EMK, ELK	EM, EL, ELK EMK	EM, EL ó EMK ELK	EM, EL, ELK ó EMK	EM, EL ó EMK, ELK.	EMK, ELK, EL

CONCEPTO	CONDICIONES CLIMATICAS EN EL LUGAR, DURANTE LA EJECUCION DE LA OBRA					
	FRIO**		TEMPLADO		CALIENTE	
	SECO	HUMEDO	SECO	HUMEDO	SECO	HUMEDO
CARPETAS DE CONCRETO ASFALTICO HECHO EN PLANTA, EN CALIENTE.	CA-3 ó CA-6	CA-3 ó CA-6	CA-3 ó CA-6	CA-3 ó CA-6	CA-3 ó CA-6	CA-3 ó CA-6
RIEGO DE SELLO. Con materiales 3-A ó 3-E.	FR-2, FR-3, ER-ERK	FR-3 ó ERK	FR-3 ó ERK	FR-3 ó ERK	FR-3, FR-4, ERK ó ER	FR-3 ó FR-4, ERK, ER
MORTEROS ASFALTICOS. Sobre carpetas antiguas	EL ó ELK	EL ó ELK	EL ó ELK	EL ó ELK	EL ó ELK	EL ó ELK

CLAVE:

FR.- Asfalto rebajado de fraguado rápido
 FM.- Asfalto rebajado de fraguado medio.
 FL.- Asfalto rebajado de fraguado lento.
 CA.- Cemento asfáltico.

ER.- Emulsión aniónica de rompimiento rápido.
 EM.- Emulsión aniónica de rompimiento medio.
 ERK.- Emulsión catiónica de rompimiento rápido
 EMK.- Emulsión catiónica de rompimiento medio.
 ELK.- Emulsión catiónica de rompimiento lento.

NOTAS:

Para la elaboración de la tabla anterior, no se ha considerado el problema de la adherencia entre el material pétreo y el asfalto, por lo cual, para la elección del producto asfáltico adecuado, deberá tomarse en cuenta este aspecto.

Los asfaltos rebajados de fraguado lento (FL), prácticamente ya no se usan en nuestro medio.

- * La base o la carpeta antigua, en el momento de dar el riego, deben estar superficialmente secas.
- ** Cuando se usen asfaltos rebajados o emulsiones asfálticas, no deberá trabajarse cuando la temperatura ambiente sea inferior a 5°C, cuando haya amenaza de lluvia o cuando la velocidad del viento impida que la aplicación con petrolizadora sea uniforme.

08

10

El aditivo se agregará al asfalto en el momento de llenar la petrolizadora, bien sea solo o incorporándolo previamente a una cantidad de producto asfáltico caliente, cuyo volumen sea 5 a 10 veces mayor que el del aditivo.

En el caso de los cementos asfálticos, se emplean aditivos que son fabricados especialmente para soportar altas temperaturas por tiempo prolongado y se les denomina "resistentes al calor", porque pueden calentarse hasta 200°C, durante varios días, y su efectividad no varía; su incorporación debe hacerse preferentemente en la siguiente forma: se vaciará el cemento asfáltico a su temperatura de almacenamiento, del depósito principal al de utilización, empleando una bomba apropiada. El volumen que se prepare con el aditivo deberá ser el que pueda consumirse cuando más en dos días de trabajo, a fin de evitar tener por varios días asfalto preparado, cuya calidad por diferentes razones pueda afectarse. Para su aplicación, el aditivo recomendado se calentará en la succión de la bomba, para que ésta lo mezcle correctamente, agregándolo a una velocidad tal, que el volumen de aditivo requerido se termine de vaciar simultáneamente con el llenado del depósito de utilización; concluida esta operación, se hará circular el asfalto en el mismo depósito, durante 15 minutos como mínimo, para asegurar la distribución homogénea del aditivo, para lo cual también es recomendable el uso de una propela. Durante la elaboración de la mezcla, el asfalto se tomará únicamente del depósito en que está hecha la preparación con el aditivo y, en el caso de contar sólo con un depósito, las operaciones descritas se harán durante el vaciado del carro-tanque o auto-tanque.

A las emulsiones asfálticas es raro tener que agregarles algún aditivo, ya que generalmente presentan buenas características de adhesividad. Durante la ejecución del trabajo es necesario comprobar la dosificación y aplicación correcta del aditivo, para lo cual se revisará si el aditivo recibido es precisamente el requerido. La forma de verificar lo anterior, es comprobando que los envases lleguen debidamente sellados y tengan el nombre del producto; también es conveniente que el laboratorio tome una muestra representativa, obteniéndola de un tambor de cada lote de 10 tambores de aditivo o menos que se reciban. Esta muestra deberá ser aproximadamente de 100 cm³ y se obtendrá estando el aditivo a la temperatura mínima para licuarse y homogeneizarse. Las pruebas que se hagan a esta muestra deben ser tales que permitan establecer una comparación entre los datos del control y los obtenidos con el material pétreo y el producto asfáltico estudiados previamente en el laboratorio; ambos resultados normalmente deberán dar valores similares.

Para verificar la cantidad de aditivo efectivamente empleada, se debe llevar una contabilidad del producto recibido y del usado en la obra, comparando estas cantidades con la del producto asfáltico requerido para ejecutar los trabajos controlados; por otra parte, se comprobará la efectividad del aditivo incorporado al asfalto, para lo cual se muestreará el asfalto con aditivo, así como el material pétreo de la obra, para efectuar las pruebas de afinidad correspondientes; fi-

nalmente, cuando se hagan concretos asfálticos o mezclas asfálticas, para base o carpeta, el laboratorio deberá muestrear frecuentemente la mezcla elaborada en la obra, con el fin de comprobar que los resultados obtenidos concuerdan con lo previsto en el estudio original que se hizo para formular el proyecto respectivo.

Cuando el aditivo se agregue directamente al material pétreo, una vez que queden ambos debidamente incorporados, se muestreará por una parte dicha mezcla, y por otra, el producto asfáltico; el laboratorio les efectuará las pruebas de afinidad, aparte del muestreo y pruebas sistemáticas que se efectuarán a la mezcla elaborada.

El laboratorio deberá hacer todas estas operaciones de comprobación en forma regular y con la frecuencia que sea necesaria de acuerdo con los avances, la variación en los materiales, etc., pero se tendrá en cuenta que en una obra controlada en forma aceptable, se deberá tomar por lo menos una muestra por día de actividad, en cada uno de los frentes de trabajo.

Para verificar las características de cada una de la muestras tomadas, bien sea del aditivo, del producto asfáltico con aditivo o de las mezclas asfálticas, se les efectuarán las pruebas correspondientes, aplicando los métodos que se señalan en las Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Si en alguno de los trabajos de control, se encuentran discrepancias desfavorables con relación al estudio que sirvió para el proyecto, el laboratorio deberá investigar las causas de dichas discrepancias y proponer las soluciones más adecuadas.

10.10 Transporte, manejo y almacenamiento de los productos asfálticos

a) Generalidades

Con objeto de contar con productos asfálticos de características adecuadas para los trabajos de construcción y conservación de carreteras y pistas de aeropuertos es necesario, en primer lugar, que dichos productos sean surtidos dentro de especificaciones y en segundo lugar, que no sufran alteraciones durante su transporte, manejo y almacenamiento.

Las fuentes de abastecimiento de materiales asfálticos de que se surte la SCT y los productos que generalmente se elaboran en cada uno de esos lugares, tomando en cuenta las solicitudes que comúnmente hace de ellos la Secretaría para sus obras son:

REFINERIA DE PEMEX EN CIUDAD MADERO, TAMPS: Emulsión aniónica de rompimiento rápido, asfaltos rebajados FR-2, FR-3, FM-0, FM-1, FM-2 y cementos asfálticos Núms. 3 y 6.

REFINERIA DE PEMEX EN MINATITLAN, VER: Asfaltos rebajados FR-2, FM-0, FM-1 y cemento asfáltico Núm. 6.

REFINERIA DE PEMEX EN SALAMANCA, GTO: Asfaltos rebajados FR-3, FM-1, FM-2 y cemento asfáltico Núm. 6.

PROVEEDORES PARTICULARES: Solamente emulsiones asfálticas.

También en la frontera norte del País. Petróleos Mexicanos surte a la SCT de productos asfálticos de importación procedentes de los Estados Unidos de Norteamérica.

b) Recepción y transporte de los materiales asfálticos

El transporte de los productos asfálticos de los lugares de abastecimiento a los de utilización puede hacerse por ferrocarril, empleado carro-tanques.

Deben tomarse las precauciones necesarias para que durante el trayecto los productos no sufran alteraciones.

Se procurará que los tanques de los transportes sean herméticos, para evitar contaminaciones con agua o materias extrañas, y que al llenarlos no contengan residuos de otros productos en cantidades perjudiciales. Convendrá también supervisar que durante el trayecto no se alteren los sellos colocados en las válvulas o compuertas de carga y descarga. En el caso de las emulsiones, es conveniente que se criben a través de una malla Núm. 100 al momento de llenarse los recipientes que se utilicen para su transportación, con el fin de eliminar posibles natas que podrían dificultar la operación de aplicación de la emulsión. Es necesario también que los vehículos de transporte estén dotados de divisiones interiores para impedir que el contenido sufra movimientos exagerados, que pueden provocar el rompimiento de la emulsión.

c) Almacenamiento y manejo de los productos asfálticos

Es necesario que los lugares en que se almacenen los materiales asfálticos antes de su utilización se inspeccionen frecuentemente y reúnan las condiciones necesarias para evitar pérdidas excesivas de solventes (tratándose de rebajados), contaminaciones con agua, basura y otras materias extrañas, mezclas de productos asfálticos de diferentes tipos, repetidos calentamientos innecesarios o a temperaturas mayores a las recomendadas, etc.

Existen 2 tipos de almacenamiento de acuerdo con su función: permanentes y transitorios. Los primeros generalmente están constituidos por fosas de mampostería o de concreto hidráulico; el techo, en muchas ocasiones es de carácter provisional, por lo regular de armadura de madera y lámina de cartón, aunque existe la tendencia a hacerlo también de concreto.

La descarga a la fosa siempre se hace por gravedad, pudiendo también hacerse por gravedad la carga de la fosa al equipo de distribución; cuando las condiciones topográficas lo permiten, aunque lo más común es que se haga por bombeo, con el equipo de la propia petrolizadora. Por lo general las fosas permanentes se construyen durante la ejecución de la carretera y posteriormente pasan a servir en la conservación, lo que da lugar en muchas ocasiones a que en esta etapa su ubicación resulte inadecuada, desde el punto de vista de los acarreos. Estas fosas quedan casi siempre cerca de una espuela o ladero de ferrocarril.

Las fosas permanentes están comúnmente divididas en cuando menos 2 compartimientos, con una capacidad aproximada de 120 m³ cada uno. Poseen cárcamos de calentamiento con serpentines de vapor o con quemadores directos de petróleo, situados en la parte inferior del cárcamo.

Los almacenamientos transitorios son aquellas fosas pequeñas de 20 a 40 m³ de capacidad, que son las que se utilizan en las sobreestantías de conservación. Durante la ejecución de las obras también se emplea este tipo de fosas por parte de las dependencias que construyen carreteras. Por lo general son de mamposterías revestidas y techos de cartón; casi nunca tienen sistema de calentamiento, por lo que los productos que lo requieren, se calientan con el equipo de la petrolizadora. Debido a que los materiales asfálticos se contaminan con relativa facilidad en esta clase de fosas, es preferible usar siempre, como almacenamientos transitorios, tanques metálicos, los cuales ya se utilizan con bastante frecuencia.

La solución definitiva de los almacenamientos debe estudiarse tomando como base el empleo de tanques metálicos, ya que así se aseguraría en forma efectiva el correcto almacenamiento y además, la movilidad de este equipo permitiría cambiarlo cuando las necesidades así lo requieran, lo que redundaría en una considerable economía en los acarreos de los productos. Por otra parte, el uso de tanques metálicos haría factible, en la mayoría de los casos, que la descarga de los productos se efectúe por gravedad, lo que además de facilitar las maniobras propias del manejo, es altamente deseable en el caso particular de las emulsiones, en las que se recomienda reducir al mínimo las operaciones de bombeo.

En cuanto a los cementos asfálticos, son siempre almacenados en tanques metálicos en los lugares de ubicación de las plantas de elaboración de concreto asfáltico. El calentamiento se efectúa por medio de serpentines de vapor dentro del propio tanque.

La distribución de los productos asfálticos de las fosas permanentes a las de trabajo o transitorias, se efectúa por medio de nodrizas. La aplicación de los productos líquidos se hace con petrolizadoras y bachadoras. Estas últimas son de pequeña capacidad para ser remolcadas por camiones de volteo o de redilas.

Las bachadoras traen también bomba y sistema de calentamiento con quemadores de petróleo o de diesel. Las petrolizadoras deben ser herméticas para evitar la penetración del agua de lluvia, sobre todo por los domos, que deben ir siempre bien sellados.

11. TENDENCIAS ACTUALES EN EL MUNDO EN RELACION CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCION Y REHABILITACION DE PAVIMENTOS QUE IMPLICAN EL USO DE ASFALTO

11.1 Disminución en los consumos de asfaltos, solventes ligeros y combustibles derivados del petróleo

a) Mayor uso de emulsiones y de cementos asfálticos

Debido al problema mundial originado por las dificultades en el abastecimiento y las variaciones en los precios de los hidrocarburos naturales, las naciones se verán en la necesidad de utilizar mayores proporciones de cementos asfálticos y de emulsiones asfálticas para ahorrarse en ambos casos el empleo de solventes ligeros que se requieren para la fabricación de rebajados.

En las emulsiones asfálticas, además de no consumirse prácticamente solventes del petróleo, se evita también el uso de combustibles para su manejo y aplicación en la obra, ya que no requieren de operaciones de calentamiento, situación que a la vez favorece la protección del medio ambiente. Los costos actuales de estos productos en los trabajos de pavimentación, como ya lo hemos mencionado, pueden disminuirse en nuestro País mediante el uso de tecnología propia y empleo de emulsificantes de fabricación nacional, y mediante el establecimiento de plantas portátiles para la elaboración de la emulsión, cercanas a los frentes de trabajo.

Por lo que se refiere a los cementos asfálticos, se tiene también el ahorro de los solventes, si bien en este caso son necesarias las operaciones de calentamiento para poder emplearlos. No obstante, los trabajos en que se utilizan cementos asfálticos son de mejor calidad y mayor duración, por cuyo motivo existe una compensación favorable con los costos que representan los combustibles requeridos para el calentamiento de los ingredientes y la fabricación y colocación del concreto asfáltico. Las plantas modernas para la elaboración de estos concretos asfálticos poseen ya aditamentos especiales para evitar contaminaciones indeseables del medio ambiente por la emisión de polvos, gases y humos.

Sin embargo, no está por demás recalcar que en la utilización de los productos asfálticos deben tomarse en cuenta las condiciones especiales de la obra, para elegir en cada caso el producto que en todos sentidos sea el más conveniente.

b) Empleo de azufre

Intentos para incorporar azufre en las mezclas asfálticas fueron iniciados desde hace mucho tiempo, prácticamente desde principios del presente siglo.

Recientemente ha surgido un renovado interés en esta antigua idea, debido principalmente a una sobreproducción de azufre y a la advertencia en las limitaciones de las fuentes de hidrocarburos. Canadá y Estados Unidos están promoviendo principalmente estas investigaciones dirigidas a la utilización del azufre en combinación con el asfalto para trabajos de pavimentación. Se han estudiado mezclas azufre-asfalto en finas dispersiones con aproximadamente el 50% en peso de azufre elemental.

En diversos tramos experimentales construidos en Canadá se llegó a las siguientes conclusiones:

1o. El azufre elemental puede ser dispersado en el asfalto para producir un nuevo ligante utilizable en las mezclas convencionales elaboradas en caliente para la construcción de pavimentos flexibles.

2o. Las características reológicas viscosidad-temperatura del ligante azufre-asfalto permiten mayor flexibilidad en la temperatura con respecto a la trabajabilidad de la mezcla. La elaboración de ésta en la planta y las operaciones de tendido pueden llevarse a cabo a temperaturas más bajas que las convencionales y dentro de un intervalo un poco mayor.

3o. Los especímenes de prueba de las mezclas con ligante azufre-asfalto mostraron estabilidades relativamente altas, buenas propiedades de flujo, resistencia al agua y adecuadas características de fatiga. Las mezclas con azufre-asfalto presentaron mejor adhesividad con los materiales pétreos que con asfalto solo. El azufre permite el empleo de cementos asfálticos más suaves que reducen el agrietamiento a bajas temperaturas.

4o. El ligante azufre-asfalto puede ser producido en condiciones industriales. Existe sólo una temperatura máxima de mezclado debido a la producción de sulfuro de hidrógeno (H_2S) a altas temperaturas.

5o. La necesidad de prolongado almacenamiento del ligante azufre-asfalto puede eliminarse, combinando su producción con la elaboración de la mezcla asfáltica.

6o. Para la elaboración de la mezcla asfáltica con azufre-asfalto puede usarse el equipo convencional de producción de concreto asfáltico, así como los procedimientos comunes de tendido y compactación.

7o. Las mezclas pueden emplearse con éxito tanto para la construcción de nuevos pavimentos asfálticos, como en la rehabilitación de pavimentos existentes.

8o. Los pavimentos que se han construido con cemento asfáltico y azufre han mostrado menos roderas o surcos que los pavimentos hechos con un cemento asfáltico de menor penetración. Esto indica que el azufre imparte mayor resistencia a la mezcla a las temperaturas normales de los pavimentos, propiedad que puede conducir a la construcción de pavimentos más delgados que tendrían la misma resistencia que los actualmente construidos.

9o. Las carpetas construidas con azufre-asfalto en Canadá, desde hace varios años, presentan a la fecha superficies resistentes al derrapamiento tan buenas, si no mejores, que las mezclas convencionales y el estado de dichas carpetas es tal que no existe ninguna indicación en el sentido de que la presencia de azufre en el asfalto disminuirá el buen comportamiento y la buena calidad que se observa en los pavimentos. En estas mezclas se han usado porcentajes de azufre del orden del 40% en peso con relación a la mezcla azufre-asfalto.

c) Trabajos de reciclado

Estos trabajos consisten en la rehabilitación de pavimentos antiguos, mediante el aprovechamiento casi total de la capa asfáltica superficial existente. Los deterioros que presentan estos pavimentos se manifiestan principalmente en pequeñas deformaciones y agrietamientos que tienen su origen en el endurecimiento del asfalto a través del tiempo.

El procedimiento más común de efectuar el reciclado consiste en escarificar la capa existente, disgregarla y hacer los estudios necesarios para determinar características de los materiales pétreos, propiedades actuales del cemento asfáltico y contenido del mismo en la mezcla. Estos estudios permiten hacer el diseño de una nueva mezcla en caliente utilizando el producto de la escarificación y definiendo los porcentajes adicionales de cemento asfáltico y de material pétreo que, en su caso, pudieran requerirse para obtener otra mezcla de adecuadas características.

El material escarificado y disgregado se acarrea a una planta de elaboración de concreto asfáltico en donde se elabora la mezcla diseñada, que se coloca nuevamente utilizando una terminadora.

Actualmente existe equipo muy avanzado que en una sola pasada escarifica y disgrega el material, lo recoge y lo lleva a un mezclador en la máquina, donde se le agregan el asfalto y material pétreo nuevos que se requieran, para inmediatamente después tender la mezcla en caliente y proceder a su compactación.

Terminando el reciclado de la capa existente y de ser necesario de acuerdo con el proyecto, puede construirse alguna capa asfáltica de refuerzo al pavimento. Tratándose de calles de ciudades muchas veces no es posible la construcción de una capa adicional, por problemas de niveles de banquetas, en cuyo caso la capa reciclada es suficiente para rehabilitar el pavimento deteriorado.

Es conveniente señalar que el éxito de este tratamiento depende de las condiciones de las capas inferiores del pavimento. Si no existe buen apoyo por deficiencias de calidad o exceso de humedad en la base, sub-base o terracerías, el trabajo de reciclado puede fracasar en poco tiempo, pudiendo manifestarse pronto en la nueva capa condiciones similares a las que existían originalmente.

El estudio de las propiedades del asfalto existente en la capa antigua es de mucha trascendencia, de tal manera que el tratamiento que se le dé debe proporcionarle un índice de penetración que lo clasifique como asfalto adecuado para trabajos de pavimentación. El asfalto de la mezcla antigua puede recuperarse para su estudio por el procedimiento de Apson o por rotarex. Se le hacen pruebas de penetración, punto de reblandecimiento (anillo y esfera), ductilidad y viscosidad.

A veces se aplican al escarificar la capa antigua productos rejuvenecedores del asfalto que tienen la finalidad de hacer más suave el asfalto existente y restaurarle en lo posible a éste sus características físicas y químicas originales.

Los agentes rejuvenecedores del asfalto son compuestos a base de nitrógeno, parafina que deben cumplir con ciertos requisitos de especificación (ASTM), en lo que respecta a viscosidad, punto de inflamación, volatilidad, composición química, densidad, etc., y además de restaurar las propiedades del asfalto, no deben afectar su re-envejecimiento en la capa reciclada.

La proporción del agente rejuvenecedor con respecto al asfalto, puede ser de 10 a 50%, dependiendo del grado de envejecimiento del referido asfalto.

d) Menor uso de pavimentos flexibles

La alternativa en este caso es la de emplear más los pavimentos rígidos, que es una situación que ya se manifiesta en algunos países de Europa, que no son productores de petróleo y que en ocasiones se enfrentan a serios problemas para su adquisición. Existe también la tendencia de evitar el uso de sub-bases y bases estabilizadas con asfalto, recurriéndose a estabilizaciones con cal hidratada, cemento Portland, cenizas volantes, escorias de altos hornos, o puzolanas.

Los pavimentos de concreto hidráulico, aunque tienen un costo inicial más alto en comparación con los flexibles, su larga duración y su escasa conservación

cuando son bien ejecutados, compensan muchas veces su mayor costo de construcción.

11.2 Prolongación de la vida útil de los pavimentos asfálticos

a) Uso de materiales incorporados al asfalto que le imparten mejores características de resistencia, flexibilidad y adhesividad, tales como negro de carbón, hule, silicones y fillers.

NEGRO DE CARBON.- El negro de carbón es un polvo fino derivado de la combustión, como el hollín producido por el humo de las velas y lámparas de kerosina o el que vemos en las chimeneas de las fábricas. Sin embargo, lo que no se conoce bien es que este material finamente pulverizado e intensamente negro se produce en grandes cantidades como materia prima para el hule de las llantas, la tinta para impresión y otras industrias.

Los productos comerciales de carbón, en forma esencialmente pura, varían en propiedades desde el diamante, muy duro, denso y brillante, hasta productos de densidad y cristalinidad menor como el grafito, el negro de carbón, el coque, y el carbón vegetal. El negro de carbón es único entre estos materiales, pues sólo él se forma de la descomposición de hidrocarburos vaporizados. La pirólisis (descomposición química por el calor) en fase de vapor produce un humo que contiene partículas de negro de carbón de tamaños increíblemente pequeños, alta superficie específica y un contenido de carbón de más de 97%. Estas propiedades determinan el efecto de refuerzo del negro de carbón en el hule, particularmente en las cuerdas de las llantas de los vehículos de motor. Más de las 2/3 partes de la producción de negro de carbón es usada por la industria llantera.

Las investigaciones y estudios que se han realizado con este producto han sido encaminadas a que el material no sólo sirva para reforzar al hule de las llantas de los vehículos, sino también al cemento asfáltico de los pavimentos por donde transitan. El uso del negro de carbón en el hule de las llantas ha permitido triplicar la duración de éstas.

El negro de carbón se dispersa en el asfalto mediante el auxilio de un aceite disolvente. Se usan porcentajes de 10 a 15% de este material, con relación al asfalto. Desde el año de 1973 se han construido una serie de tramos de prueba en los Estados Unidos, habiendo tenido hasta la fecha muy buen comportamiento. Las observaciones de laboratorio y campo permiten concluir:

1o. Que la adición del negro de carbón al asfalto en las proporciones señaladas, mejora la resistencia de las mezclas asfálticas al impacto de las ruedas de los vehículos, así como a la abrasión.

2o. Se disminuye la susceptibilidad del asfalto a la temperatura con la adición del producto y se retarda el endurecimiento del asfalto durante el mezclado.

3o. El uso del negro de carbón, no interfiere con las operaciones normales de fabricación, tendido y compactación de las mezclas asfálticas en caliente. Las partículas de negro de carbón-aceite se envasan en bolsas de polietileno como un medio práctico para manejarlas y agregarlas durante la elaboración de la mezcla en caliente.

4o. El costo del concreto asfáltico usando negro de carbón puede subir hasta un 30 ó 35%, pero puede estar justificado, tomando en cuenta las mejores características de resistencia y duración de la mezcla.

HULE. El concepto de pavimentos con hule en el asfalto se originó en Inglaterra y Holanda por los años de 1930 a 1940.

A la fecha se han construido numerosas carpetas de pavimento conteniendo hule natural o sintético en muchos países. Sin embargo, no se ha reunido mucha evidencia para mostrar comparaciones cuantitativas entre el comportamiento de los materiales asfálticos con hule y sin hule. En algunas ocasiones las carpetas con hule han sido de mucho éxito, pero en otras los resultados no han sido tan alentadores. Esto refleja cierta insuficiencia de conocimiento sobre las funciones que el hule desarrolla en la carpeta del pavimento y la mejor manera de llevarlas a cabo. Por otra parte, existen ciertas desventajas como el costo adicional del producto, costo extra de preparación de los materiales y mayores cuidados en el manejo y colocación de la mezcla, que muchas veces no definen con claridad la conveniencia de usar el producto.

Se ha visto que pequeñas cantidades de hule producen muy grandes cambios en las propiedades del asfalto; la viscosidad se aumenta mucho, se reduce la susceptibilidad a la temperatura, el punto de reblandecimiento del asfalto aumenta y la fragilidad a baja temperatura se reduce. Se aumenta la resistencia de la carpeta al impacto y el asfalto muestra notable recuperación elástica al ser deformado.

El asfalto ahulado se ha empleado en riegos de sello y carpetas de textura cerrada o abierta. En riegos de sello se han utilizado cantidades de 1½ % de hule en el asfalto. El hule se agrega al asfalto en forma de látex, a la mayor temperatura posible, dispersándolo para producir un gel.

Las ventajas que se han logrado en las mezclas de pavimentación con el uso de ligantes ahulados son: mayor resistencia al agrietamiento y a la expansión, mayor resistencia al flujo y a la deformación, mayor estabilidad, mejor adhesividad y más resistencia al desprendimiento.

En pruebas de estabilidad sobre concretos asfálticos en la Gran Bretaña se observó que adicionando un 30% de hule natural al asfalto, era posible añadir un 1% más de asfalto a la mezcla, sin ninguna pérdida en su estabilidad y con un marcado aumento en la resistencia al agrietamiento.

SILICONES. La adición de pequeñas cantidades (1 a 2 p.p.m.) de cierto tipo de silicones al cemento asfáltico, se ha encontrado que mejora grandemente la facilidad de manejo y la colocación de capas de pavimentos asfálticos de mezclas en caliente, así como la uniformidad de la textura superficial. También se consigue prolongar considerablemente el tiempo en que una mezcla puede ser almacenada en silos antes de su utilización.

La adición del silicón al cemento asfáltico se efectúa en la planta de fabricación de concreto asfáltico.

Estudios llevados a cabo en los Estados Unidos demostraron que las pequeñas cantidades de silicón agregadas, no dieron lugar a cambios importantes en la consistencia de los asfaltos, medidas por pruebas de penetración o viscosidad, ni afectaron sensiblemente la susceptibilidad al endurecimiento por calor u oxidación. Mejora las características de adhesividad asfalto-agregado.

El término silicón se refiere a una familia de productos manufacturados similar en estructura a los carbohidratos como la madera, el algodón, el azúcar y otros; algunos son fluidos y otros son sólidos.

FILLERS. Se ha demostrado en estudios efectuados en la Unión Americana que la adición de 1% de cal hidratada a las mezclas bituminosas es benéfico porque reduce la velocidad al endurecimiento de los asfaltos. Se considera que esto se debe a que la cal absorbe ciertos componentes del asfalto que contribuyen a aumentar la viscosidad con la edad o que dicha cal actúa desactivando los catalizadores de la oxidación, normalmente presentes en los asfaltos.

La cal puede adicionarse directamente al asfalto, aunque desde el punto de vista práctico es conveniente hacerlo tratando al material pétreo con ella, previamente a la ejecución de la mezcla.

La cal hidratada y el cemento Portland agregados a los materiales pétreos mediante tratamientos a base de soluciones en agua, modifican las condiciones de superficie de dichos agregados, mejorando las características de adhesividad con el asfalto. En cierta forma trabajan como algunos aditivos tenso-activos.

b) Uso de materiales que retardan el envejecimiento del asfalto, como los antioxidantes de plomo

El endurecimiento del asfalto en servicio es bien reconocido como una de las causas principales de los deterioros en los pavimentos de concreto asfáltico. El mecanismo de este endurecimiento es generalmente relacionado con una acción química originada por el oxígeno y la luz. La velocidad de endurecimiento depende desde luego de la temperatura y de la composición de los hidrocarburos del asfalto, así como de la presencia de materiales pro-oxidantes, como el hierro y el vanadio.

Los problemas que para muchas naciones del mundo representan el abastecimiento y las fluctuaciones en los costos del petróleo, refuerzan la necesidad de mejorar la durabilidad de los asfaltos.

El uso de antioxidantes y antidegradantes parece ser un medio de aumentar la durabilidad. Estos productos se emplean comúnmente para proteger y preservar polímeros, hules, plásticos, pinturas, aceites, lubricantes, gasolinas y alimentos contra el envejecimiento debido al almacenamiento y la edad. Como el asfalto es básicamente un hidrocarburo, es recomendable también su protección por los referidos agentes químicos.

Se pueden usar para el efecto productos antioxidantes a base de plomo, que se agregan al asfalto mediante bombeo, en el momento de hacer la mezcla. Se usan en la proporción de 1 a 2% con relación al asfalto.

12. CONCLUSIONES

El presente trabajo describe el origen, procedencia y obtención de los diferentes productos asfálticos que se utilizan en las obras de construcción, conservación y rehabilitación de pavimentos flexibles de carreteras, calles y pistas de aeropuertos, haciendo una breve reseña histórica de su desarrollo a través de los años, que ha sido paralelo al desarrollo de la industria del petróleo, de donde generalmente se derivan.

Se mencionan con cierto detalle los componentes de los asfaltos, sus propiedades y las pruebas y normas de calidad a que tienen que sujetarse para su mejor aprovechamiento en los trabajos de pavimentación.

Se hace énfasis en las aplicaciones que se da a los cementos asfálticos, asfaltos rebajados y emulsiones, en los cuidados que deben tenerse para su transporte, manejo y almacenamiento y en los criterios que han de seguirse para la selección adecuada de cada uno de ellos en las diferentes etapas constructivas de las obras. Asimismo, en la necesidad de asegurar una buena adhesividad o adherencia entre asfalto y agregado y de proteger lo mejor posible al ligante contra los efectos del intemperismo, que son los 2 factores primordiales para la duración de capas asfálticas, tratamientos superficiales, riegos de sello y otros trabajos donde se emplean estos productos.

Finalmente, se hacen ver las tendencias actuales en el mundo respecto a la utilización de los materiales asfálticos, las cuales están enfocadas principalmente a limitar el uso de estos productos, a consumir menores cantidades de los solventes ligeros del petróleo que se emplean en la fabricación de rebajados y a mejorar la calidad de los trabajos de construcción en que interviene el asfalto, con objeto de prolongar la vida útil de estas obras.

No se tiene noticia de que se estén llevando a cabo últimamente importantes estudios de investigación ni que se estén tomando medidas serias para sustituir a los materiales asfálticos en los trabajos de construcción y de conservación de obras viales. La única alternativa factible parece ser por el momento el mayor uso de los pavimentos de concreto hidráulico en carreteras y aeropuertos importantes, lo cual ha empezado a ponerse ya de manifiesto en algunos países

del Viejo Continente, que carecen de petróleo y que atraviesan por graves dificultades políticas y económicas para obtenerlo de los países productores. Se recurrirá posiblemente también más a la construcción de sub-bases y bases estabilizadas con cal o cemento Portland y al uso de carpetas delgadas a base de tratamientos superficiales o aplicaciones de riegos de sellado para evitar las entradas del agua.

México, D.F., marzo de 1987

BIBLIOGRAFIA

1. INTRODUCCION AL ASFALTO. Instituto del Asfalto, College Park, Maryland, E.U., Manual de la Serie No. 5, Noviembre de 1967.
2. EL ORIGEN Y DESARROLLO DEL ASFALTO. Instituto del Asfalto, College Park, Maryland, E.U., Marzo de 1963.
3. ASFALTOS. Manuel Velázquez, Ingeniero de Caminos, Madrid, España, 1961.
4. EL PETROLEO. Publicación de Petróleos Mexicanos, Ciudad de México, 1974.
5. EL ASFALTO COMO MATERIAL. Instituto del Asfalto, College Park, Maryland, E.U. Información de la Serie Núm. 93, Octubre de 1965.
6. SIGNIFICADO DE LAS PRUEBAS DE LOS MATERIALES ASFALTICOS. Marshall Brown y Fred Benson; A and M College, Texas, E.U., Octubre de 1963.
7. NORMAS en vigor de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, México, D.F.
8. EMULSIONES ASFALTICAS PARA CAMINOS. Manuel Bustamante Velasco y Domingo Sánchez Rosado, Revista "Ingeniería", Publicación de la Facultad de Ingeniería, UNAM, Abril de 1967.
9. LAS EMULSIONES ASFALTICAS CATIONICAS. Armando Terrazas Navarro, México Abril de 1963.
10. LAS EMULSIONES ASFALTICAS Y SUS TECNICAS DE APLICACION. Sindicato de Fabricantes de Emulsiones Asfálticas para Carreteras, París, Francia, 1966.
11. ESPECIFICACIONES PARA MATERIALES. Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras y Transportes (AASHTO), Washington, D.C., E.U., 1974.
12. INSTRUCTIVO PARA EL CONTROL DE ASFALTOS REBAJADOS EN LA REFINERIA DE CIUDAD MADERO, TAMPS. SOP, México, 1968.
13. INSTRUCTIVO PARA EL USO DE ADITIVOS PARA PRODUCTOS ASFALTICOS. SOP, México, 1968.
14. HULE EN EL ASFALTO. por Wade B. Betenson y HULE NATURAL EN LOS PAVIMENTOS ASFALTICOS. por Leonard Mullins. Simposio Internacional sobre el Uso de Hule en los Pavimentos Asfálticos, Salt Lake City, Utah, E.U., Mayo de 1971.

15. MEMORIAS DE LAS REUNIONES TECNICAS ANUALES DE LA ASOCIACION DE TECNOLOGOS EN PAVIMENTOS ASFALTICOS, celebradas en las ciudades de Atlanta, Georgia (1968), New Orleans, Louisiana (1976), San Antonio, Texas (1977) y Denver, Colorado (1979).
16. CONCLUSIONES DEL XV CONGRESO MUNDIAL DE CARRETERAS celebrado en la Ciudad de México, D.F., Octubre de 1975.
17. CONCLUSIONES DEL XVII CONGRESO MUNDIAL DE CARRETERAS, celebrado en Sidney, Australia, Octubre de 1983.

DEPARTMENT OF TRANSPORTATION

DIVISION OF CONSTRUCTION

Office of Transportation Laboratory

P. O. Box 19128

Sacramento, California 95819



California Test 356

January 2, 1981

METHODS OF TEST TO DETERMINE OVERLAY REQUIREMENTS BY PAVEMENT DEFLECTION MEASUREMENTS

A. SCOPE

Five pavement deflection measuring devices and the procedures used for determining overlay requirements for existing asphalt concrete roadways by deflection analyses are described in this test method. Basically, the method consists of measuring the total pavement deflection resulting from the application of an 18,000 pound (8,200 kg) single axle load [9,000 pound (4,100 kg) dual wheel load]. The deflection readings are then compared to previously determined allowable limits for a similar structural section and traffic volume in terms of equivalent 18,000 pound (8,200 kg) axle loads. Corrective treatment is described as the cover required to reduce the deflection to a level at which the surface will be unlikely to fail due to fatigue.

B. EQUIPMENT

1. *Benkelman Beam*. This instrument (Figures 1 and 6) operates on a simple lever arm principle. An 8-foot-long (2.4 m) probe is inserted between the dual tires [11.00 x 22.5, 12-ply and 70 psi (483 kN/m²) pressure] of the truck which carries an 18,000 pound (8,200 kg) single axle test load. As the pavement is depressed, the beam pivots around a point of rotation on the reference beam which rests on the pavement behind the area of influence, so that the back four-foot extension of the beam depresses an Ames dial which records maximum deflection to within 0.001 inch (0.025 mm). While this device is limited to measurements of total deflection only for test vehicles operating at creep speed, it has the very important advantages of simplicity, versatility, and rapidity of measurements. Between 300 and 400 individual deflection measurements can be made in a day with this device.

2. *Deflectometer*. This instrument (Figure 2) is an automatic deflection measuring device based upon the Benkelman beam principle. It combines a tractor-trailer unit which carries an 18,000 pound (8,200 kg) single axle test load on the rear tires [11.00 x 22.5, 12-Ply and 70 psi (483 kN/m²) pressure] and probes for measuring pavement deflection under both wheels simultaneously. The Deflectometer is an electro-mechanical instrument capable of measuring

pavement deflections at 20 foot (6.1 m) intervals uniformly and continuously as the vehicle moves steadily along the road at one half mile (0.8 km) per hour. The deflections are measured to the nearest 0.001 inch (0.025 mm) by means of a probe arm resting on the pavement and are permanently recorded on chart paper. Between 1,500 and 2,000 individual deflection measurements can be made during an average working day.

3. *Dynaflect*. This device (Figure 3) is an electromechanical system for measuring the dynamic deflection of a roadway surface produced by an oscillatory load. This device consists of a dynamic force generator together with a motion measuring instrument, a calibration unit and a series of five motion sensing geophones mounted on a small trailer. The trailer in a stopped position exerts a 1,000 pound (454 kg) peak to peak oscillatory load onto the pavement surface through two rubber covered steel test wheels. The resulting amplitude of deflection is picked up by the geophones and is read as a deflection measurement on a meter located in the tow vehicle.

4. *Road Rater (Model 400)*. This device (Figure 4) is similar to the Dynaflect. When operated at 25 cps with a 550 psi (3.79 MN/m²) hydraulic system pressure and 0.058 inch (1.47 mm) mass displacement, the Road Rater exerts about a 600 pound (272 kg) peak to peak oscillatory load onto the pavement surface through two steel pads. Motion induced to the pavement is measured by two transducers. One is located at the center of loading and the other is out a distance of 12 inches (0.305 m). Pavement deflections are read from a meter on the control panel located in the cab of the vehicle.

5. *Dehlen Curvature Meter*. This device (Figure 5) consists of a ½ inch (1.27 cm) thick aluminum bar 1½ inches (3.81 cm) wide by 13 inches (33.0 cm) long with supporting feet at 12 inch (30.5 cm) centers and a 0.0005 inch (0.013 mm) dial gage, with 0.05 inch (1.3 mm) travel, fixed at the center of the bar. By placing this device between the dual wheels of a loaded test vehicle [18,000 pound (8,200 kg) single axle load and 11.00 x 22.5, 12-ply tires with 70 psi (483 kN/m²) pressure], it is possible to measure the middle ordi-

nate of a curve having a chord length of 12 inches (30.5 cm) in the deflected basin. A radius of curvature can then be calculated and a deflection measurement estimated.

C. BACKGROUND DATA AND SELECTION OF TEST SITES

1. Collection of pertinent data on road to be tested.

- a. Determine the existing structural section from contract records or other sources and note all variations.
- b. Select appropriate Traffic Index.
- c. Study contract files to determine foundation and drainage conditions and unusual construction conditions which may have had an effect upon the performance of the roadway.

2. Preliminary Field Work.

- a. Determine nature, extent and limits of the various distress levels along with any vertical controls that are present and record on field note sheets.
- b. Select one or more representative test sections for each change in visual condition or known change in structural section.

Reference each test section to a known or easily identifiable point in field. All test sections should include sufficient sight distance in both directions. Therefore, if possible, the location of test sections on horizontal or vertical curves should be avoided. Each test section should normally vary from 800 to 1,000 feet (244 to 305 m) in length and represent a centerline lane mile of roadway.

- c. Obtain representative photographs of each test section and all localized areas of major distress.

D. FOUR METHODS OF DATA COLLECTION

1. *Benkelman Beam*—WASHTO Method

- a. Bring test vehicle to stopped position at beginning of test section.
- b. Position the beam between the duals so that the probe is 4.5 feet (1.4 m) forward of and perpendicular to the rear axle as shown in Figure 6.
- c. Activate the vibrator and adjust the Ames dial to read 0.000 inches.
- d. Drive the test vehicle approximately 25 feet (7.6 m) forward at creep speed and record the maximum dial reading (D_i) to the nearest 0.001 inch (0.025 mm).
- e. After the dial needle has stabilized, record the final dial reading (D_f) to the nearest 0.001 inch (0.025 mm).
- f. Pavement deflection = $2 (D_i) - D_f$.

- g. Repeat this process at 25 foot (7.6 m) intervals longitudinally along centerline, alternating between wheel tracks, obtaining two (2) measurements in the outer wheel track for every one (1) measurement in the inner wheel track throughout the test section.

- h. Report the average (mean) and evaluated 80th percentile (20 percent higher than and 80 percent lower than) deflection level of each wheel track (refer to Figure 7).

2. *Deflectometer*

- a. Prepare unit for deflection testing and calibrate to nearest 0.001 inch (0.025 mm).
- b. Obtain pavement deflection traces for both wheel tracks at 20 foot (6.1 m) intervals throughout each test section on the continuous chart.
- c. By use of an event marker and by handwritten notations, indicate on the deflection chart the beginning and ending of each test section, location of cut and fill, road connections, post mile markers, culvert locations, bridges and other vertical control features, and limits and the extent of surface distress.
- d. Read the deflection measurements from the deflection traces (Figure 8) to the nearest 0.001 inch (0.025 mm) and tabulate on deflection data sheets along with any accompanying notes. Refer to Figure 9.
- e. Calculate and report the average (mean) and the evaluated 80th percentile (20 percent higher than and 80 percent lower than) deflection levels for both wheel tracks.
- f. For comparison purposes only refer to Figure 10 for Benkelman Beam and Deflectometer.

3. *Dynaflect*

- a. Set up and prepare unit for deflection testing.
- b. Calibrate unit.
- c. Obtain one (1) deflection measurement every 0.01 mile [approximately 53 feet (16 m)] in the wheel track which exhibits the most distress. The single No. 1 geophone is sufficient for most work.
- d. Obtain a minimum of twenty (20) measurements per test section if possible.
- e. Record measurements on Dynaflect data sheet with appropriate multiplier (refer to Figure 10). Also, record information concerning visual observations of pavement condition, road or street intersections, locations of cut and fill sections, post mile markers, and vertical control features.
- f. Calculate average (mean) and evaluated 80th

percentile Dynaflect deflection levels and convert to equivalent Deflectometer deflections using Figure 11.

- g. For comparison purposes only refer to Figure 12 for Dynaflect and Benkelman Beam.

4. Road Rater Model (400)

- a. Prepare unit for deflection testing.
- b. Calibrate unit.
- c. Obtain one (1) deflection measurement every 50 to 200 feet (15 to 61 m) in the wheel track which exhibits the most distress. The No. 1 transducer, at center of loading, is sufficient for most work.
- d. Obtain a minimum of twenty (20) measurements per test section if possible.
- e. Record pavement deflections and locations of measurements. Also record information concerning visual observations of pavement condition, road or street intersections, locations of cut and fill sections, post mile markers and vertical control features.
- f. Calculate average (mean) and evaluated 80th percentile Road Rater deflection levels and convert to equivalent Deflectometer deflections using Figure 14.

5. Dehlen Curvature Meter

- a. Bring test vehicle [18,000 pound (8,200 kg) single axle load on dual wheels] to stopped position.
- b. Insert and center Dehlen Curvature Meter between one set of dual wheels with bar parallel to wheels and directly under the axle.
- c. Record initial Ames dial measurement (d_i) to nearest 0.0001 inch (0.0025 mm).
- d. Move test vehicle forward approximately 25 feet (7.6 m) at creep speed and record the maximum Ames dial rebound measurement (d_r) to nearest 0.0001 inch (0.0025 mm).
- e. Calculate the radius of curvature (R) under the influence of the dual wheel load as follows:

$$R \text{ (feet)} = 1.5 / [d_r \text{ (in.)} - d_i \text{ (in.)}]$$
- f. Repeat process at 25 foot (7.6 m) intervals longitudinally along centerline alternating between wheel tracks, obtaining two (2) measurements in the outer wheel tract for every one (1) measurement in the inner wheel track throughout the test section.
- g. Calculate average (mean) and evaluated 80th percentile radius of curvature measurements and convert to equivalent Deflectometer deflection levels using either Figure 15 or 16 depending on whether the existing structural section consists of untreated aggregate base

(Figure 15) or cement treated base (Figure 16). This provides an estimate of the deflection levels.

- h. Report equivalent average (mean) and evaluated 80th percentile Deflectometer deflection levels.

E. HAZARDS

Follow the Transportation Laboratory's "Signing and Traffic Control Procedures for Slow Moving Test Vehicles Operating on Highways Open to Public Use" dated June, 1972. This is a modification of the signing and traffic control provisions in Figures 5-5, 5-6, and 5-7 of the Traffic Manual.

F. ANALYSIS OF DATA AND SELECTION OF OVERLAY

Repair or Maintenance Treatment

1. For an effective overlay design the following factors must be considered.
 - a. Cause of pavement failure.
 - b. Existing structural section materials.
 - c. Deflection magnitude of existing section.
 - d. Reflection cracking potential.
 - e. Traffic Index.
 - f. Tolerable deflection level.

2. Compare the measured evaluated 80th percentile deflection to the tolerable deflection level determined from Figure 17 for the existing pavement thickness at the design Traffic Index (T.I.).

If the measured evaluated 80th percentile deflection is less than the tolerable deflection, and reflection cracking does not control, no corrective repair is necessary other than a seal coat or thin AC blanket to seal cracks or improve appearance and riding quality.

Figure 18 shows percentage reduction in deflection obtained with varying increases in gravel equivalent thickness. This is the basic overlay design curve which may also be used in conjunction with Figure 17, "Tolerable Deflection Chart", to determine overlay thickness requirements.

3. Use of Overlay Design Chart

- a. Enter Figure 19 with the predicted T.I. and follow this value vertically to the initial deflection curve (actual or interpolated) corresponding to the 80th percentile initial deflection.
- b. Read the thickness of AC overlay required off the vertical scale.

4. The existence of vertical control features such as curbs and gutters may restrict overlay construction. In these situations digout repairs may be necessary and the nature of the reconstruction would be governed by the existing structural section materials. Where no vertical controls exist, utilization should be

made of the residual strength of the existing pavement by placing a contact overlay.

5. For some pavements, the magnitude of the existing deflection level is not a governing criterion for design. At times the need to eliminate potential reflection cracking from the underlying pavement establishes the AC blanket thickness.

6. Examples

a. *Problem No. 1 (Deflections Control)*

T.I. = 9.0

Existing Structural Section:

0.25 ft (7.6 cm) AC

0.50 ft (15.2 cm) AB

Test Section	80th Percentile Deflection	Appearance
1	0.042 in. (1.1 mm)	Intermittent to continuous small "alligator" cracking with isolated rutting.

No vertical controls exist. It is obvious from Figure 17 that the existing deflection level is excessive and that a major repair is necessary. Enter the graph on Figure 19 with a T.I. of 9.0, following this value to an interpolated value of 0.042 in. (1.1 mm) initial deflection. The required thickness of AC overlay is 0.33 ft (10.1 cm).

Recommend 0.35 ft (10.7 cm) of AC Overlay.

b. *Problem No. 2 (Reflection Cracking Controls)*

T.I. = 11.0

Existing Structural Section:

0.25 ft (7.6 cm) AC

0.50 ft (15.2 cm) C1 "A" CTB

1.00 ft (30.4 cm) AS

Test Section	80th Percentile Deflection	Appearance
2	0.015 in. (0.38 mm)	Intermittent large block and "map" cracks.

No vertical controls exist. For a T.I. of 11.0, the graph on Figure 17 shows a tolerable deflection of 0.009 in. (0.23 mm) for 0.50 ft (15.2 cm) of CTB. The measured deflections as well as the appearance of the pavement is an indication that cracking in the CTB has progressed to the point where the structural section is in need of repair. The measured 80th percentile deflection value needs to be reduced by the following amount: $(0.015 - 0.009 / 0.015) 100 = 40$ percent to reach the tolerable level. Entering Figure 18, a 40 percent reduction in deflection indicates a need for a 0.40 ft. (12.2 cm) gravel equivalent increase. From Figure 20, for a T.I. of 11.0 a 0.20 ft. (6.1 cm) thickness of AC has a gravel equivalent of 0.34 ft. (10.4 cm) and a 0.25 ft. (7.6 cm) thickness of AC has a gravel equivalent of 0.43 ft. (13.1 cm). Therefore, a 0.25 ft. (7.6 cm) AC overlay is recommended for structural adequacy. However, experience has shown that 0.25 ft. (7.6 cm) would probably not be enough to prevent reflection cracking. To minimize reflection cracking for AC over CTB, a minimum thickness of 0.30 ft. (9.1 cm) should be used.

NOTE: At present there is no set method to determine overlay thicknesses to prevent reflection cracking; however, a rule of thumb generally used is as follows:

- a. The new blanket thickness should be at least half the thickness of the existing AC pavement over untreated bases.
- b. For PCC pavements or existing AC pavement over CTB, a minimum overlay thickness of 0.30 ft (9.1 cm) should be used. A lesser overlay thickness could provide a smooth riding surface, but will allow existing cracks to reflect through the overlay prematurely.

Recommended 0.30 ft (9.1 cm) AC Overlay.

End of Text (22 pgs) on Calif. 356

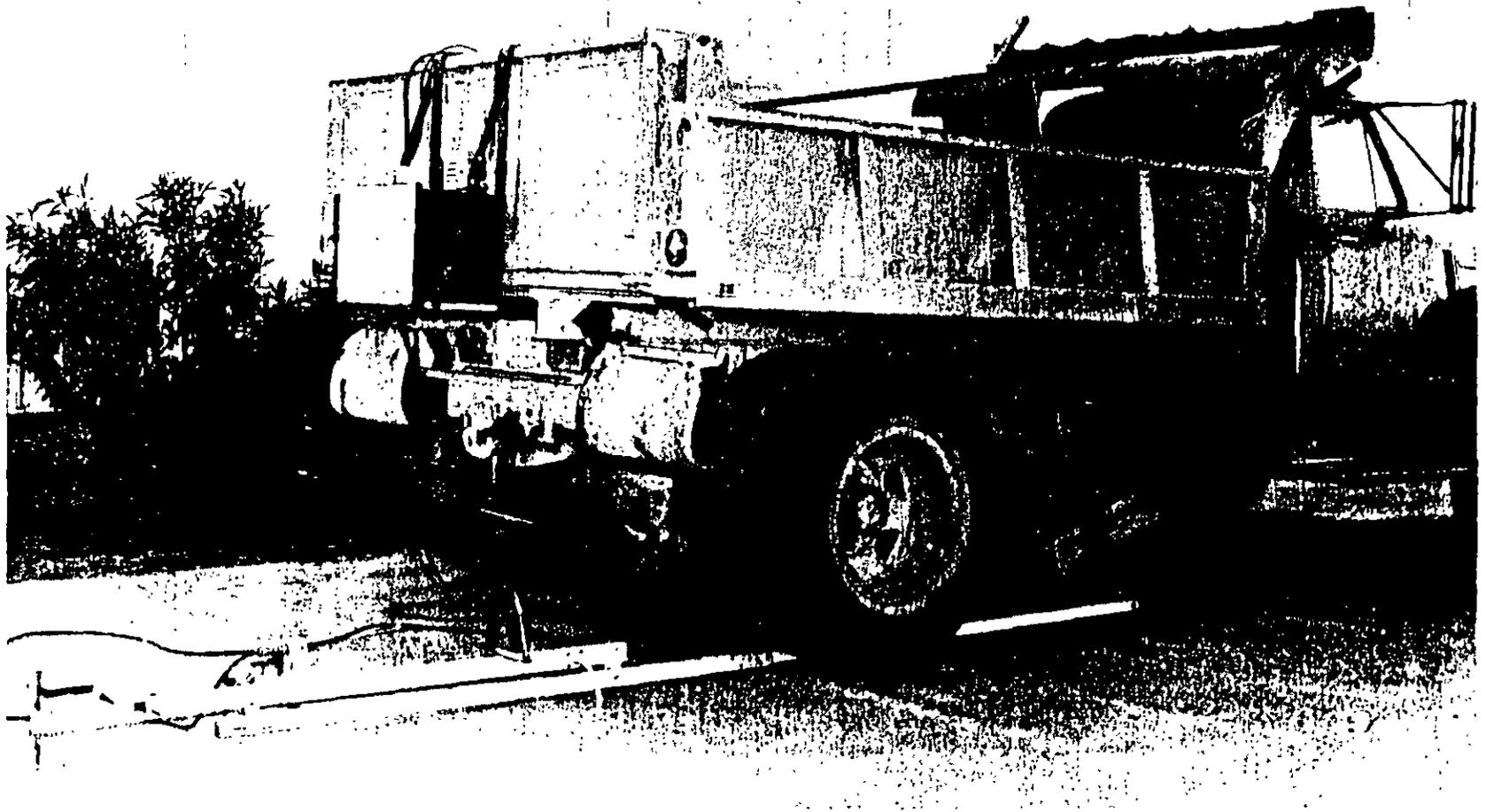


FIGURE 1
BENKELMAN BEAM WITH TEST TRUCK

1024

5

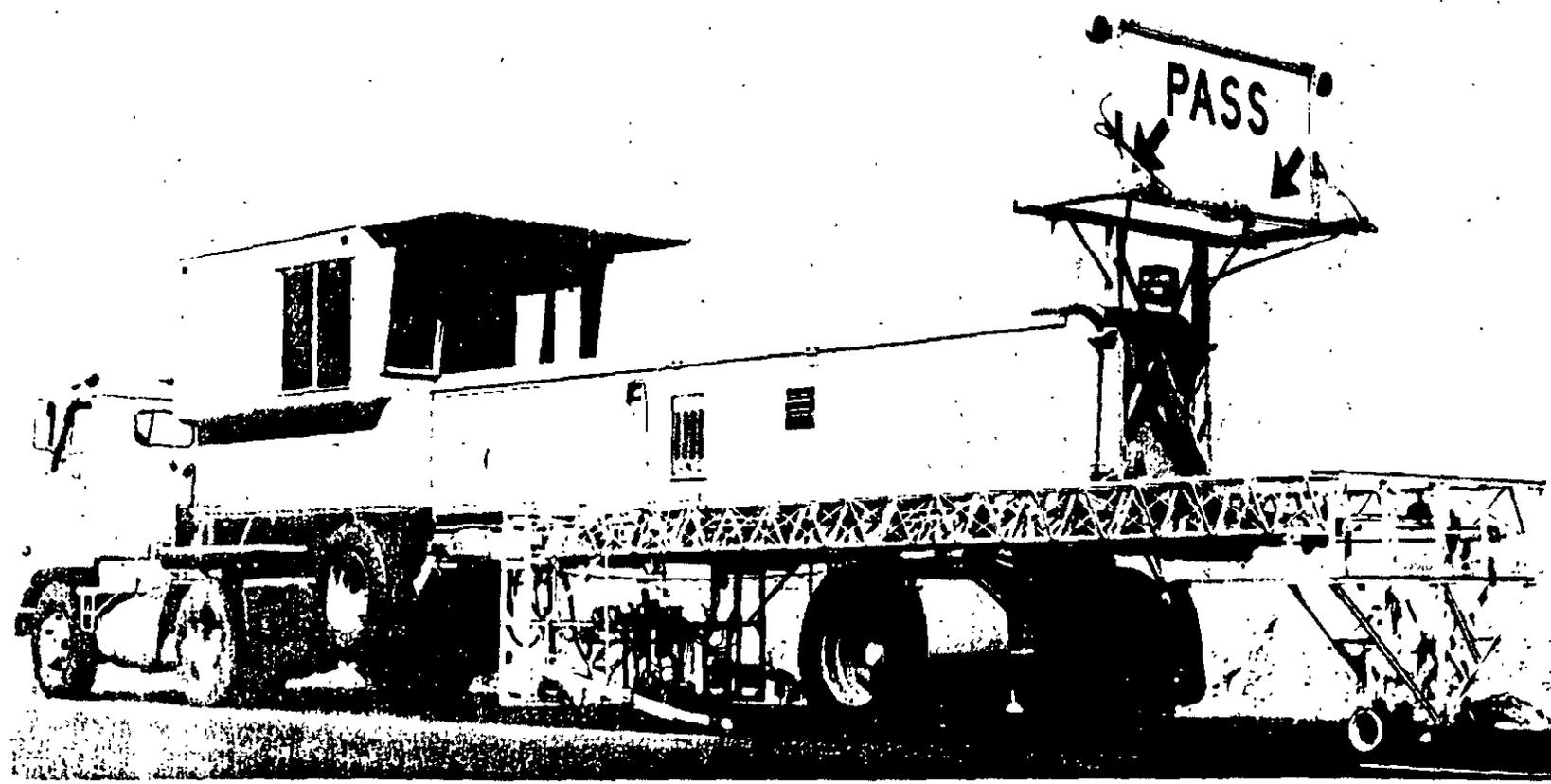


FIGURE 2
DEFLECTOMETER

103

6

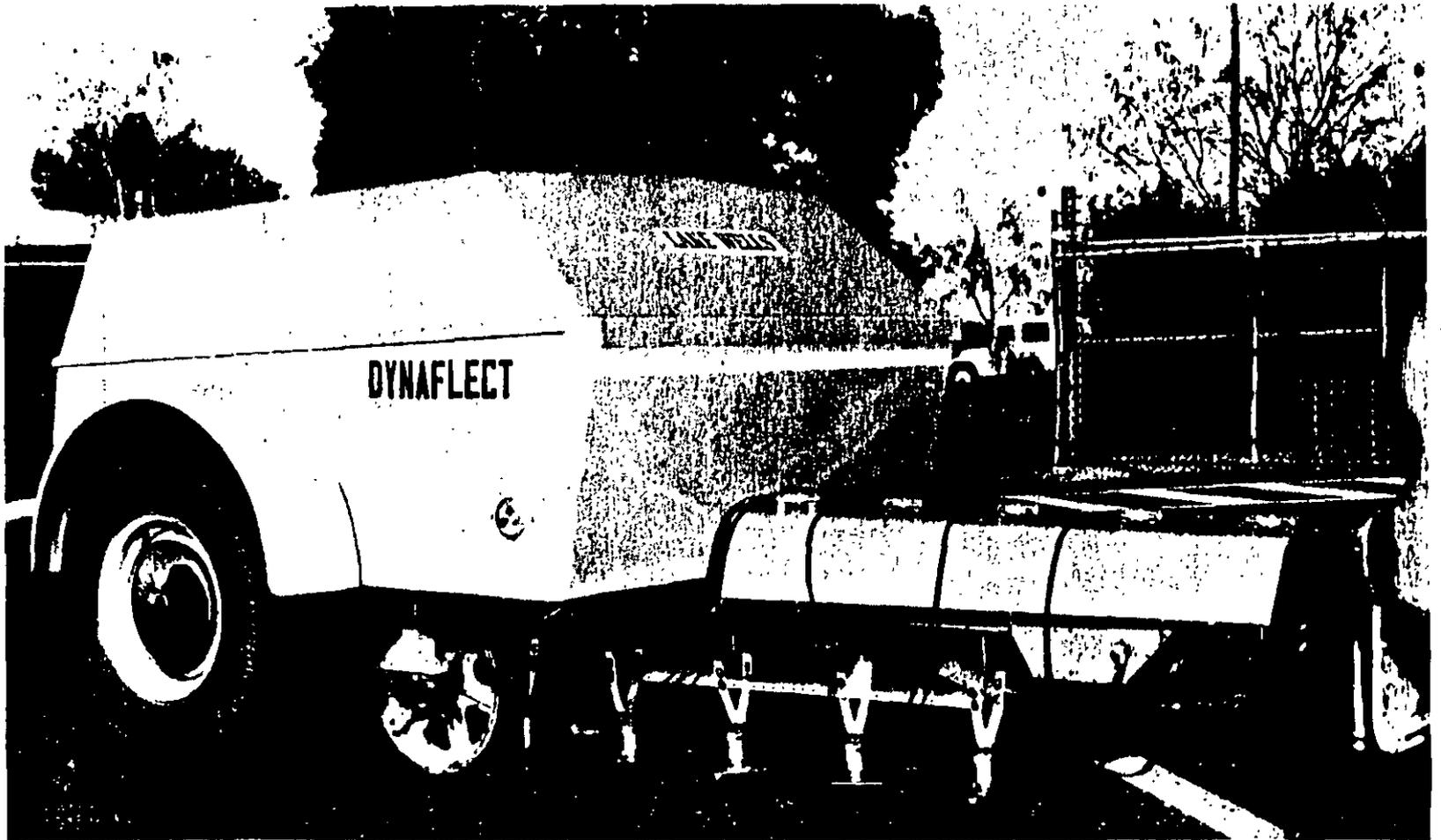


FIGURE 3
DYNAFLECT IN TEST POSITION WITH FORCE
WHEELS AND GEOPHONES DOWN



FIGURE 4
ROAD RATER (MODEL 400)

105

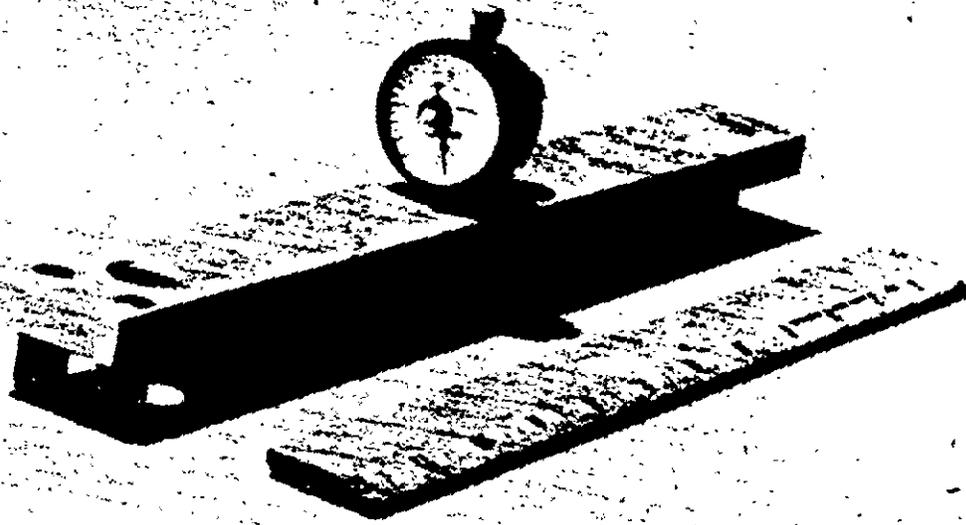


FIGURE 5
DEHLEN CURVATURE METER

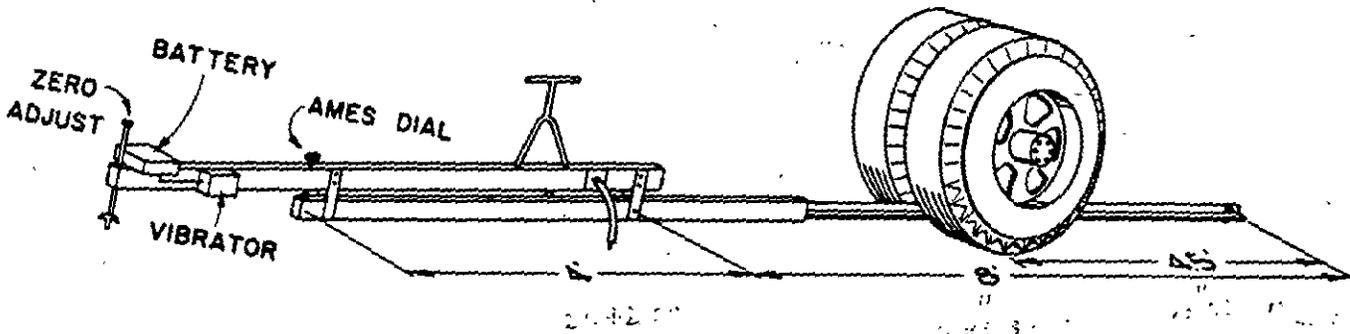


FIGURE 6
BENKELMAN BEAM

Dist	County	Route	Section	Lane Desig	Location	Date	Time	Operator
10	Calaveras	—	—	NB	Railroad Flat Rd.	10-11-66	0800	B. Page

Railroad Flat Road

Test No	Project No
I-1	—

Station	Defl. in 0.001"				
	WT	Max	Corr	Defl	
Mile 0.0	—	—	—	—	→ Calaveritas Road
Mile 0.6 NE	I	18	0	36	Continuous "alligator" cracks - Begin Test Section
+25	0	5	+1	9	↑
+50	0	22	0	44	
+75	I	21	0	42	- No Vertical Controls -
1+00	0	17	0	34	
+25	0	8	+1	15	
+50	I	10	+1	19	
+75	0	5	+1	9	↓
2+00	0	6	+1	11	end continuous "alligator" cracks
+25	I	2	0	4	occasional transverse cracks
+50	0	3	0	6	
+75	0	3	0	6	
3+00	I	13	+1	25	
+25	0	4	0	8	
+50	0	18	-1	37	↓
+75	I	24	0	48	continuous "alligator" cracks
4+00	0	18	0	36	
+25	0	13	0	26	
+50	I	22	0	44	
+75	0	18	0	36	
5+00	0	20	+1	39	
+25	I	27	0	54	
+50	0	14	0	28	
+75	0	18	0	36	
6+00	I	15	-1	31	
<u>Deflection Levels</u>					
<u>Mean Evaluated 80th Percentile</u>					
Note: 1 in. = 25.4 mm		(9) IWT	0.034"	/ 0.047" /	
80th Percentile = $\bar{x} + 0.84\sigma$		(16) OWT	0.024"	0.036"	

FIGURE 7
BENKELMAN BEAM DATA SHEET

100-3000

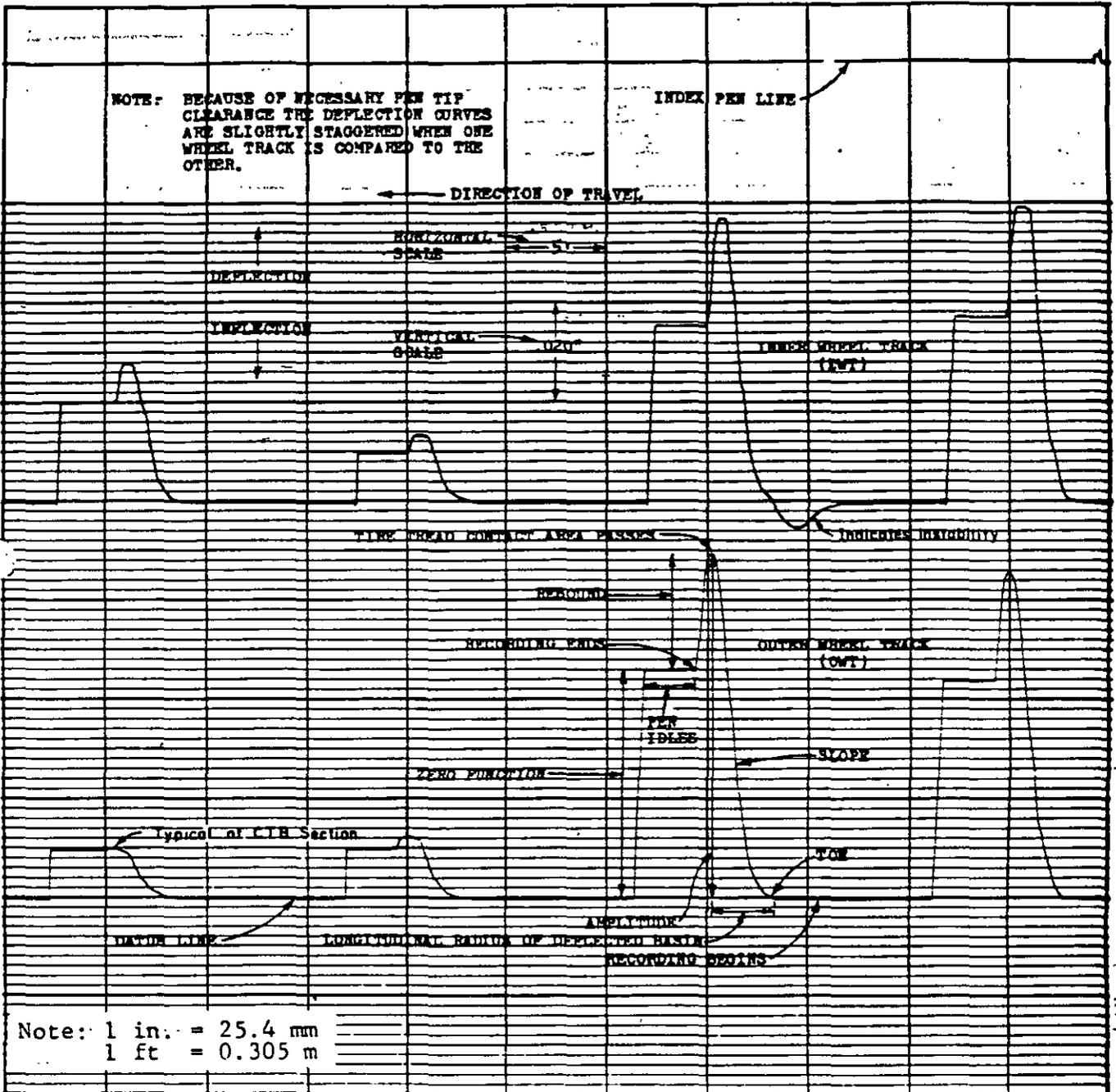


FIGURE 8
DEFLECTOMETER DEFECTION TRACES

108

Dist.	County	Route	P.M.	Lane Desig.	Location	Date	Time	Operator
02	Sis	5	26.00	NB	---	7/24/68		B.M.

P.M. 26.00 to 1000' N. - Test Section 3

Test Number

Station	Defl. in 0.001"		Remarks:
	IWT	OWT	
P.M. 26.00	4	39	Begin Test Section
	3	33	
	5	36	Transverse cracks at 15' to 20' intervals.
	7	27	Continuous small "alligator" cracks and patches in outer wheel track.
	5	27	
1+00	5	30	
	3	32	- No Vertical Controls -
	3	33	
	11	32	
	4	31	
2+00	8	34	
	6	29	
	6	33	
	4	33	
	4	29	
3+00	3	22	
	4	19	
	5	18	
	5	20	Deflection Levels
	5	29	Mean Evaluated Both Percentile
4+00	4	32	
	3	24	(33)IWT 0.005" 0.007"
	4	26	(33)OWT 0.029" 0.033"
	3	24	
	6	24	
5+00	4	25	
	4	30	
	5	33	
	12	33	
	3	29	
6+00	4	29	Note: 1 in. = 2.54 cm
	4	31	
	7	29	80 th Percentile = $\bar{x} + 0.84\sigma$

ST.	COUNTY	ROUTE	P. M.	LANE DESIG.	LOCATION	W. T.	DATE	OPERATOR
02	City of Redding	—		SB	near Parkview Avenue	Right	5/24/67	O. Box

Leland Avenue Test Section 2-1

TEST NUMBER
—

STATION (MILE)	SENSOR NO. 1			SENSOR NO. 2			SENSOR NO. 3			SENSOR NO. 4			SENSOR NO. 5		
	READ	MULT	DEF.	READ	MULT	DEF.	READ	MULT	DEF.	READ	MULT	DEF.	READ	MULT	DEF.
0.00	4.2	0.3	1.26	Curblin of Parkview Avenue											
0.01	5.0	0.1	0.50												
0.02	5.8	✓	0.58												
0.03	4.1	✓	0.41	Photograph #12											
0.04	5.5	0.3	1.65												
0.05	2.7	✓	0.81	£ State Street											
0.06	2.9	✓	0.87												
0.07	4.0	✓	1.20	<u>Deflection Levels</u>											
0.08	4.0	✓	1.20												
0.09	3.6	✓	1.08	(17) Mean			Dynalect			Equivalent Deflectometer					
							1.20 x 10 ⁻³ "			0.018"					
0.10	3.6	✓	1.08	(17) Evaluated			1.77 x 10 ⁻³ "			0.027"					
				80 th Percentile											
0.11	5.0	✓	1.50												
0.12	5.3	✓	1.59												
0.13	4.6	✓	1.38												
0.14	3.0	1.0	3.00												
0.15	5.6	0.3	1.68												
0.16	5.5	✓	1.65	£ Fell Street											

REMARKS: Note. 1 in. = 25.4 mm 80th Percentile = $\bar{x} + 0.84\sigma$

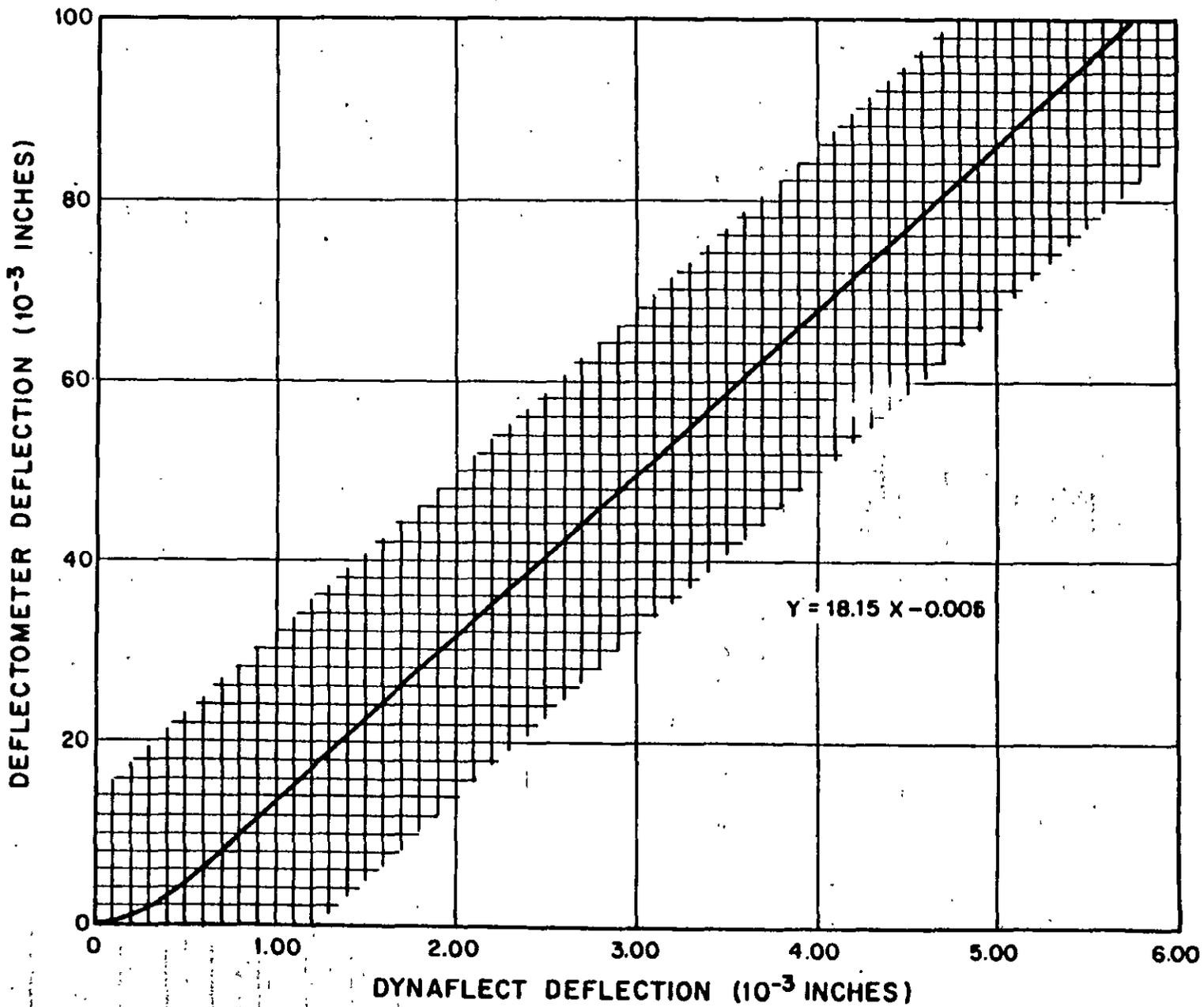
Old seal coat which is generally uncracked except for areas around utility patches.

Vertical Control → Intermittent areas of curbs and gutters

TL-3117 (Orig. 12/66)

FIGURE 10
DYNAFLECT DATA SHEET

COMPARISON OF DYNAFLECT AND DEFLECTOMETER



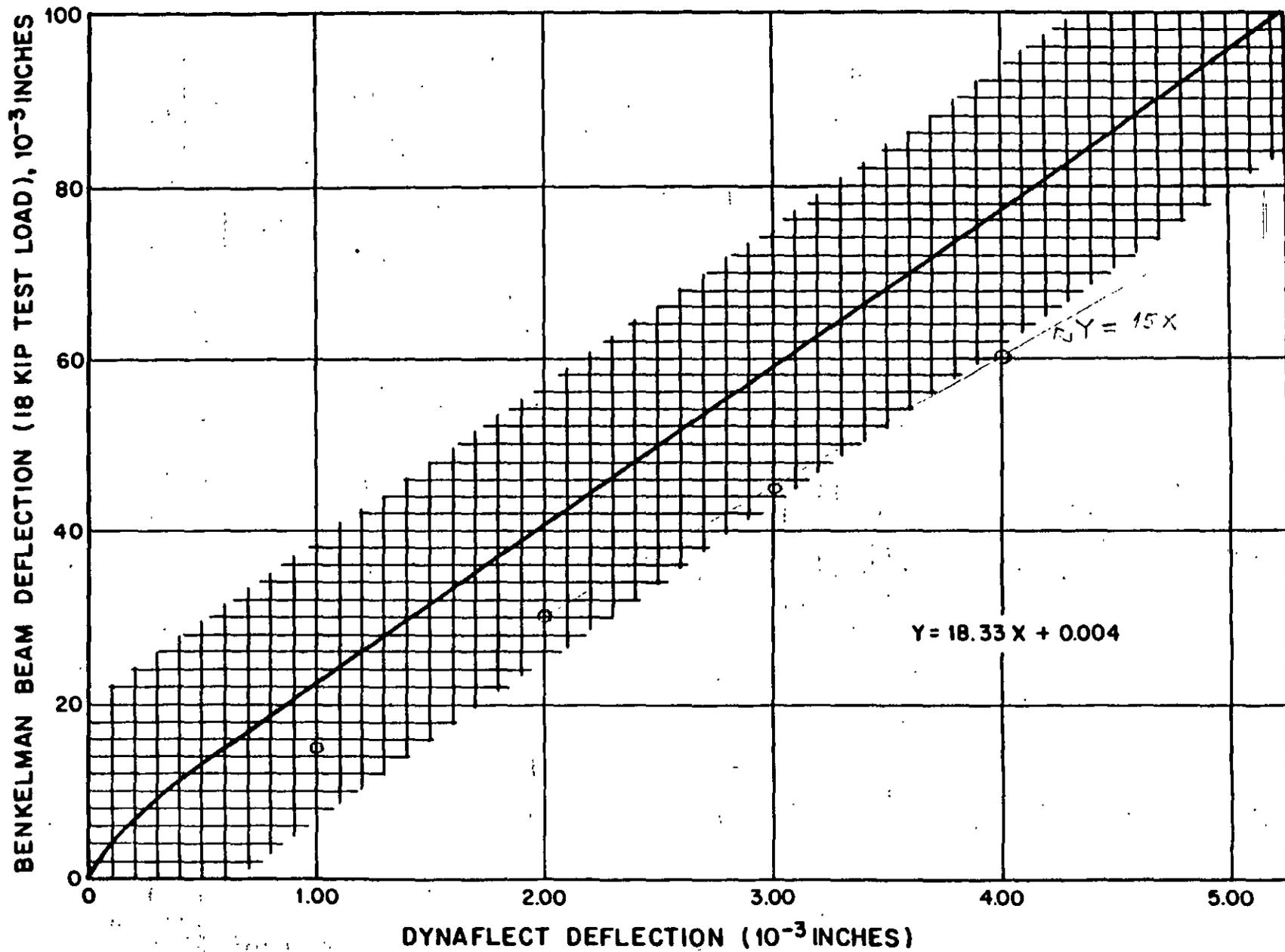
Note: 1 in = 25.4 mm

FIGURE 11

14

///

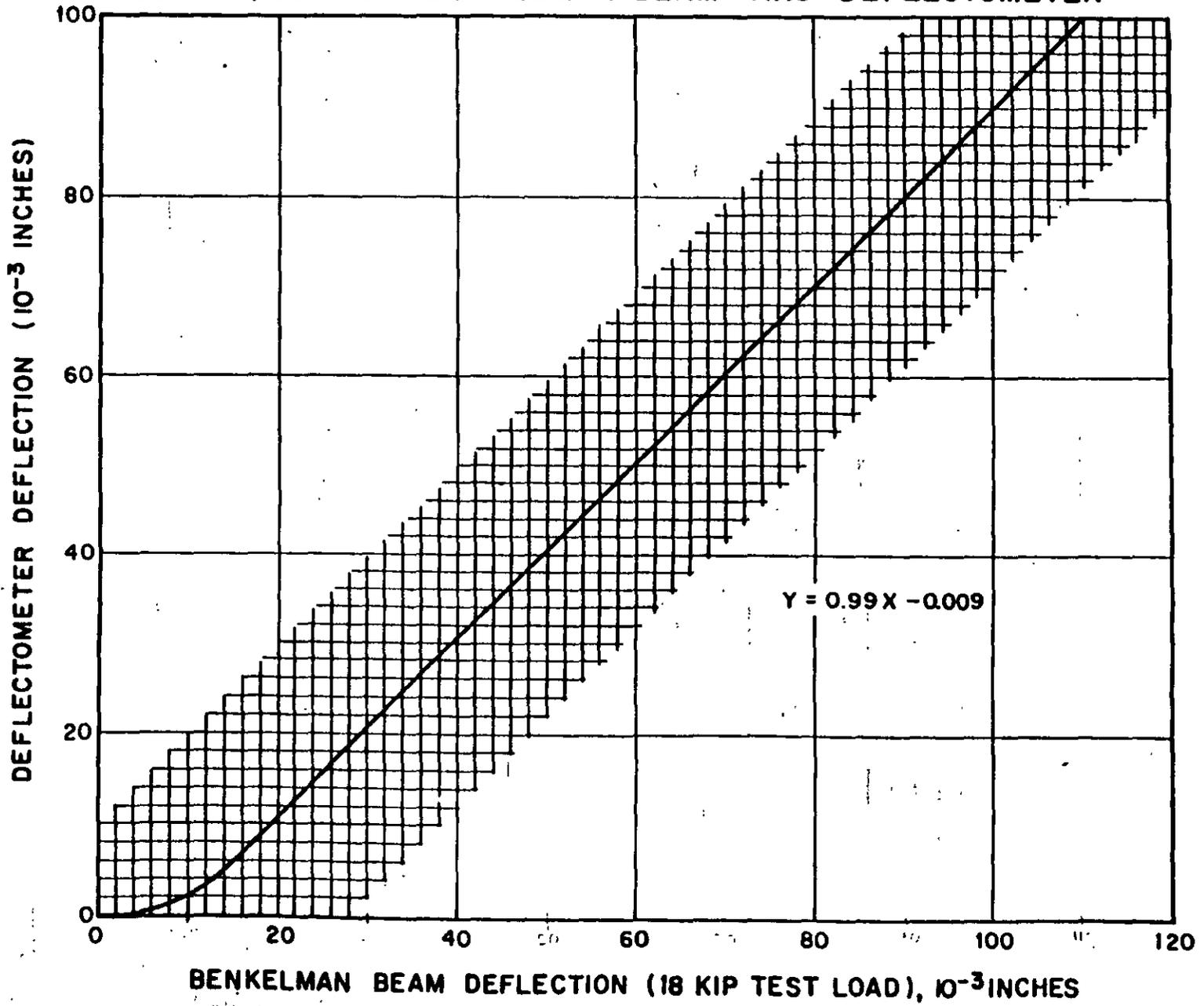
COMPARISON OF DYNAFLECT AND BENKELMAN BEAM



Note: 1 in = 25.4 mm

FIGURE 12

COMPARISON OF BENKELMAN BEAM AND DEFLECTOMETER



Note: 1 in = 25.4 mm

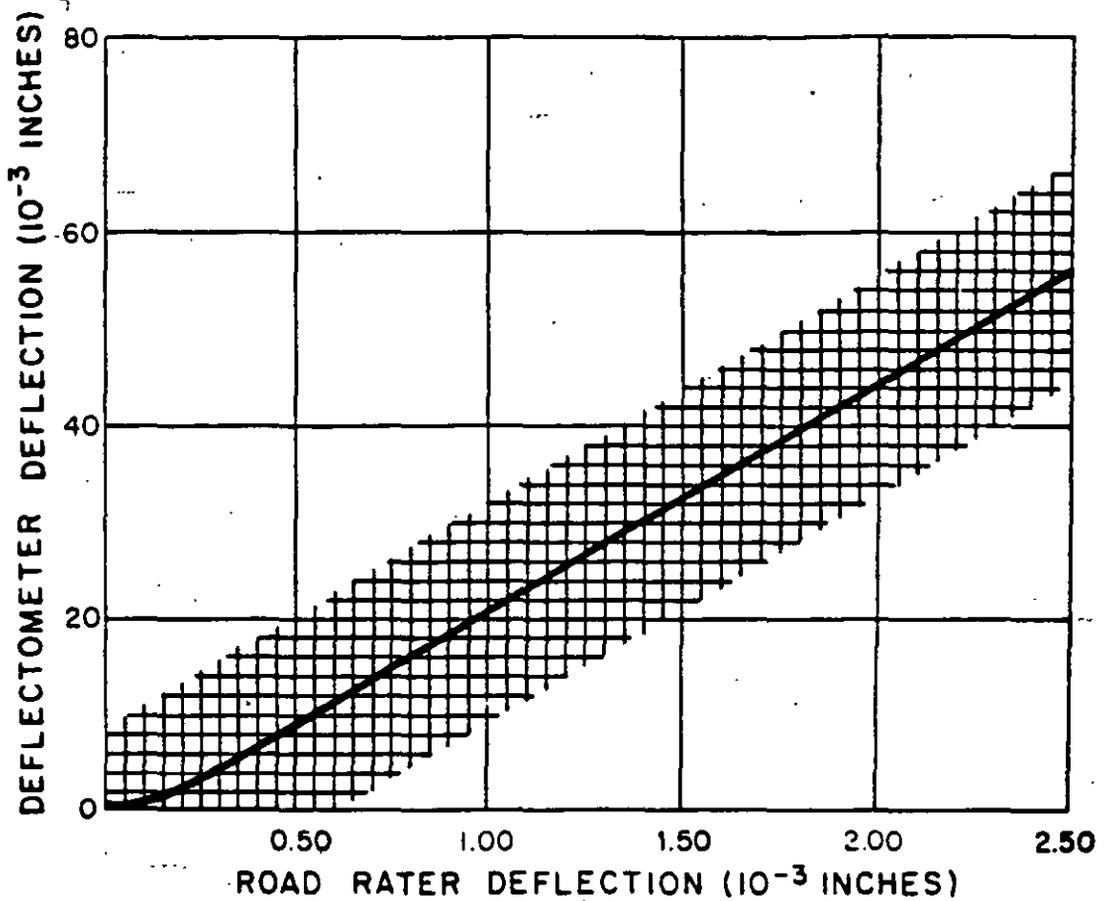
FIGURE 13

16

113

(para Lines de Conversion)

COMPARISON OF ROAD RATER AND DEFLECTOMETER

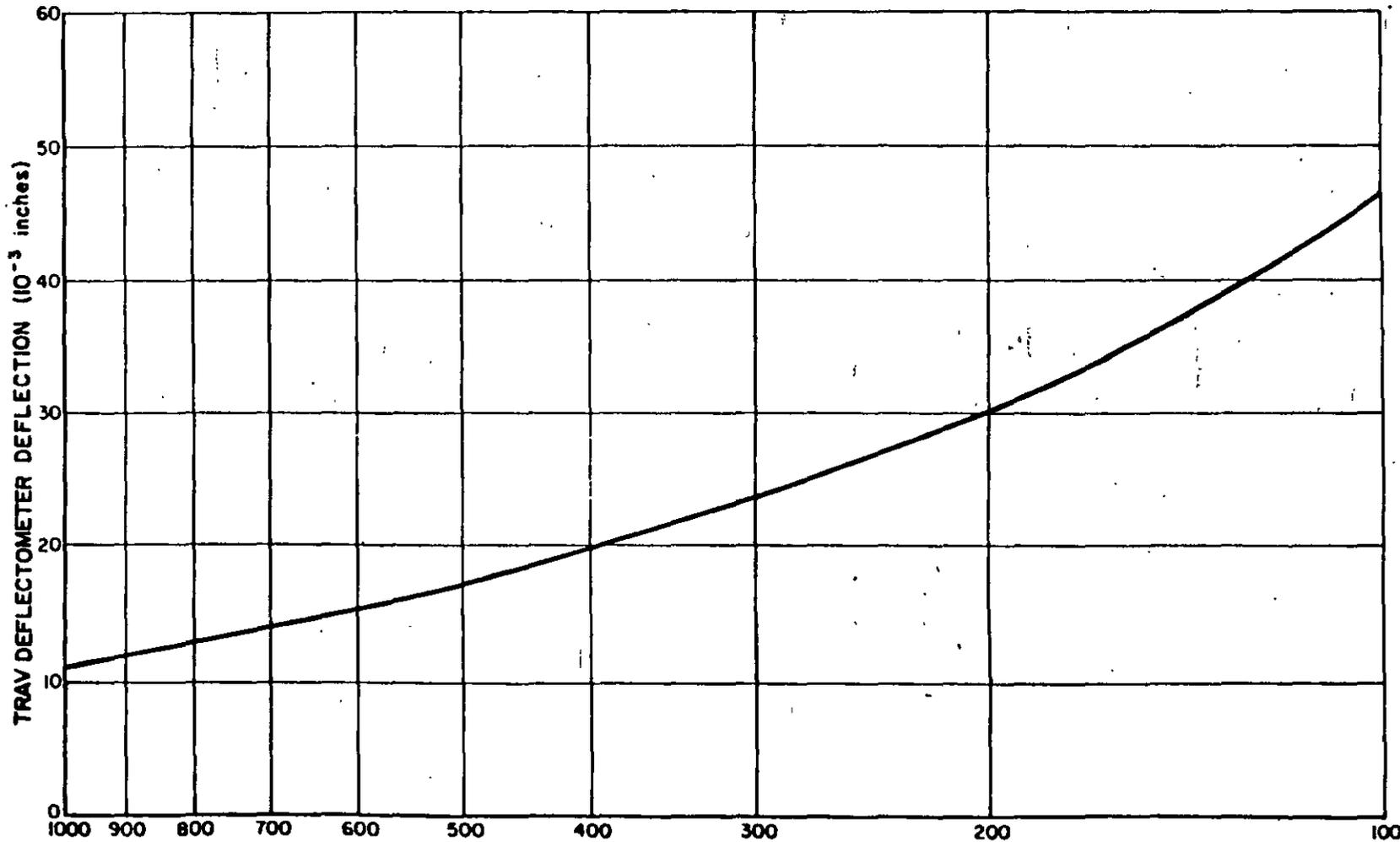


Note: 1 in. = 25.4 mm

FIGURE 14

114

RADIUS OF CURVATURE (CURVATURE METER).
VS.
DEFLECTION
FOR ASPHALT CONCRETE OVER AGGREGATE BASE



Note: 1 in. = 25.4 mm
1 ft = 0.305 m

RADIUS OF CURVATURE (ft)

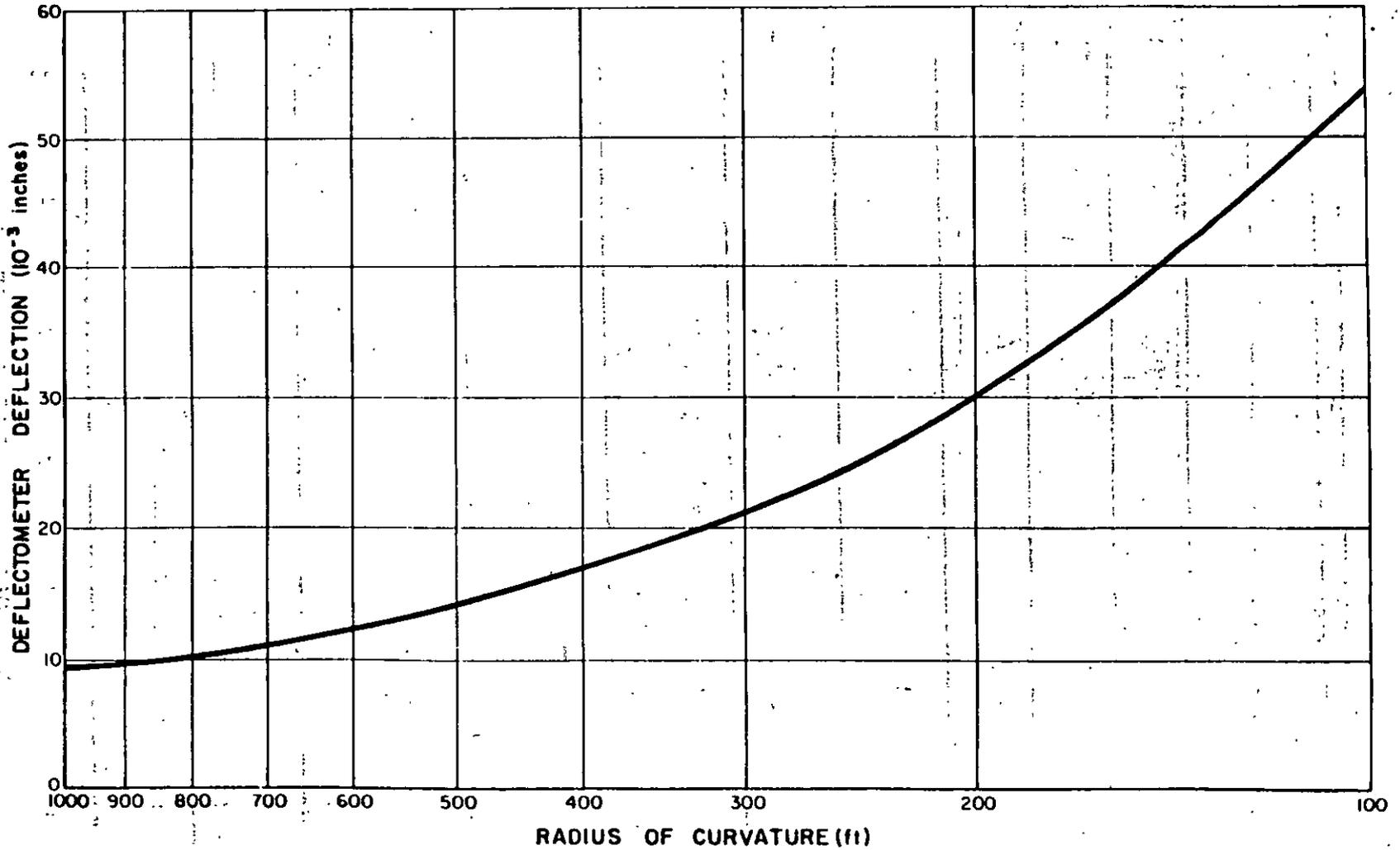
FIGURE 15

1.5'
1/2 (1000 - 100)
1000 - 100 = 900

115

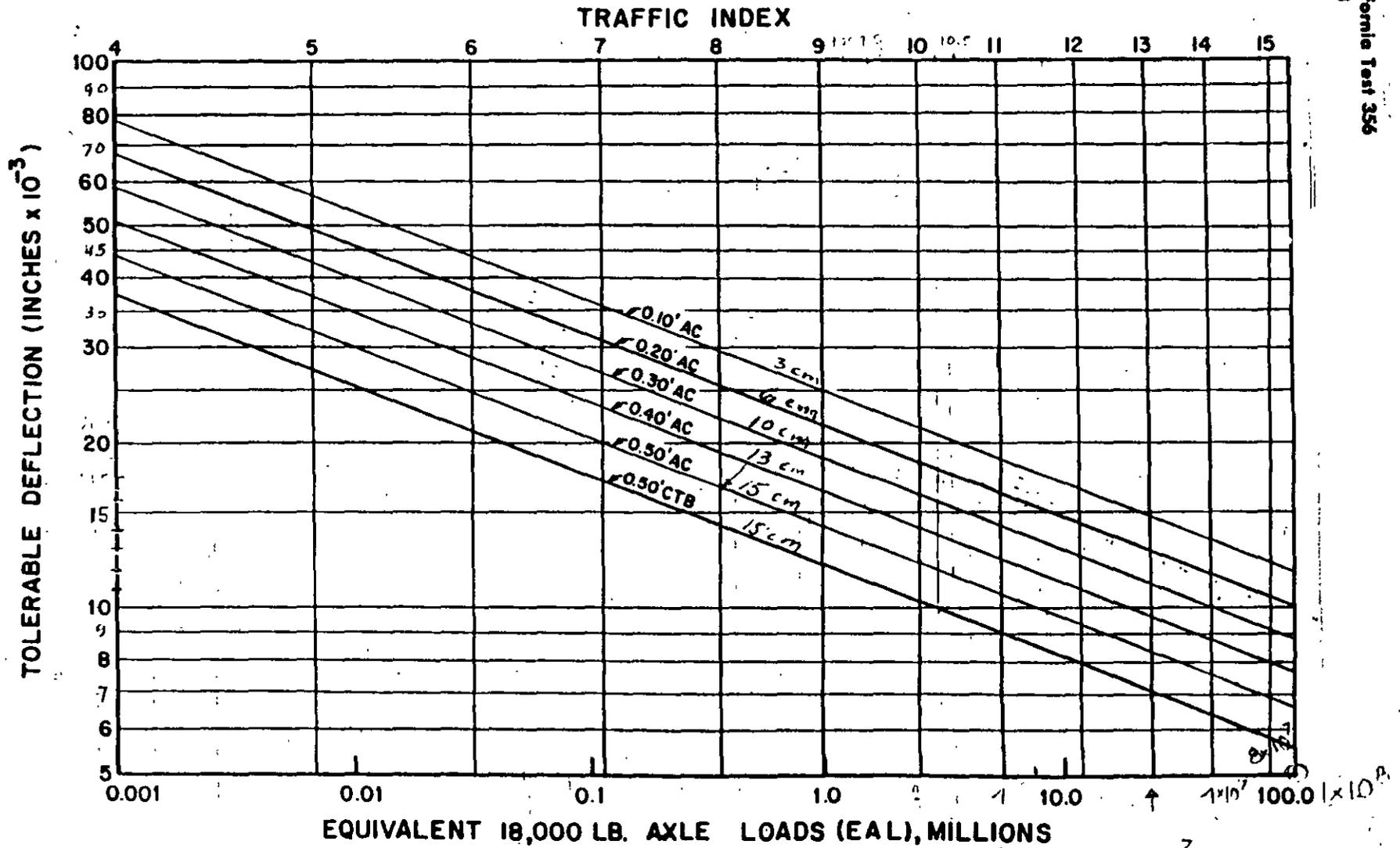
11

RADIUS OF CURVATURE (CURVATURE METER)
VS.
DEFLECTION
FOR ASPHALT CONCRETE OVER CEMENT TREATED BASE



Note: 1 in. = 25.4 mm
1 ft = 0.305 m

FIGURE 16



TOLERABLE DEFLECTION CHART

FIGURE 17

Note 1 in. = 25.4 mm
1 ft = 0.305 m
1 lb = 0.454 kg

117

20

REDUCTION IN DEFLECTION RESULTING FROM PAVEMENT RECONSTRUCTION

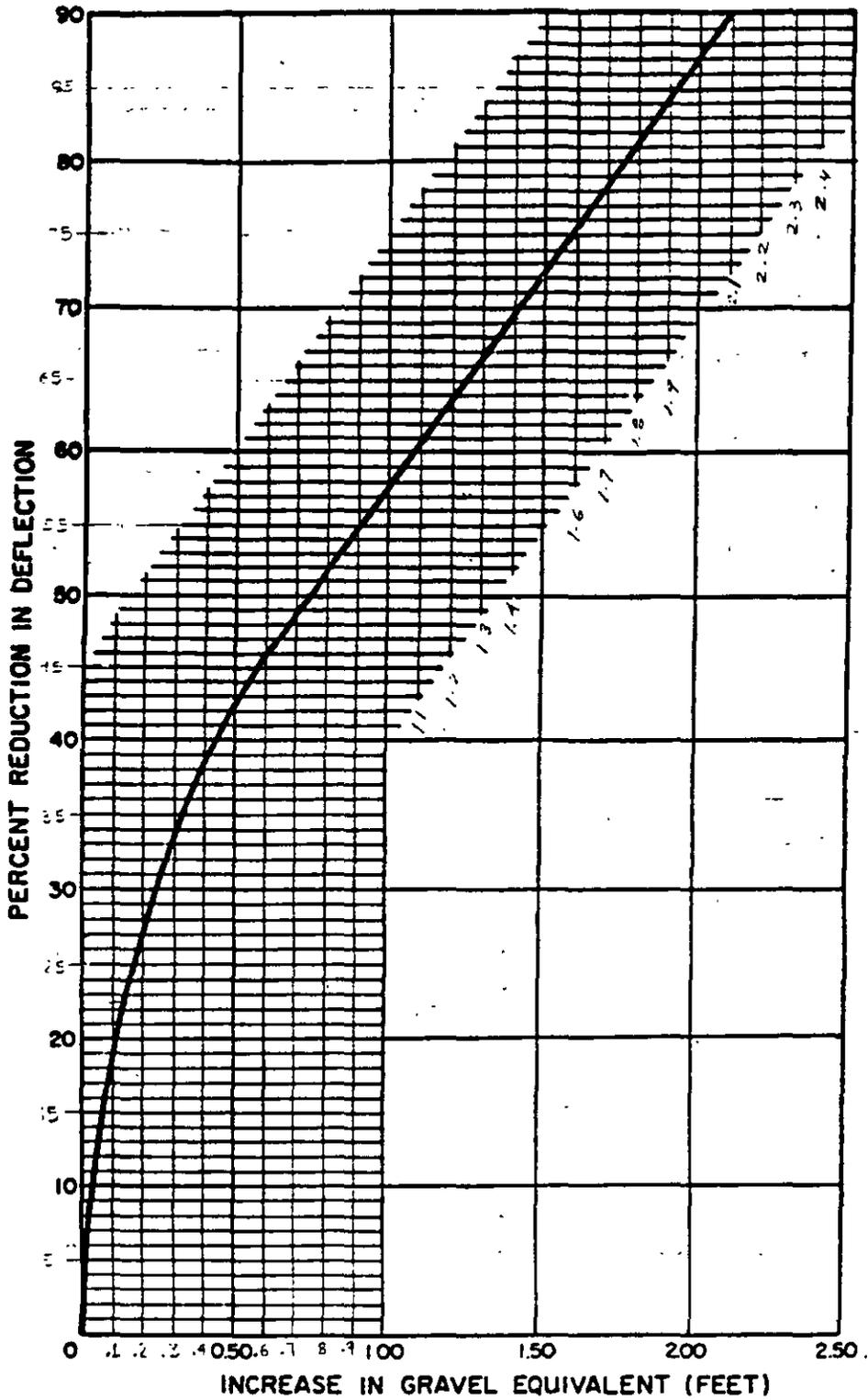


FIGURE 18

118

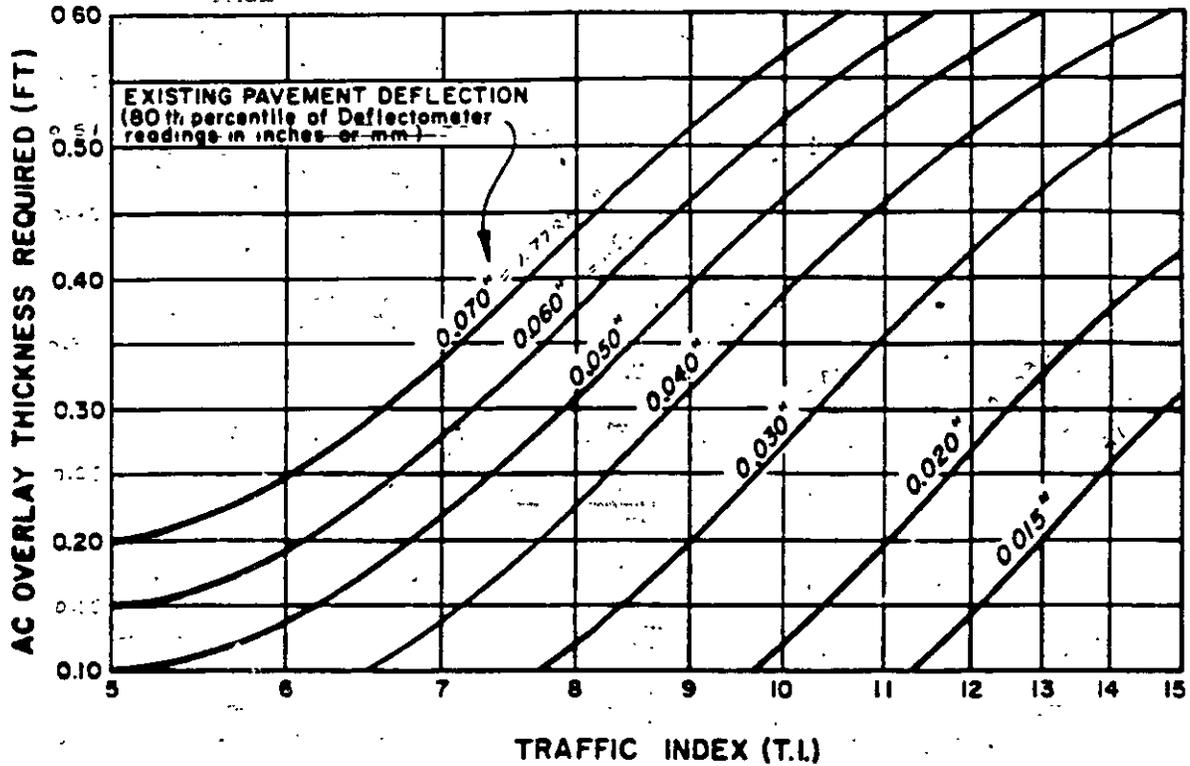


FIGURE 19

Note: 1 in. = 25.4 mm
1 ft = 0.305 m

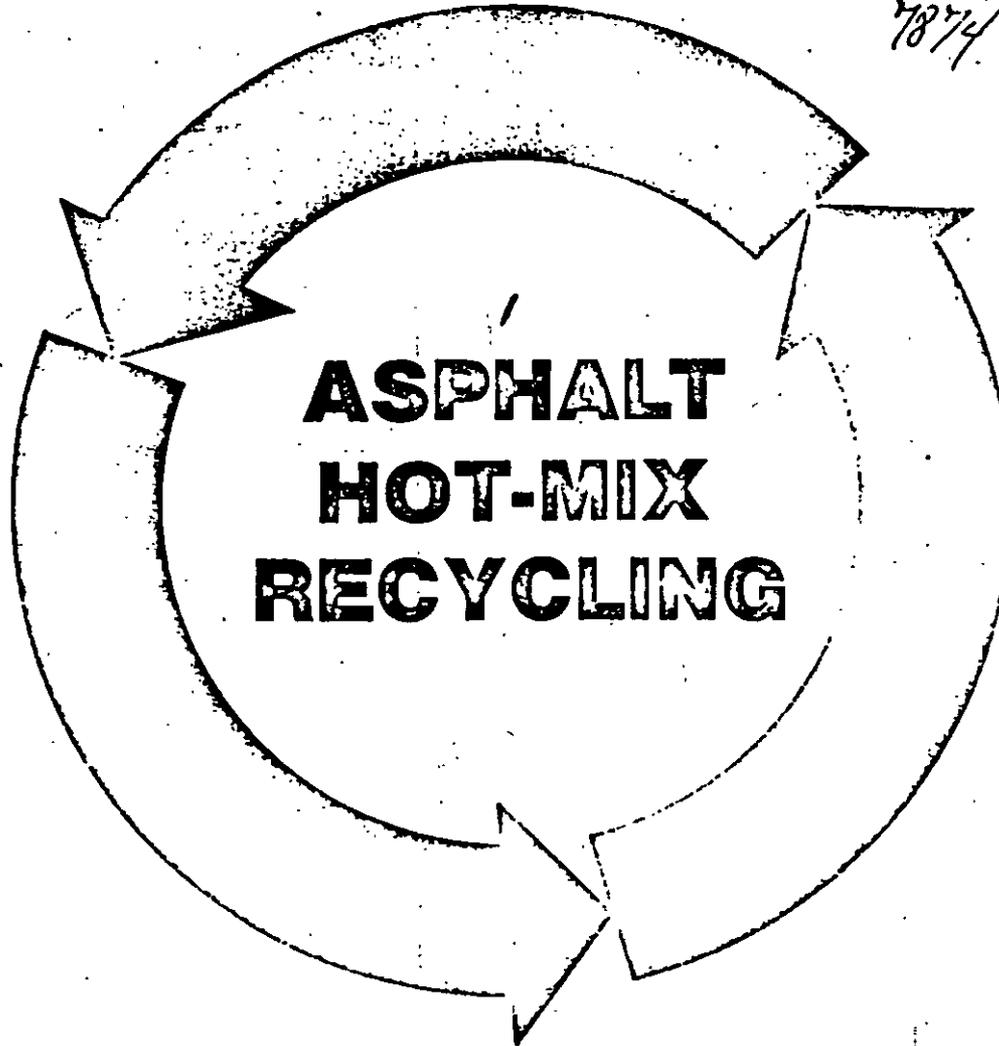
GRAVEL EQUIVALENTS FOR VARIOUS AC THICKNESSES & TRAFFIC INDICES

Actual Thickness of AC Overlay, in feet	Traffic Index (TI)										
	5 and below	5.5 6.0	6.5 7.0	7.5 8.0	8.5 9.0	9.5 10.0	10.5 11.0	11.5 12.0	12.5 13.0	13.5 14.0	14.5 15.0 & up
	Gravel Equivalent Factor (G _F)										
0.10	0.25	0.23	0.21	0.20	0.19	0.18	0.17	0.16	0.15	0.15	0.15
0.15	0.38	0.35	0.32	0.30	0.28	0.27	0.26	0.25	0.24	0.23	0.22
0.20	0.50	0.46	0.43	0.40	0.38	0.36	0.34	0.33	0.31	0.30	0.30
0.25	0.63	0.58	0.54	0.50	0.47	0.45	0.43	0.41	0.39	0.38	0.37
0.30	0.75	0.70	0.64	0.60	0.57	0.54	0.51	0.49	0.47	0.46	0.45
0.35	0.88	0.81	0.75	0.70	0.66	0.63	0.60	0.57	0.55	0.53	0.52
0.40	1.00	0.93	0.86	0.80	0.76	0.72	0.68	0.66	0.63	0.61	0.60
0.45	---	1.04	0.96	0.90	0.85	0.81	0.77	0.74	0.71	0.68	0.67
0.50	---	1.16	1.07	1.01	0.95	0.90	0.86	0.82	0.79	0.76	0.75
0.55	---	---	1.18	1.11	1.04	0.98	0.94	0.90	0.86	0.84	0.82
0.60	---	---	---	1.21	1.13	1.07	1.03	0.98	0.94	0.91	0.90
0.65	---	---	---	1.31	1.23	1.16	1.11	1.07	1.02	0.99	0.97
0.70	---	---	---	---	1.32	1.25	1.20	1.15	1.10	1.06	1.05
0.75	---	---	---	---	---	1.34	1.28	1.23	1.18	1.14	1.12
0.80	---	---	---	---	---	1.43	1.37	1.31	1.26	1.22	1.20
0.85	---	---	---	---	---	1.52	1.45	1.39	1.33	1.29	1.27
0.90	---	---	---	---	---	---	1.54	1.48	1.41	1.37	1.35
0.95	---	---	---	---	---	---	---	1.56	1.49	1.44	1.42
1.00	---	---	---	---	---	---	---	1.64	1.57	1.52	1.50
1.05	---	---	---	---	---	---	---	---	1.65	1.60	1.57

FIGURE 20

Fact. 784- \$ 3,910.01

7874



Photographs and drawings of equipment used in this publication are for illustration only and do not imply endorsement of any particular make by The Asphalt Institute.

Copyright © 1981 The Asphalt Institute

Library of Congress Catalog
Card No. 81-68617

Printed in USA

2 THE ASPHALT INSTITUTE

MANUAL SERIES NO. 20 (MS-20)

2 AUGUST 1981

120

Foreword

Prominent among the concerns of the pavement construction industry, and funding agencies everywhere, are the conservation of materials, protection of the environment, and economy of construction/rehabilitation procedures.

Pavement recycling with asphalt is a procedure that eminently and realistically meets these concerns, especially since it is economical of energy, materials, and money.

In asphalt pavement recycling, materials reclaimed from old pavement structures are reprocessed along with some new materials to produce asphalt mixtures meeting all normal specification requirements. The recycled mixtures may be placed on the same roadbeds from which the reclaimed materials came; but they can be used anywhere that asphalt mixtures are needed.

Asphalt recycling is not new; its history stretches back several decades. However, increasing economic and environmental needs have brought added emphasis and many technical refinements to recycling processes.

Recycled pavements vary widely in their contents of reclaimed materials, new aggregates, asphalt, and recycling agents. Reclaimed pavement materials may range from as little as 10 percent to as much as 100 percent of the final mixture. The vast majority of the projects, however, incorporate between 20 and 70 percent reclaimed asphalt pavement in the final mixture.

Although there are other procedures for recycling pavements with asphalt, this manual reviews processes and design methods for *hot-mix recycling only*.

The experience of many engineers, contractors, equipment manufacturers, asphalt producers, and others has gone into this manual. We are grateful for the help these experts have freely given. As further advances in pavement recycling using asphalt products are developed, the data will be incorporated into future editions of this manual.

THE ASPHALT INSTITUTE
Asphalt Institute Building
College Park, Maryland 20740, USA
Telephone: 301-ASPHALT
(301-277-4258)

August 1981

CONTENTS

	<i>Page</i>
<i>Foreword</i>	iii
<i>List of Illustrations</i>	vi
<i>List of Tables</i>	vi
Chapter I	
ASPHALT PAVEMENT RECYCLING	1
Chapter II	
MATERIALS EVALUATION	5
Chapter III	
RECYCLING HOT-MIX DESIGN	9
Chapter IV	
THICKNESS DESIGN	20
Chapter V	
RECLAIMING PROCEDURES	21
Chapter VI	
CONSTRUCTION	25
<i>Index</i>	33
<i>Asphalt Institute Member Companies</i>	36
<i>Asphalt Institute Engineering Offices</i>	38

ILLUSTRATIONS

III-1	Flow chart of mix-design procedure	10
III-2	Blending chart for reclaimed asphalt and new asphalt cements: Example 1	12
III-3	Blending chart for reclaimed asphalt and new asphalt cements: Example 2	16
III-4	Comparison of penetration grades and viscosity grades of asphalt cement	17
III-5	Blending chart for reclaimed (aged), asphalt and rejuvenating agent	19
V-1	Cold-milling (CMI Corporation)	22
V-2	Cold-milling (Barber-Greene)	22
V-3	Cold-milling (CMI Corporation)	23
VI-1	Recycling in batch plant	26
VI-2	Drum plant, split feed	27
VI-3	Drum plant, cutaway diagram	30
VI-4	Drum plant, drum-in-a-drum	31
VI-5	Drum plant, low-temperature convection	32

TABLES

VI-1	Required Aggregate Temperatures	28
VI-2	Rate of Water Vapor Released from Pugmill	29

Chapter I

ASPHALT PAVEMENT RECYCLING

1.01 ASPHALT PAVEMENTS ARE REUSABLE—The useful life of an asphalt pavement structure depends on a number of factors. The main ones are the amount and weight of traffic, weather, quality of materials, subgrade strength, drainage, and quality of construction.

Timely maintenance can extend the pavement's usefulness. Eventually, though, disintegration begins and the pavement needs to be rebuilt. Even so, the old materials do not have to be wasted. They can be recycled as part of the reconstruction process. Therefore, an asphalt pavement structure is a reusable resource.

1.02 RECYCLING DEFINED—The following definitions are used in this manual:

Asphalt Pavement Structure—A pavement structure, placed above the subgrade or improved subgrade, with all courses consisting of asphalt-aggregate mixtures, or a combination of asphalt courses and untreated aggregate courses.

Recycling—The reuse, usually after some processing, of a material that has already served its first-intended purpose.

Hot-Mix Recycling—A process in which reclaimed asphalt pavement materials, reclaimed aggregate materials, or both, are combined with new asphalt, and/or recycling agents, and/or new aggregate, as necessary, in a central plant to produce hot-mix paving mixtures. The finished product meets all standard material specifications and construction requirements for the type of mixture being produced.

Reclaimed Asphalt Pavement (RAP)—Removed and/or processed pavement materials containing asphalt and aggregate.

Reclaimed Aggregate Material (RAM)—Removed and/or processed pavement materials containing no reusable binding agent.

Extracted Aggregate—Aggregate separated from a sample of aged asphalt pavement.

Extracted Asphalt—Asphalt extracted from a sample of aged asphalt pavement.

Recycled Mixture—The finished mixture of reclaimed asphalt pavement, new asphalt cement, recycling agent (if needed), and reclaimed or new

graded aggregate. The mixture meets accepted standards for use in any particular course of the pavement structure.

Asphalt Recycling Agent—An organic material with chemical and physical characteristics selected to restore aged asphalt to desired specifications.

1.03 RECYCLING AS AN ALTERNATIVE—Hot-mix recycling is one of several alternative methods of rehabilitating distressed asphalt pavements. Included in the alternatives are to: (1) hot-mix recycle; (2) cold-mix recycle; (3) surface recycle; (4) reconstruct with all new materials; (5) patch and thick overlay; (6) patch and thin overlay; (7) patch (routine maintenance). All of the options should be considered before one is selected.

The first step is to establish the probable causes of distress. Toward this end, the original pavement design and construction records are reviewed. Field tests, including deflection, are then performed; and laboratory tests are made on pavement samples. The results are analyzed for the purpose of deciding which alternative rehabilitation method is most suitable.

The evaluation of each option should be based on pavement design principles. Consideration should be given to expected performance, environmental influences, projected traffic volume and weights, pavement geometrics, and economics (initial costs and projected maintenance costs).

Maintenance, seal coats, overlays, and new construction are covered in other Asphalt Institute publications. This manual concentrates on one recycling alternative: hot-mix recycling.

1.04 REASONS FOR HOT-MIX RECYCLING—Hot-mix recycling is a proven process that may be used to upgrade worn-out pavements. In addition, a major benefit is realized by adding asphalt to untreated granular material in the lower layers of the pavement structure, and then placing the material back in the same thickness. This increase in the thickness of the layers that are asphalt-bound increases the strength of the pavement structure, thus increasing its load-carrying capacity. By this means, existing composite structural sections can be converted to high-quality thick-lift or Full-Depth asphalt pavements (a Full-Depth asphalt pavement is one in which asphalt mixtures are used for all courses above the subgrade or improved subgrade).

On the basis of cost-effectiveness alone, hot-mix recycling of existing pavements should be a major consideration in planning road rehabilitation.

An important reason for recycling is the need to conserve natural resources. Economy, ecology, and energy conservation are all served

when asphalt and aggregate—the two most frequently used pavement construction materials—are reused to provide a strengthened and improved roadway.

1.05 ADVANTAGES OF HOT-MIX RECYCLING—Economy and conservation of natural resources have already been mentioned as benefits of hot-mix recycling. There are a number of other distinct benefits:

- Significant structural improvements can be obtained with little or no change in thickness.
- Additional right-of-way is not needed.
- Frost susceptibility may be reduced.
- Surface and base distortion problems can be corrected.
- Existing mix deficiencies can be corrected.
- Problems are few:

Air-quality problems at the plant site may arise if appropriate and available equipment is not used, or if too high a percentage of reclaimed asphalt pavement is specified for the recycled mixture.

Obtaining a quality product may require more care than starting with new materials.

1.06 HOT-MIX RECYCLING METHODS—All hot-mix recycling of reclaimed asphalt pavements is done by the heat-transfer method. Recycled mixtures can and have been successfully produced in both batch and drum-mix plants. Some plant modifications are required, however, and they are described in Chapter VI.

In batch plants the heat-transfer method comprises the use of superheated aggregate (new and/or reclaimed) to increase the temperature of the reclaimed asphalt pavement.

In the drum-mix process heat-transfer also takes place. Three major approaches have been used. One process depended entirely on indirect heating by the exhaust gases. The second process uses convection heating by containing the complete combustion process and by turbulent air mixing action which develops a uniform gas temperature distribution. The third process heats the new or reclaimed aggregate in the front of the drum, introduces the reclaimed asphalt pavement at approximately the center of the drum and heats (by convection and conduction), and mixes through the remainder of the drum.

The resulting mixture, from either batch or drum-mix plants, at conventional mix temperatures is discharged into a surge bin or haul trucks. The recycled material is placed on the roadway using conventional paving and compaction equipment.

Chapter II

MATERIALS EVALUATION

2.01 SCOPE—Recycled hot-mix is a blend of reclaimed and new materials formulated to achieve a paving mixture with specified physical properties. The first step is a materials evaluation, followed by a mix-design (Marshall or Hveem Method). All materials should be tested and evaluated to find the optimum blend meeting the mix requirements. To that end, this chapter discusses procedures and tests for both reclaimed and new materials.

2.02 SAMPLING—Several methods have been developed for obtaining representative samples of materials. Among them are the American Society for Testing and Materials (ASTM) methods for sampling asphalts, Designation D 140; aggregates, Designation D 75; and asphalt paving mixtures, Designation D 979. Regardless of the method used, however, engineering judgment is required in developing the sampling plan.

The technique known as random sampling is one of the best yet devised. With it the sampling location is selected in such a way that all possible locations within the section to be investigated are equally likely to be chosen. The choice is unbiased because it is made entirely by chance, using a table of random numbers.

An added advantage of using the random sampling procedure, which is based on statistical methods, is that both the amount of work and the cost involved probably can be reduced.

The procedure for the random sampling of paving materials detailed in ASTM Designation D 3665, may be used to select sampling locations.

The crushing or milling of reclaimed asphalt pavement may alter the gradation of the aggregate portion. Therefore, samples submitted for testing should represent the cold feed stock piles at the plant site. Stock-pile sampling is described in the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) Method of Test T-2.

2.03 RECLAIMED ASPHALT PAVEMENT—The design of asphalt paving mixtures containing more than 20 percent reclaimed asphalt pavement requires certain laboratory tests in addition to the usual Marshall or Hveem procedures. First, the composition of the reclaimed asphalt pavement must be determined. This will include:

- (a) Aggregate gradation,
- (b) Asphalt content,
- (c) Asphalt viscosity at 60°C (140°F).

Then, the gradation of the reclaimed aggregate materials, if any, must be determined. This information is used to define the quantity of new asphalt cement that is needed, and the gradation and quantity of additional aggregates.

The aggregate and the asphalt in the reclaimed asphalt pavement have properties that must be evaluated separately. Therefore, it is necessary to extract the aged asphalt from a representative sample of the reclaimed asphalt pavement.

- (a) *Aggregate Evaluation*—A sieve analysis, ASTM C 136, is performed on the aggregate portion of the reclaimed asphalt pavement sample to determine the gradation. Any deficiencies can be corrected by blending appropriate sieve fractions of new and/or reclaimed aggregate with reclaimed asphalt pavement aggregate.
- (b) *Extraction*—The method used should be ASTM Designation D 2172 or equivalent. The purpose of the extraction is quantitative separation of the aggregate and asphalt.
- (c) *Asphalt Evaluation*—The asphalt content of the reclaimed asphalt pavement is determined on the basis of the relative weights of the extracted asphalt and aggregate. The extracted asphalt is reclaimed from solution by ASTM Method D 1856. Its consistency then is determined on the basis of viscosity at 60°C (140°F), ASTM D 2171. This determination is necessary to estimate the required amount and grade of asphalt to be used in the recycled mix design.

2.04 NEW ASPHALT—New low-viscosity asphalt cement, added to the mixture of reclaimed asphalt pavement and new aggregate, serves two purposes. It increases the total asphalt content to meet the requirements of the mixture; and it blends with the aged asphalt in the reclaimed portion of the mixture to yield an asphalt meeting the desired specifications. Generally, AC-10, AC-5 or AC-2.5 (AR-4000, AR-2000 or AR-1000; 85-100, 120-150 or 200-300 pen.) asphalt cements are used for this purpose. These asphalts should meet standard specifications, ASTM D 3381 or D 946 (AASHTO M 226 or M 20).

2.05 RECYCLING AGENTS—Recycling agents are organic materials with chemical and physical characteristics selected to restore aged asphalt to desired specifications. In selecting the recycling agent, the viscosity characteristics of the combined aged asphalt and recycling agent are the determining factors.

A number of recycling agents have been successfully used in the design of recycled mixtures, although there are currently no nationwide American standard specifications for these materials. In 1976, a Pacific Coast Conference of Asphalt Users and Producers established a committee of asphalt producers and user agencies to develop functional

specifications for recycling agents, and in 1979 the same group adopted a set of tentative specifications for this purpose. These tentative specifications were submitted to ASTM for consideration in the development of standards for these materials. (Consult with the manufacturer for selection of a recycling agent.)

2.06 UNTREATED AGGREGATE—In many instances it is necessary to add aggregate to the reclaimed asphalt pavement to produce a mix with the desired gradation. Reclaimed aggregate material, any aggregate normally used for asphalt concrete, or both may be used for this purpose. Preliminary testing of the combined aggregates is necessary to determine the correct quantity of each to be used in the recycled mixture.

When selecting the new or reclaimed aggregate, consider whether the mix is to be used as an improved base course or as an asphalt-concrete base and surface course. The mixture must meet the criteria for test limits of the design procedure and pavement structural selection; it must also have enough workability to allow proper placement.

2.07 COMBINED AGGREGATE—The blend of reclaimed and new aggregates should meet specified gradation criteria, such as one of the mix gradations described in The Asphalt Institute's publication, *Model Construction Specifications for Asphalt Concrete and Other Plant-Mix Types (SS-1)*.

Alternatively, ASTM Specification D 3515 or established state or local criteria may be used in determining the gradation and quality requirements of the combined aggregates.

In addition, the blend of aggregates should be checked for resistance to stripping. Using an accepted water sensitivity test and the same asphalt chosen for the project, determine whether a mineral filler or anti-stripping agent is needed.

The immersion compression test, "Effect of Water on Cohesion of Compacted Bituminous Mixtures," ASTM Designation D 1075, is recommended for compacted mixtures containing asphalt cement. Retained strength should exceed 75 percent. See also *Cause and Prevention of Stripping in Asphalt Pavements (ES-10)*, The Asphalt Institute.

Chapter III

RECYCLING HOT-MIX DESIGN

3.01 SCOPE—This chapter presents the step-by-step process necessary to proportion the reclaimed materials, select the grade and quantity of asphalt cement (plus recycling agent, if needed) and prepare a final design for the recycled mixture. This is the hot-mix method of recycling, using from 20 to 70 percent reclaimed asphalt pavement. Batch plants can handle up to 50 percent (without some auxiliary method of preheating RAP), with the most practical range being 20 to 35 percent; drum-mix plants can handle up to 70 percent, with 20 to 50 percent being a practical range.

3.02 PREPARATORY STEPS—This mix-design procedure uses either the Marshall or the Hveem method,* as follows:

The aggregate from a reclaimed asphalt pavement is blended with reclaimed aggregate materials and/or new aggregate that is required to obtain a combined aggregate gradation meeting the specification requirements. Once the relative aggregate proportions are determined, a total asphalt demand is calculated. A grade of new asphalt is then selected (plus recycling agent, if needed) to restore the aged asphalt and provide a final binder that meets the functional requirements of the asphalt specifications while satisfying the asphalt demand of the mix. Following these determinations, the mix design by either Marshall or Hveem procedure is performed and the exact quantity of total binder determined.

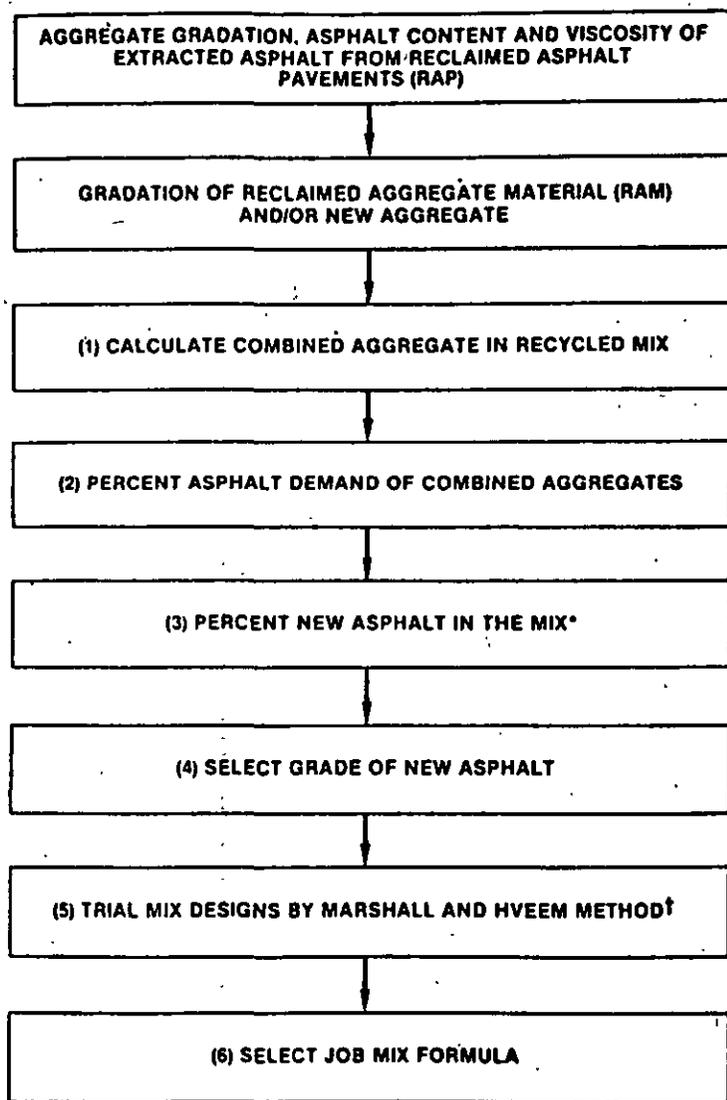
3.03 MIX DESIGN—With the information obtained from the materials evaluation (Chapter II) the recycled hot-mix design may be formulated. Viscosity at 60°C (140°F), ASTM Designation D 2171, is the test measurement used in this procedure to identify asphalt in the reclaimed asphalt pavement and in the recycled mixture.

Figure III-1 is a flow chart setting forth the steps for this design procedure. The steps are:

- (1) *Combined Aggregates in the Recycled Mixture*—Using the gradation of the aggregate from the reclaimed asphalt pavement, the reclaimed aggregate material, if any, and new aggregate, a combined gradation meeting the desired specification requirements is calculated.

*The Marshall and Hveem methods of mix design are fully described in *Mix Design Methods for Asphalt Concrete and Other Hot-Mix Types (MS-2)*, The Asphalt Institute.

125



*IN SOME CASES A RECYCLING AGENT MAY BE INCORPORATED, PAR. 2.05

† MIX DESIGN METHODS FOR ASPHALT CONCRETE AND OTHER HOT-MIX TYPES (MS-2), THE ASPHALT INSTITUTE

Figure III-1—Flow chart of mix-design procedure.

(2) *Percent Asphalt Demand of the Combined Aggregates*—Asphalt demand of the combined aggregates may be determined by the CKE (California Kerosene Equivalent) or calculated by the empirical formula:

$$P_c = 0.035 a + 0.045 b + \begin{matrix} 0.15c \text{ for 11-15 percent passing No. 200} \\ 0.18c \text{ for 6-10 percent passing No. 200} \\ 0.20c \text{ for 5 percent or less passing No. 200} \end{matrix} + F$$

Where: P_c = Percent* of asphalt material by weight of total mix
 a = Percent* of mineral aggregate retained on No. 8 sieve
 b = Percent* of mineral aggregate passing No. 8 sieve and retained on No. 200 sieve
 c = Percent* of mineral aggregate passing No. 200 sieve
 F = 0 to 2.0 percent. Based on absorption of light or heavy aggregate. The formula is based on an average specific gravity of 2.60 to 2.70. In the absence of other data a value of 0.7 to 1.0 should cover most conditions.

* Expressed as a whole number.

(3) *Percent of New Asphalt in Mix*—The quantity of new asphalt to be added to the recycled mixtures equals the calculated asphalt demand (Step 2) minus the percentage of asphalt in the reclaimed asphalt pavement.

The formula is:

$$P_r = P_c - (P_a \times P_p)$$

Where: P_r = Percent* new asphalt in the recycled mix
 P_c = Percent* of asphalt by weight of total mix (Step 2)
 P_a = Percent* of asphalt** in the reclaimed asphalt pavement
 P_p = Decimal percent reclaimed asphalt pavement in the recycled mix.

* Expressed as a whole number

** Plus recycling agent, if used.

(4) *Select Grade of New Asphalt*—Using Figure III-2, a target viscosity of the asphalt blend is selected. A commonly selected target point is the viscosity at the mid-range of an AC-20 asphalt† or 2,000 poises.

†The relationships between the various grading systems for asphalt cement are shown in Figure III-4.

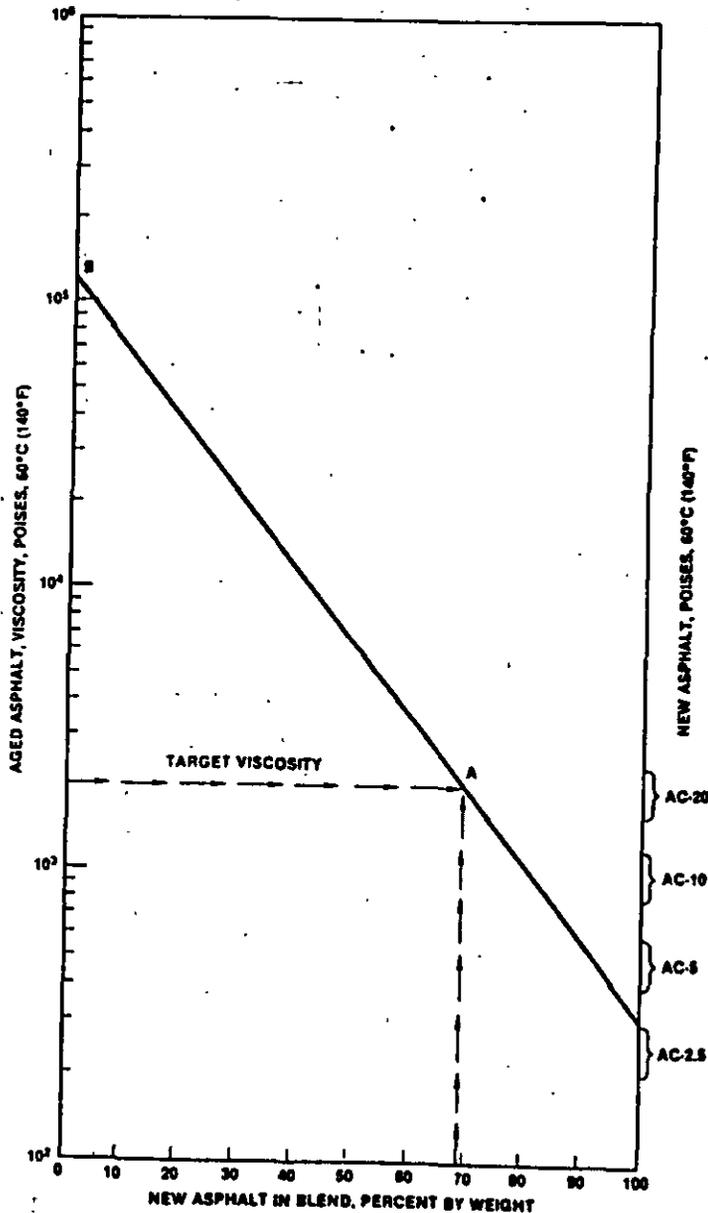


Figure III-2—Blending chart for reclaimed asphalt and new asphalt cements: Example 1.

The quantity of new asphalt cement is expressed as a percentage of the total binder content by dividing the percentage of new asphalt by the calculated asphalt demand in the mix multiplied by one hundred ($P_r/P_c \times 100$).

The point at which the *vertical line* representing the percent of new asphalt in the mix and the *horizontal line* representing the target viscosity intersect is determined as point A. Next, the viscosity of the aged asphalt from the reclaimed asphalt pavement is plotted on the left-hand vertical axis as point B. A straight line is drawn connecting these two points and extended to the right axis. Where this line intersects, the right-hand vertical axis determines the grade of new asphalt. If the point on the right-hand vertical axis falls below an AC-2.5 range, then a recycling agent may be indicated, or the amount of RAP used in the recycled mix must be reduced. (See Design Example 2, page 15, if a recycling agent is used along with new asphalt.)

(5) *Trial Mix Design*—Trial mix designs are then made using the Marshall or Hveem apparatus. The asphalt content can be adjusted by changing the amount of new asphalt to arrive at a mix meeting the criteria of the design procedure used.

(6) *Select Job-Mix Formula*

Design Example 1

Reclaimed asphalt pavement has an asphalt content of 5.4 percent with a viscosity of 120,000 poises. Gradation of RAP, RAM and new aggregate is:

Sieve Size	Percent Passing		
	RAP	RAM	NEW AGG.
25.0 mm (1 in.)	100	100	100
19.0 mm (3/4 in.)	98	92	100
9.5 mm (3/8 in.)	85	45	100
4.75 mm (No. 4)	65	19	94
2.36 mm (No. 8)	52	5	85
300 μm (No. 50)	22	1	26
75 μm (No. 200)	8	0	6

Thirty percent of RAP was selected because (1) a batch plant was to be used for recycling, (2) moisture content of the RAP was 5 percent and (3) this is a practical range for maintaining mix productions. (See Chapter VI for temperature variations for percent of RAP and moisture.)

127

128

STEP 1—Combined Aggregates in Recycled Mixture

Sieve	30% RAP Aggr. % Pass.	60% RAM Aggr. % Pass.	10% NEW Aggr. % Pass.	Comb. Aggr. % Pass.
25.0 mm (1 in.)	[100 × 0.3 = 30.0]	+ [100 × 0.6 = 60.0]	+ [100 × 0.1 = 10.0]	= 100.0
19.0 mm (3/4 in.)	[98 × 0.3 = 29.4]	+ [92 × 0.6 = 55.2]	+ [100 × 0.1 = 10.0]	= 94.6
9.5 mm (3/8 in.)	[85 × 0.3 = 25.5]	+ [45 × 0.6 = 27.0]	+ [100 × 0.1 = 10.0]	= 62.5
4.75 mm (No. 4)	[65 × 0.3 = 19.5]	+ [19 × 0.6 = 11.4]	+ [94 × 0.1 = 9.4]	= 40.3
2.36 mm (No. 8)	[52 × 0.3 = 15.6]	+ [5 × 0.6 = 3.0]	+ [85 × 0.1 = 8.5]	= 27.1
300 μm (No. 50)	[22 × 0.3 = 6.6]	+ [1 × 0.6 = 0.6]	+ [26 × 0.1 = 2.6]	= 9.8
75 μm (No. 200)	[8 × 0.3 = 2.4]	+ [0 × 0.6 = 0]	+ [6 × 0.1 = 0.6]	= 3.0

Job Specification
ASTM D 3515, Table 3
3/4 in. (19mm) Nom.

Sieve Size	Max. Size	% Pass.	Combined Aggr.	% Pass.
25.0 mm (1 in.)	100	100	100.0	
19.0 mm (3/4 in.)	90 - 100	94.6	94.6	
9.5 mm (3/8 in.)	56 - 80	62.5	62.5	
4.75 mm (No. 4)	35 - 65	40.3	40.3	
2.36 mm (No. 8)	23 - 49	27.1	27.1	
300 μm (No. 50)	23 - 49	9.8	9.8	
75 μm (No. 200)	2 - 8	3.0	3.0	

STEP 2—Asphalt Demand of Combined Aggregates

Estimate asphalt requirement of combined aggregates using the empirical formula:

$$P_c = 0.035 a + 0.045 b + 0.20 c + F$$

$$P_c = (0.035) (72.9) + (0.045) (24.1) + (0.20) (3.0) + 1.0$$

$$= 5.23 \text{ percent}$$

STEP 3—Percent of New Asphalt in Mix

$$P_r = P_c - (P_a \times P_p)$$

$$= 5.23 - (5.4 \times 0.30)$$

$$= 5.23 - 1.62$$

$$= 3.61 \text{ percent}$$

STEP 4—Select Grade of New Asphalt

On Figure III-2, Point A is located from a target viscosity of 2000 poises and $P_r/P_c \times 100 = 3.61/5.23 \times 100 = 69$ percent. Point B is viscosity of aged asphalt at 120,000 poises. The nearest grade to the projected line is AC-2.5 (AR-1000 or 200/300 pen. from Figure III-4).

STEP 5—Trial Mix Design

Using 30 percent RAP, 60 percent RAM and 10 percent new aggregate prepare mix design specimens with tests scheduled on the basis of 0.5 percent increments of new asphalt above and below the estimated amount of new asphalt required in the mix (Step 3—3.61 percent) according to standard Marshall or Hveem mix-design procedures.

STEP 6—Select Job-Mix Formula

The optimum new asphalt content and the mix design is determined according to established Marshall or Hveem mix-design criteria.

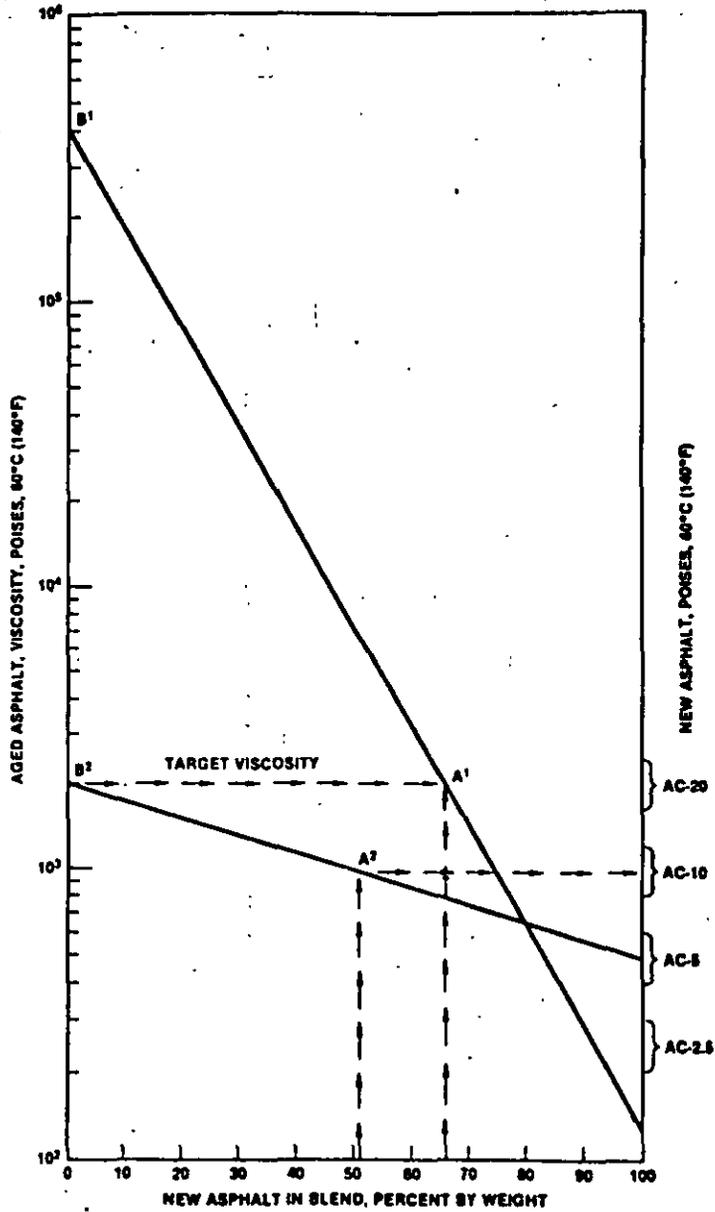


Figure III-3—Blending chart for reclaimed asphalt and new asphalt cements: Example 2.

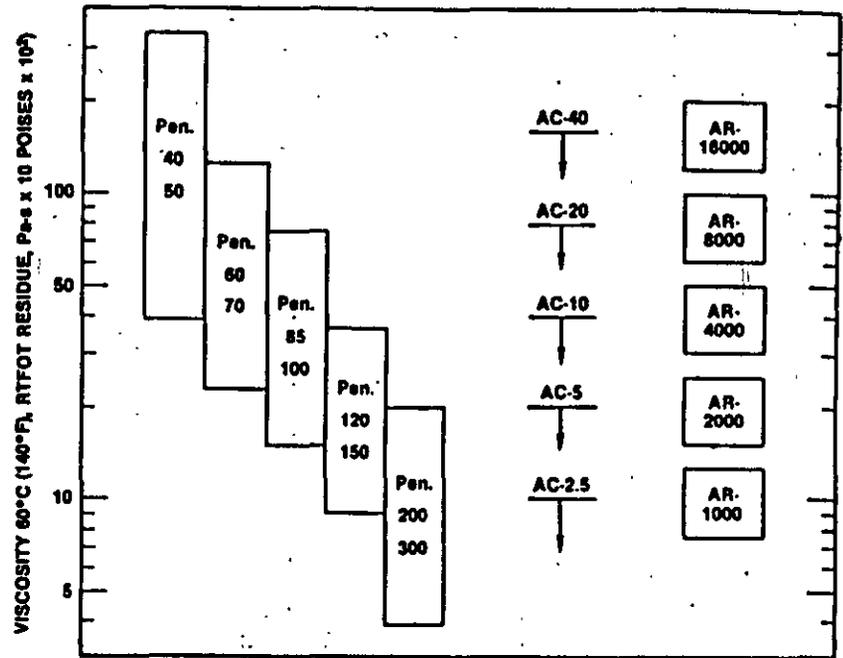


Figure III-4—Comparison of penetration grades and viscosity grades of asphalt cement (based on RTFOT residue for AR-grades and penetration grades; TFOT residue for AC-grades).

Design Example 2

Reclaimed asphalt pavement has an asphalt content of 6.0 percent with a viscosity of 400,000 poises. Gradation of RAP, RAM and new aggregate are the same as for Example 1.

STEPS 1 and 2—Same as Example 1.

STEP 3—Percent of New Asphalt in Mix

$$\begin{aligned}
 P_r &= P_c - (P_a \times P_p) \\
 &= 5.23 - (6.0 \times 0.30) \\
 &= 3.43 \text{ percent}
 \end{aligned}$$

STEP 4—Select Grade of New Asphalt

Using Figure III-3, Point A' is located from target viscosity of 2,000 poises and $P_r/P_c \times 100 = 3.43/5.23 \times 100 = 66$ percent. Point B' is the viscosity of aged asphalt at 400,000 poises. A line projected through these two points intersects the right axis below the range of an AC-2.5.

On this project the quantity of RAP is to be held at 30 percent, therefore, Figure III-5 is used to determine the percent of recycling agent (Par. 2.05) needed to reduce the aged asphalt viscosity to 2,000 poises. A line is projected (Figure III-5) from the Point B' (400,000 poises) on the left axis to a selected target of recycling agent at 1.5 poises (Point X) on the right axis. (This Point X will vary with the grade of recycling agent.) In this example at 2,000 poises the quantity of recycling agent is 42 percent of the aged asphalt.

Therefore, a recalculation of Step 3:

$$P_r = P_c - (P_{a'} \times P_p)$$

Where: $P_{a'}$ = Percent of aged asphalt plus recycling agent
(Par. 2.05)

$$P_{a'} = 6.0 + (6.0 \times 0.42) = 8.52 \text{ percent}$$

$$P_r = 5.23 - (8.52 \times 0.30) = 2.67 \text{ percent (new asphalt)}$$

This example is of a heavily-traveled roadway where the design engineer is concerned with channeling and normally uses an AC-10 in mix design. Figure III-3 can be used for blending. The aged asphalt reduced to 2,000 poises (Point B²) is plotted on the left axis. A line is then projected to the mid-range of an AC-5 on the right axis. Point A² is plotted on this line at $P_r/P_c = 2.67/5.23 \times 100 = 51$ percent. A level line projected to the right axis from this point indicates a blend in the range of an AC-10.

STEP 5—Trial Mix Design

Using 30 percent RAP, 60 percent RAM, 10 percent new aggregate prepare mix-design specimens with tests scheduled on the basis of holding $(6.0 \text{ percent} \times 0.42 \text{ RAM} \times 0.30 \text{ RAP})$ 0.76 percent recycled agent (Par. 2.05) constant and varying the new asphalt (AC-5) in 0.5 percent increments above and below the estimated amount of new asphalt required in the Mix (2.67 percent) according to standard Marshall or Hveem mix-design procedures.

STEP 6—Select Job-Mix Formula

The optimum new asphalt content and the mix design is determined according to established Marshall or Hveem mix-design criteria.

130

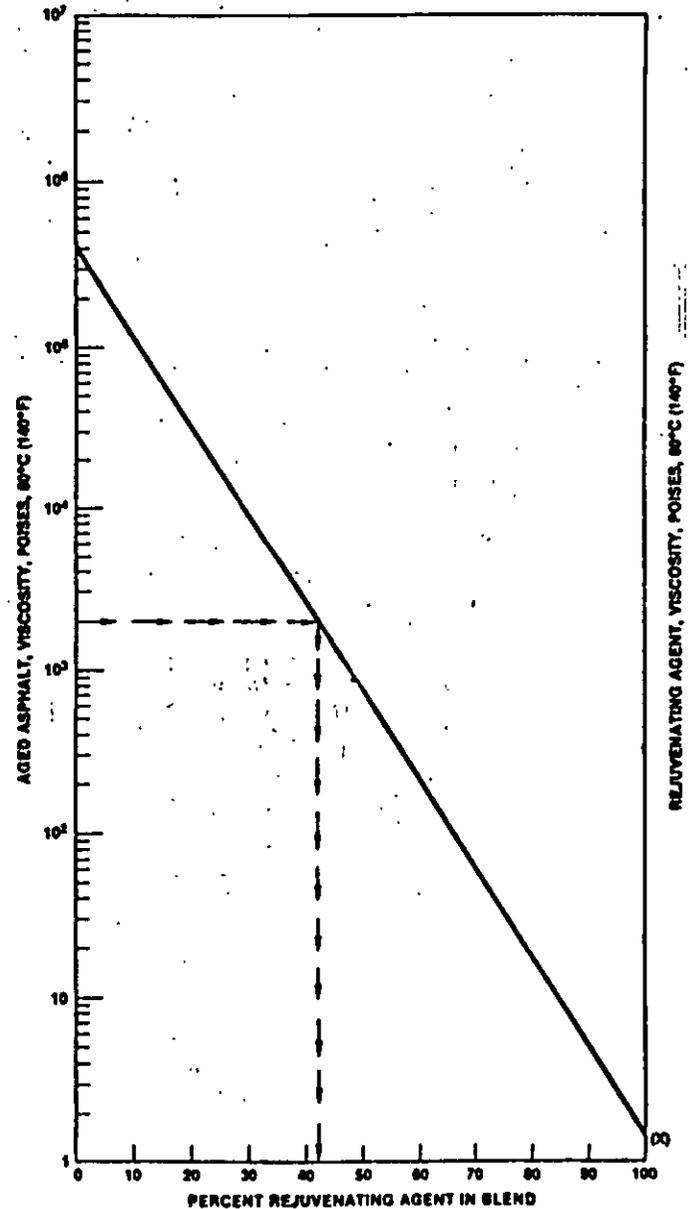


Figure III-5—Blending chart for reclaimed (aged) asphalt and rejuvenating agent.

Chapter IV

THICKNESS DESIGN

4.01 **THICKNESS DESIGN**—The thickness design procedure for a pavement structure employing recycled hot-mix is essentially no different than that required for a pavement using all new materials. The method contained in The Asphalt Institute manual, *Thickness Design—Asphalt Pavements for Highways and Streets* (MS-1) is recommended. This procedure requires knowledge of the anticipated traffic, environmental conditions, subgrade strength, and properties of the recycled mixture.

Increased traffic weight and volume normally require a stronger pavement section than was originally constructed. This can be done economically by designing a Full-Depth asphalt pavement using reclaimed untreated aggregate base materials in the recycled asphalt concrete mixture.

Any drainage deficiencies in the old pavement structure should be corrected before reconstruction proceeds. If any portion of the old subbase or base is to remain, the properties of these materials must be evaluated and appropriate layer coefficients assigned to them for use in the thickness design. Layer coefficients for effective thickness of existing layers can be found in The Asphalt Institute's *Asphalt Overlays and Pavement Rehabilitation* (MS-17).

Chapter V

RECLAIMING PROCEDURES

5.01 **PAVEMENT REMOVAL**—Construction procedures for removing old pavement materials and reconstructing with recycled hot mixtures are essentially no different than have been used for several decades. The most commonly used methods for pavement removal are (1) ripping and crushing, and (2) cold milling or planing of the old pavement. Regardless of the method used, it is essential that the reclaimed asphalt pavement be kept separated from the reclaimed untreated aggregate material. Any intermingled materials that do result from the removal process should be stockpiled with or added to the reclaimed asphalt pavement.

- (a) *Reclaimed Asphalt Pavement*—In the ripping and crushing operation, scarifiers, grid rollers, or rippers are used to break up the asphalt pavement. Then it is loaded and hauled to a crushing and screening plant. Alternatively, the broken-up pavement is pulverized on the roadway by a hammermill or by additional passes of a grid or V-cleated roller. Proper material sizing and separation of reclaimed asphalt pavement from the reclaimed aggregate material is more difficult in the latter case.

Specialized cold milling or planing machines have been developed that can reclaim asphalt pavement to controlled depths. In the process, the pavement is reduced to the desired maximum particle size. (Particle size is dependent upon the depth of the cut and forward speed of the cold milling equipment.) (Figures V-1, V-2 and V-3.)

- (b) *Reclaimed Aggregate Material*—After the asphalt-treated layers have been removed, any remaining aggregate materials that are to be incorporated in the recycled hot-mix may be scarified and removed with loaders, grade trimmers, or other conventional equipment.

When the pavement material removal is completed, any drainage deficiencies may be corrected. After that, the subbase or subgrade is cut, graded, and compacted to proper grade, cross section, and profile.

5.02 **PAVEMENT SIZE REDUCTION**—The degree to which reclaimed pavement materials must be processed after removal depends

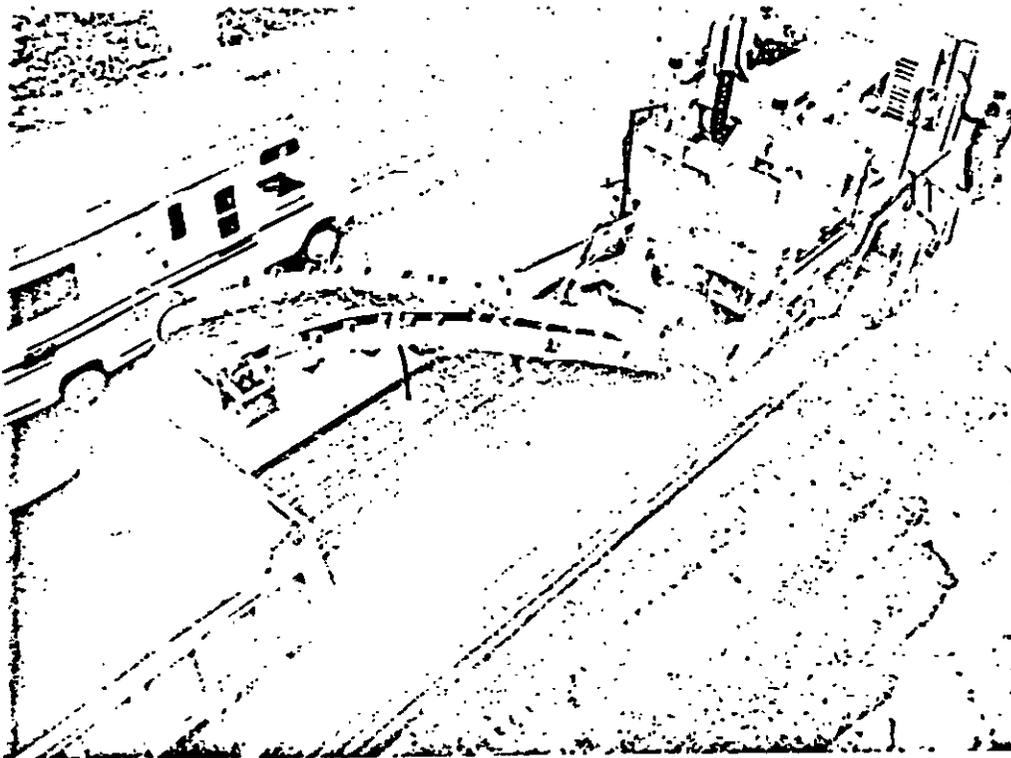


Figure V-1—Cold-milling (courtesy of CMI Corporation).

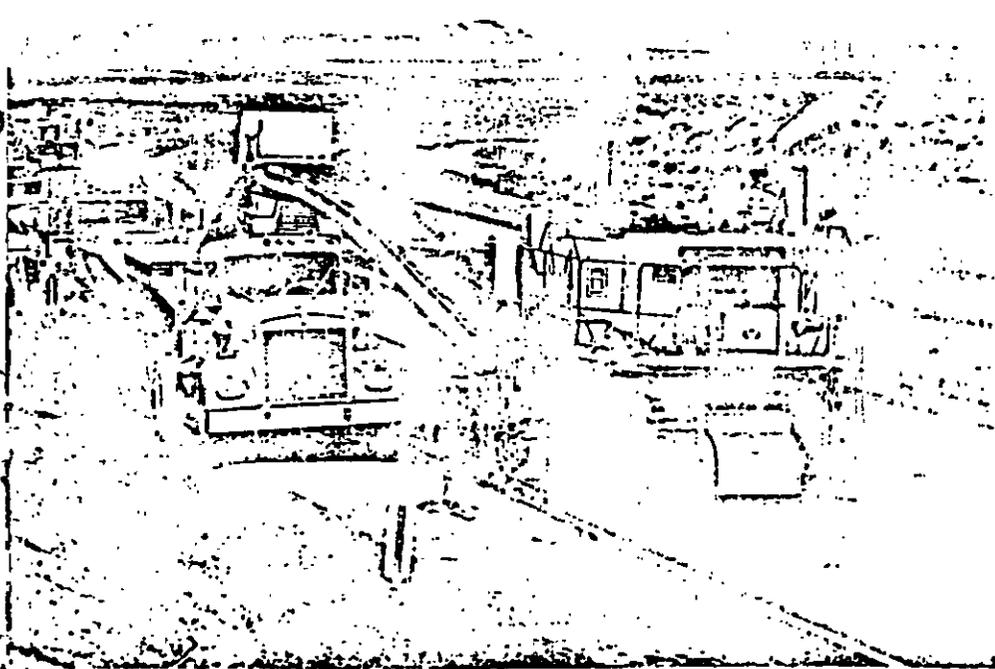


Figure V-3—Cold-milling (courtesy of CMI Corporation).

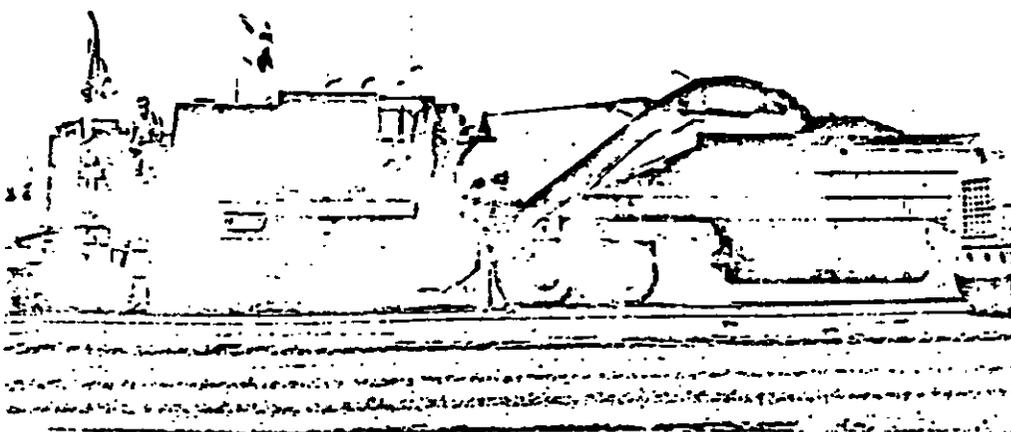


Figure V-2—Cold-milling (courtesy of Barber-Greene Company).

largely on the removal method and the requirements of the mix design. Reclaimed asphalt pavement and reclaimed aggregate materials must be processed separately. Asphalt pavement removed by ripping will have to be crushed and screened. Some reclaimed pavement materials may require crushing to reduce the maximum particle size to acceptable limits.* None of the fines should be removed from reclaimed asphalt pavement since they contain much of the aged asphalt that is to be recycled.

5.03 STOCKPILING—The height of reclaimed asphalt pavement stockpiles should be limited to 3 metres (10 feet) maximum. The restriction is to prevent the crushed materials from sticking together because of dead load and high air temperatures. For the same reason, loaders, dozers, and trucks should not be permitted on the stockpile. The reclaimed asphalt pavement should be protected from the weather to keep it as dry as possible. One way to minimize both sticking and excessive moisture is to coordinate the crushing and hot-mixing operations so that a large stockpile of crushed reclaimed asphalt pavement is not necessary.

Reclaimed untreated aggregate base and subbase should be stockpiled in the same manner as new aggregate. Proper stockpiling is discussed in

*Not to exceed a maximum of 95 percent passing a 50mm (2 in.) sieve.

132

Chapter II, *Asphalt Plant Manual* (MS-3), The Asphalt Institute.

The number and location of stockpiles depend on the requirements of the specifications and the type of recycling plant. They should be carefully planned to ensure efficient plant operation.

Chapter VI

CONSTRUCTION

6.01 PLANT PRODUCTION METHODS—When reclaimed asphalt pavement is part of the recycled mixture, some changes in normal plant processes are necessary. A number of procedures have been developed. The objective of each is to heat and dry the reclaimed asphalt pavement without exposing it directly to the high temperature flame and combustion gases in the dryer. Without these changes, recycled mixtures cannot be produced economically and still comply with regulations governing exhaust stack emissions. Equally important is protection of the asphalt in the reclaimed asphalt pavement from further hardening.

Both batch plants and drum-mix plants have been modified for the successful production of hot recycled mixtures. Also, equipment manufacturers produce plants designed expressly for recycling. Because of the variety of procedures involved, each of the plant types will be discussed separately.

6.02 BATCH PLANTS—The only technique that has proven successful in recycling through a batch plant is the heat-transfer method. Briefly, here is how it works.

The reclaimed aggregate material, or new aggregate, or both are proportioned from the cold feed bins. They are then heated in a conventional aggregate dryer. (See Table VI-1 Required Aggregate Temperatures.) From there they are conveyed to the hot storage bins in the usual manner. (For asphalt plants equipped with baghouse dust collectors, extremely high exhaust temperatures could damage the bags. At exhaust gas temperatures over 232°C (450°F), the danger of bag deterioration is extreme.)

Without heating or drying, the reclaimed asphalt pavement is carried directly from the stockpile to the cold feed bin. Necessary is a separate cold feed bin that has steep sides (approaching vertical). The reclaimed material is then conveyed to the weigh hopper (See Figure VI-1) (It is weighed as a fifth material in a normal four-bin batch plant.) There it joins the superheated untreated aggregate. Heat-transfer takes place when the proportioned materials are dropped into the pugmill.

Complete temperature equilibrium in the hot recycled mixture usually is attained some time after the mix leaves the pugmill; storage silos are an aid in this respect.

This batch-plant heat-transfer method minimizes the chance of air pollution; it eliminates the problem of clogged screens; and it prevents reclaimed asphalt pavement build-up on the hot-stone elevator. However,

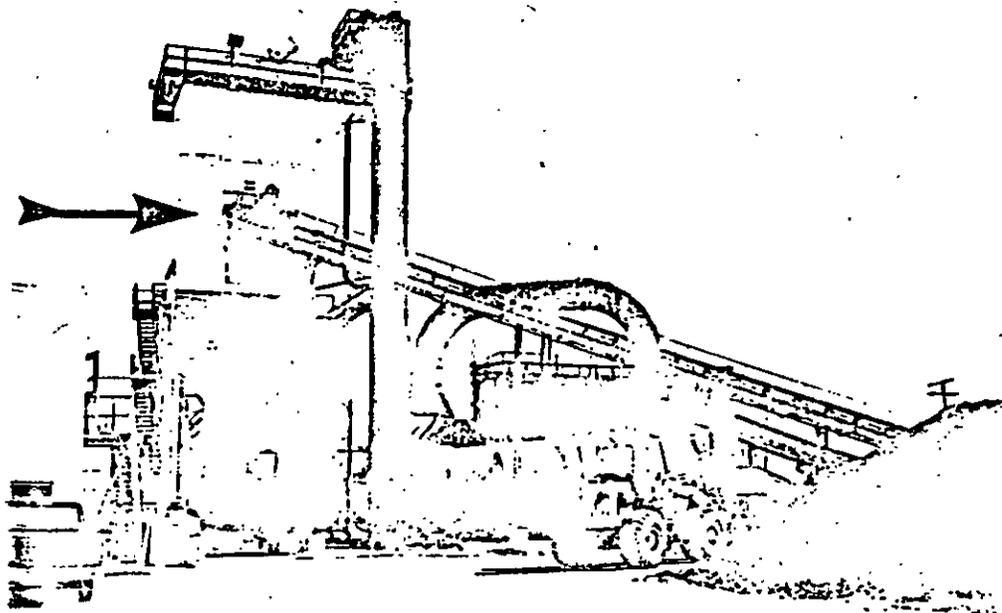


Figure VI-1—Recycling in batch plant; arrow indicates entry into weigh hopper (Courtesy of Barber-Greene Company).

sometimes a steam cloud is generated; when this occurs, venting of the pugmill may be advisable (See Table VI-2).

The amount of reclaimed asphalt pavement that can be used in the recycled mix depends on (1) the moisture content and stockpile temperature of the reclaimed material, (2) the required temperature of the recycled mix, and (3) the temperature of the superheated aggregate. If the conditions are right, i.e., moisture content of the reclaimed asphalt pavement is at, or near, a minimum and its temperature is close to the surrounding air temperature, as much as 50 percent of the recycled mixture can be reclaimed asphalt pavement.

6.03 DRUM-MIX PLANTS—In the normal operation of a drum-mix plant, aggregates are heated, dried, and mixed with asphalt in the mixing drum. Early attempts at hot-mix recycling with these plants usually produced satisfactory mixes but the plants were unable to meet minimum air-pollution standards. Exposure of the reclaimed asphalt pavement to the burner flame and the extremely hot combustion gases caused excessive blue smoke. Frequently there was a build-up of aggregate fines and asphalt on metal flights and end plates that also contributed to the smoke problem.

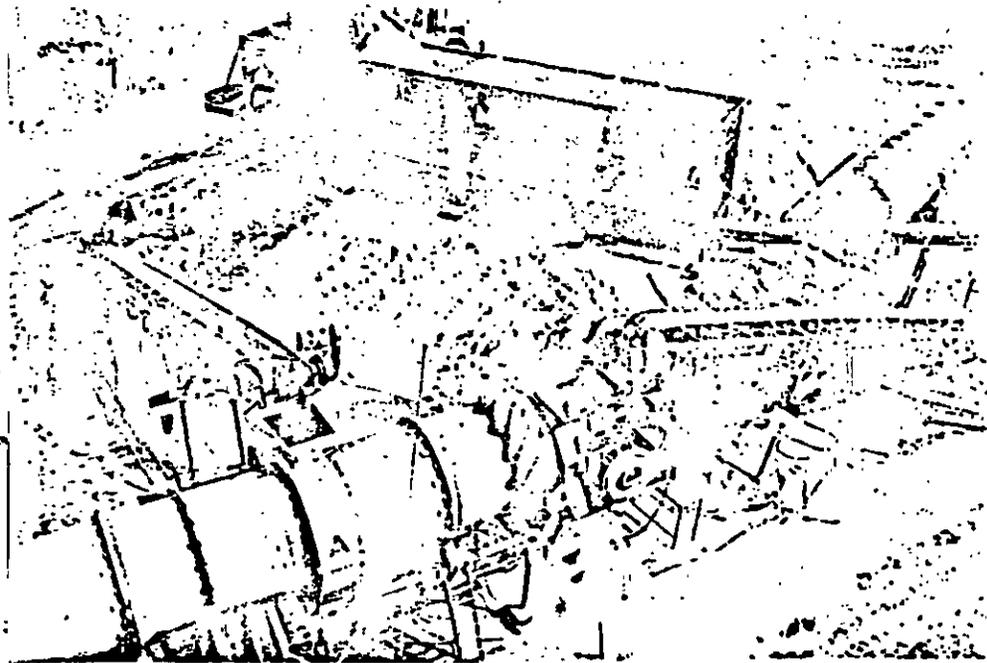


Figure VI-2—Drum plant, split feed (courtesy of CMI Corporation).

Several schemes have been used by contractors and plant manufacturers to modify existing drum-mix plants to overcome pollution problems. The successful methods are reflected in the design of new hot-mix recycling plants, viz.:

Split Feed—Several manufacturers produce drum plants using the split feed approach. In all of these plants, untreated aggregate enters the drum at the burner end of the drum. The aggregate is dried and superheated.

It joins the reclaimed asphalt pavement at a point far enough downstream from the burner to be away from the flame and extremely hot gases. Depending on the plant; the reclaimed asphalt pavement enters the drum near the center through openings in the shell, or from the rear of the drum. New asphalt cement, recycling agent, or both are added. Mixing is accomplished in the lower half of the drum (Figures VI-2 and VI-3).

Drum-in-a-Drum—A smaller drum, in both diameter and length, is partially inserted into the upper end of the main drum. The burner fires into the smaller drum. Reclaimed aggregate material, new aggregate, or both enter the inner drum at the burner end. Reclaimed asphalt pavement enters the main drum at the burner end also, but not through the burner flame, which is fired in the inner drum only. The

134

TABLE VI-1 REQUIRED AGGREGATE TEMPERATURES

A. RATIO: 10% RAP/90% Aggregate

Reclaimed Material Moisture Content, %	Recycled Mix Discharge Temperature							
	104°C (220°F)	116°C (240°F)	127°C (260°F)	138°C (280°F)	149°C (300°F)	161°C (320°F)	173°C (340°F)	185°C (360°F)
0	121	(250)	138	(280)	152	(305)	163	(325)
1	127	(260)	143	(290)	154	(310)	168	(335)
2	132	(270)	146	(295)	157	(315)	171	(340)
3	138	(280)	149	(300)	163	(325)	174	(345)
4	141	(285)	152	(305)	166	(330)	177	(350)
5	143	(290)	157	(315)	168	(335)	182	(360)

B. RATIO: 20% RAP/80% Aggregate

0	138	(280)	154	(310)	168	(335)	182	(360)
1	146	(295)	160	(320)	177	(350)	191	(375)
2	154	(310)	168	(335)	182	(360)	196	(385)
3	163	(325)	177	(350)	191	(375)	204	(400)
4	171	(340)	185	(365)	199	(390)	213	(415)
5	179	(355)	193	(380)	207	(405)	221	(430)

C. RATIO: 30% RAP/70% Aggregate

0	157	(315)	174	(345)	191	(375)	207	(405)
1	168	(335)	185	(365)	202	(395)	218	(425)
2	182	(360)	199	(390)	216	(420)	232	(450)
3	196	(385)	213	(415)	229	(445)	246	(475)
4	210	(410)	227	(440)	243	(470)	260	(500)
5	224	(435)	241	(465)	257	(495)	274	(525)

D. RATIO: 40% RAP/60% Aggregate

0	179	(355)	199	(390)	218	(425)	238	(460)
1	199	(390)	218	(425)	238	(460)	257	(495)
2	218	(425)	238	(460)	257	(495)	277	(530)
3	243	(470)	260	(500)	279	(535)	299	(570)
4	260	(500)	279	(535)	299	(570)	321	(610)
5	285	(545)	302	(575)	321	(610)	341	(645)

E. RATIO: 50% RAP/50% Aggregate

0	210	(410)	235	(455)	257	(495)	282	(540)
1	241	(465)	268	(515)	288	(550)	310	(590)
2	271	(520)	293	(560)	318	(605)	343	(650)
3	302	(575)	327	(620)	349	(660)	374	(705)
4	338	(640)	360	(680)	379	(715)	404	(760)
5	368	(690)	391	(735)	413	(775)	438	(820)

NOTE: 11°C (20°F) loss between dryer and pugmill assumed in these calculations.

Table courtesy of the National Asphalt Pavement Association.

TABLE VI-2 RATE OF WATER VAPOR RELEASED FROM PUGMILL

Reclaimed Material Per Batch	Percent Moisture in Reclaimed Material					
	1	2	3	4	5	
Kilograms (Pounds) m ³ /min (ft ³ /min)	454 (1,000)	45 (1,600)	93 (3,300)	142 (5,000)	190 (6,700)	241 (8,500)
907 (2,000)	91 (3,200)	187 (6,600)	280 (9,900)	379 (13,400)	479 (16,900)	569 (20,400)
1,361 (3,000)	139 (4,900)	278 (9,800)	422 (14,900)	569 (20,100)	719 (25,400)	960 (33,900)
1,814 (4,000)	184 (6,500)	371 (13,100)	564 (19,900)	759 (26,800)	960 (33,900)	1,198 (42,300)
2,268 (5,000)	229 (8,100)	464 (16,400)	705 (24,900)	949 (33,500)	1,138 (40,200)	1,438 (50,800)
2,722 (6,000)	275 (9,700)	558 (19,700)	844 (29,800)	1,138 (40,200)	1,438 (50,800)	

NOTE: Water vapor release time is assumed to be 10 seconds.
Table courtesy of National Asphalt Pavement Association.

135

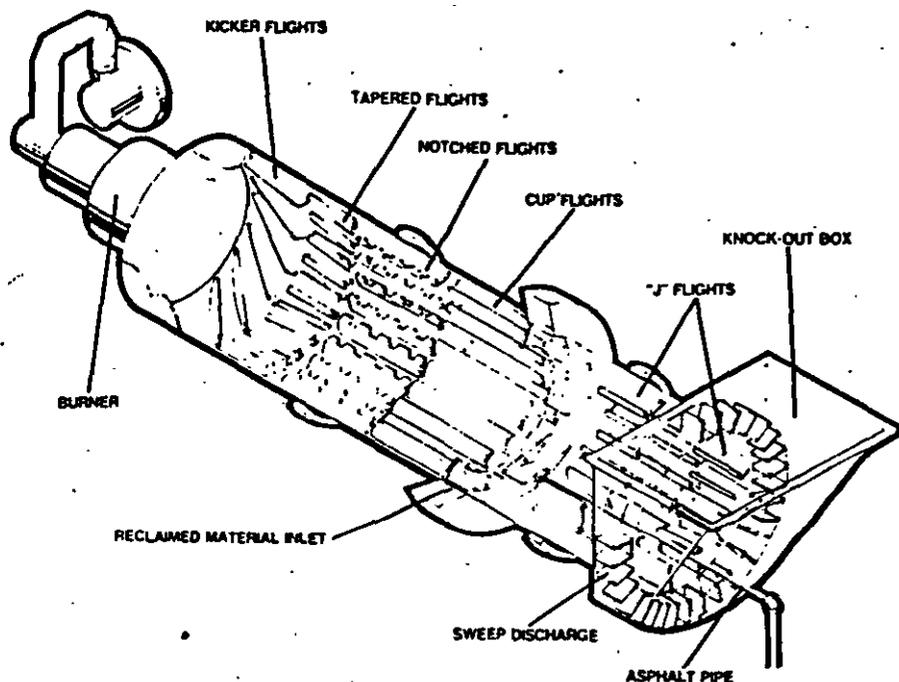


Figure VI-3—Drum plant, cutaway diagram (courtesy of Barber-Greene Company).

reclaimed asphalt pavement is heated by convection from the hot gases, the hot metal of the inner drum, and by heat-transfer from the superheated untreated aggregate, which joins it at the downstream end of the inner drum. Near this point, new asphalt cement and/or recycling agent are added and mixing continues through the rest of the main drum (Figure VI-4).

Low-Temperature Convection—A combustion chamber with a conical heat shield is inserted between the burner and the drum. Reclaimed asphalt pavement alone or with reclaimed aggregate material, or new aggregate, or both enter the drum at the burner end. Water may be added to the combined materials before they enter the drum. New asphalt cement, recycling agent, or both are added to the heated materials during the drying phase of the process. The mixture is discharged at the lower end of the drum (Figure VI-5).

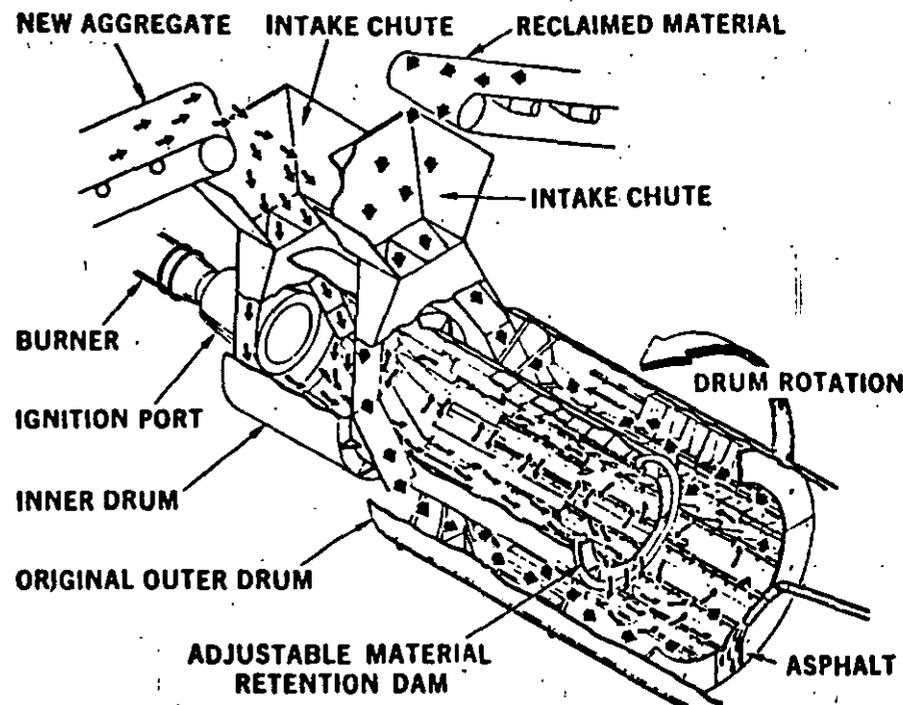


Figure VI-4—Drum plant, drum-in-a-drum (courtesy of Iowa Manufacturing Company).

6.04 PRODUCTION TIPS—Plant efficiency and production rate for batch and drum type plants are increased as the percentage of reclaimed asphalt pavement is decreased. In many cases, distinct economic advantages for Full-Depth pavement designs may result if recycled mixtures containing both reclaimed asphalt pavement and reclaimed aggregate base materials are used.

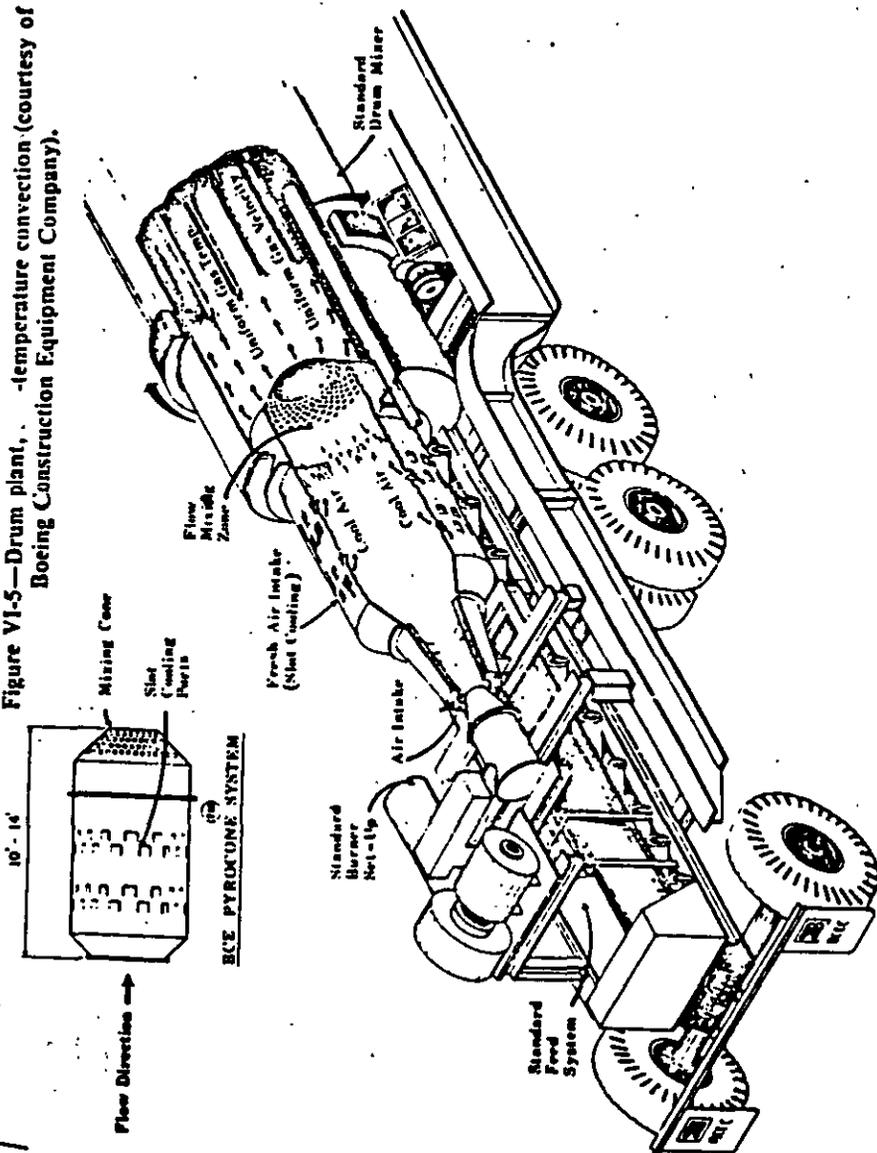
Since the hot-mix recycling of reclaimed asphalt pavements is done by heat-transfer, it is essential that the moisture in the stockpile of reclaimed materials be kept to a practical minimum. Excess moisture renders difficult the attainment of the uncoated-aggregate temperature necessary for effective heat-transfer.

6.05 SPREADING AND COMPACTING—Conventional equipment and procedures are used for spreading and compacting hot-mix recycled mixtures. Spreading temperatures generally range between 104°F and 138°C (220° and 280°F).

136

The compacting of asphalt paving mixtures is discussed in detail in the *Asphalt Paving Manual* (MS-8), The Asphalt Institute; see also *Factors Affecting Compaction* (ES-9), The Asphalt Institute.

Figure VI-5—Drum plant, temperature convection (courtesy of Boeing Construction Equipment Company).



Index

A

- AASHTO M 20, 6
- AASHTO M 226, 6
- AASHTO T-2, 5
- Advantages of recycling, 3
- Agent, recycling, 2, 6, 7
 - Selection of, 6, 7
- Aggregates
 - Asphalt demanded by, percent, 11
 - Blending of, 7
 - Combining the, 9, 14
 - Evaluation of, 6
 - Extracted, 1
 - Fines build-up, 26
 - New, proportion of, 14
 - Preliminary testing of, 7
 - Reclaimed, 1, 21, 23
 - Temperatures, required, table of, 28
- Air-pollution standards, 26
- Air quality problems, 3
- Asphalt
 - Aged, 19
 - Aggregates demand for, 15
 - Blending chart, 12, 16
 - Evaluation of, 6
 - Extraction procedure, 6
 - Grades comparisons, 17
 - Grading systems, 11
 - New, 6, 11, 15, 17, 18
 - Reclaimed, 16
 - Selection of grade of new, 11
 - Viscosity and selection of, 11

B

- Batch plants, 25
 - Capacity of, 9
 - Heat-transfer in, 25
 - Mix design, and the, 13
 - Recycling in, 26
- Blending charts, 12, 16

C

- CKE test, 11

- Cold feed bin, 25
- Cold-milling, 21, 22, 23
- Compaction, 31, 32
 - Publications on, 32
 - Subbase, of, 21
- Conference of asphalt users, Pacific Coast, 6
- Conservation and recycling, 2
- Construction, 25-32
- Convection, low-temperature, 30, 32

D

- Design
 - Job-mix formula in, 13
 - Materials proportioning, 9
 - Mix, of, 13, 17
 - Preparatory steps in, 9
 - Recycling, for, 9-19
 - Thickness, 20
 - Trial mix, 13, 15, 18
- Drainage deficiencies, 20, 21
- Drum mixing, 3, 25, 27
- Drum plant illustrations, 27, 30, 31, 32

E

- Economics and pavement design, 2
- Energy conservation, 2
- Extraction of asphalt, procedure for, 6

F

- Field tests, 2
- Flow chart of mix-design procedure, 10
- Full-depth asphalt pavement, 2

H

- Hammermill, 21
- Heat-transfer in drum mixing, 3, 25, 31
- Hot-mix recycling, 2
- Hveem method, 5, 9, 10

I

- Immersion compression test, 7
- Improvements, structural, 3

J

- Job-mix formula, 13
 - Selection of, 15, 18

137

L
Layer coefficients, 20

M
Marshall method, 5, 9, 10
Materials
 Evaluation of, 5
 Proportioning of, 9
 Reprocessing, iii
Mix design
 Example, 13
 Flow chart, 10
Moisture content of reclaimed material,
 26, 28

P
Pavement
 Asphalt, defined, 1
 Design principles, 2
 Full-depth asphalt, 2, 30
 Layer coefficients, for, 20
 Pulverization of, 21
 Reclaimed, 21, 27
 Reduction of size of, 21
 Removal of, 21
 Ripping of, 23
Penetration grades and viscosity grades
 comparison, 17
Plant
 Air-pollution standards, and, 26
 Batch plants, 25
 Blue smoke from, 26
 Drum-in-a-drum, 27
 Drum-mix type, 25, 26, 27, 30
 Efficiency of, 31
 Heat-transfer in, 25
 Production methods, 25
 Pugmill venting in, 26
 Recycling, for, 24
 Split feed in, 27
 Steam cloud generation in, 26
 Weigh hopper in, 26
Pugmill venting, 26
Pugmill, water vapor released from, 29

R
RAM, 1, 14, 15, 18
RAP, 1, 13, 14, 15, 18
Reclaimed aggregate, 1
Reclaimed asphalt
 Blending chart, 12, 16
Reclaimed material
 Moisture content of, 26
 Exposure to burner flame in plant, 26

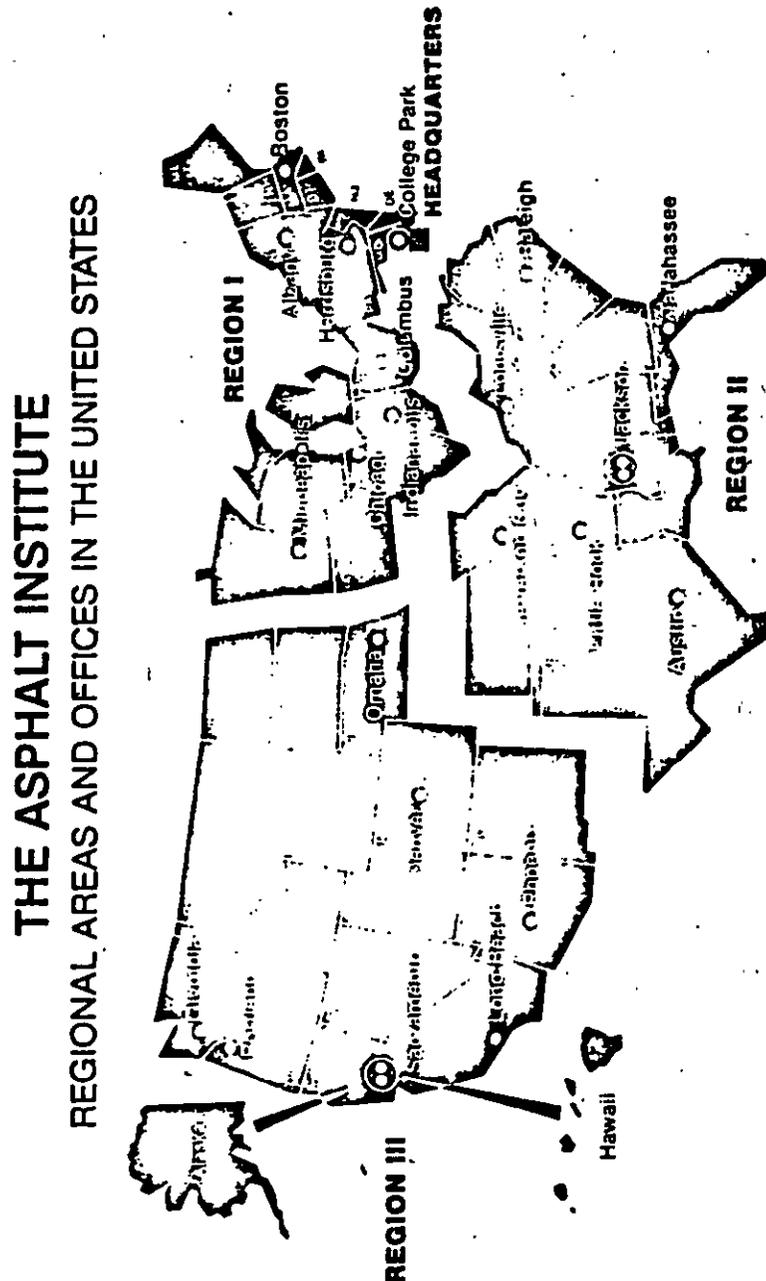
Reclaimed pavement, 1
Reclaiming procedures, 21-24
Recycled mixture, 2
Recycling, iii, 1
 Advantages of, 3
 Conservation and, 2
 Cost-effectiveness, and, 2
 Equipment for placement of mix, 3
 Hot-mix, 2
 Methods of hot-mix, 3
 Reasons for, 2
Rehabilitation, pavement
 Alternatives in, 2
 Recycling and, 2
Rejuvenating agent, 19

S
Sampling
 Materials evaluation, in, 15
Screens, clogged, 25
Smoke problems, 26
Split feed in drum plant, 27
Spreading the reclaimed mixture, 31
Stockpile
 Materials sticking in, 23
 Moisture content of, 26
 Temperatures, and, 23
Stockpiling, 23
Steam cloud generation, 26
Stripping, 7
Subbase compaction, 21
Subgrade strength, 20

T
Temperatures
 Aggregate, of, 28
 Discharge of mix, at, 28
 Equilibrium in plant, 25
 Low-temperature convection, 30
 Spreading, of, 31
 Stockpile, and the, 23
Testing of aggregates, 7
Traffic weight and volume, 20
Trial mix design, 13, 15

V
V-cleated roller, 21
Viscosity grades and penetration grades
 comparison, 17

W
Water vapor released from pugmill, 29



138

THE ASPHALT INSTITUTE

EXECUTIVE OFFICES AND RESEARCH CENTER
Asphalt Institute Building
College Park, Maryland 20740

The Asphalt Institute is an international, nonprofit association sponsored by members of the petroleum asphalt industry to serve both users and producers of asphaltic materials through programs of engineering service, research and education. Membership is limited to refiners of asphalt from crude petroleum, and to processors manufacturing finished paving asphalts and/or non-paving asphalts but not starting from crude petroleum. Institute Members provide quality products and advocate quality construction and timely maintenance. A total of 62 Members have headquarters in offices in:

United States	38	Europe	7
Canada	5	Middle East	4
South America	3	Asia	2

MEMBERS OF THE ASPHALT INSTITUTE (As of July 1, 1961)

ALLIED MATERIALS CORPORATION, Oklahoma City
AMOCO OIL COMPANY, Chicago
ARCO PETROLEUM PRODUCTS COMPANY, Philadelphia
ASFALTOS ESPAÑOLES, S.A., Madrid, Spain
ASHLAND PETROLEUM CO., Ashland, Kentucky
ASPHALT MATERIALS, INC., Indianapolis
BP CANADA LIMITED, Montreal, Quebec, Canada
BRITISH PETROLEUM COMPANY, LIMITED, THE, London, England
CENEX, Laurel, Montana
CHEVRON CANADA LIMITED, Vancouver, B.C., Canada
CHEVRON U.S.A. INC., San Francisco
COMPANIA ESPANOLA DE PETROLEOS, S.A., Madrid, Spain
CONOCO INC., Houston
CORPOVEN, S.A., Caracas, Venezuela
DELTA REFINING COMPANY, Memphis, Tennessee
DOUGLAS OIL COMPANY OF CALIFORNIA, Los Angeles, Costa Mesa
EDGINGTON OIL COMPANY, INC., Long Beach, California
EGYPTIAN GENERAL PETROLEUM CORP., THE, Cairo, Egypt
ELF FRANCE, Paris, France
ENERGY COOPERATIVE, INC., Chicago
EXXON COMPANY, U.S.A., Houston
EXXON CORPORATION, New York
GULF CANADA PRODUCTS COMPANY, A Division of Gulf Canada Limited,
Toronto, Ontario, Canada
HUNT OIL COMPANY, Dallas
MUSKY OIL MARKETING LTD., Calgary, Alberta, Canada
IMPERIAL OIL LIMITED, Toronto, Ontario, Canada
INDUSTRIA ITALIANA PETROLI SpA, Genoa, Italy
IRVING OIL LIMITED, St. John, New Brunswick, Canada
JORDAN PETROLEUM REFINERY COMPANY LTD., Amman, Jordan
KERR-McGEE REFINING CORPORATION, Oklahoma City
KOCH ASPHALT COMPANY, Wichita, Kansas
KOPPERS COMPANY, INC., Pittsburgh
LAGOVEN, S.A., Caracas, Venezuela
MACMILLAN PETROLEUM (ARKANSAS), INC., El Dorado, Arkansas
MARATHON OIL COMPANY, Findlay, Ohio
MOBIL OIL CORPORATION, Fairfax, Virginia
MOBIL OIL CORPORATION—M&R Div.—INTL, New York
MOORE & MUNGER INC., Fairfield, Connecticut
NATIONAL REFINERY LIMITED, Karachi, Pakistan
NEWHALL REFINING CO., INC., Newhall, California

MEMBERS OF THE ASPHALT INSTITUTE (Continued)

AB NYNAS PETROLEUM, Stockholm, Sweden
OKLAHOMA REFINING COMPANY, Oklahoma City, Oklahoma
PAZ OIL COMPANY LTD., Haifa, Israel
PETROFINA CANADA INC., Montreal, Quebec, Canada
PETROPHIL CORPORATION, Rizal (Metro Manila), Philippines
PHILLIPS PETROLEUM COMPANY, Bartlesville, Oklahoma
SAN JOAQUIN REFINING COMPANY, INC., Bakersfield, California
SEMINOLE REFINING, INC., St. Marks, Florida
SHELL-CANADA LIMITED, Toronto, Ontario, Canada
SHELL CURACAO N.V., Willemstad, Curacao, Netherlands Antilles
SHELL INTERNATIONAL PETROLEUM COMPANY LIMITED, London, England
SHELL OIL COMPANY, Houston
SOUTHLAND OIL COMPANY, Jackson, Mississippi
STANDARD OIL COMPANY, THE (Ohio), Cleveland
SUN PETROLEUM PRODUCTS COMPANY, Philadelphia
TOSCO CORPORATION, El Dorado, Arkansas
TOTAL PETROLEUM, INC., Alma, Michigan
TURKISH PETROLEUM CO.—IZMIR REFINERY, Alsancak-Izmir, Turkey
UNITED REFINING COMPANY, Warren, Pennsylvania
U.S. OIL & REFINING CO., Tacoma, Washington
VULCAN REFINING COMPANY, Cordova, Alabama
WITCO CHEMICAL CORPORATION—Pioneer Division, New York
ZIEGLER CHEMICAL & MINERAL CORP., Great Neck, New York

ASPHALT INSTITUTE ENGINEERING OFFICES (As of July 1, 1981)

NORTHEASTERN REGION (I)

ROCKVILLE, MD. 20852—6200 Montrose Rd., (301) 468-6780, District of Columbia, Maryland, Delaware
ALBANY, N.Y. 12205—6 Airline Dr., (518) 869-2335, New York
BOSTON, MASS.—(Address: 599 North Ave., Door 9, Wakefield 01880), (617) 245-6046, Connecticut, Maine, Massachusetts, New Hampshire, Rhode Island, Vermont
HARRISBURG, PA., 17109—13 North Progress Ave., (717) 545-4713, New Jersey, Pennsylvania
COLUMBUS, OHIO—(Address: 6563 Worthington-Galena Rd., Suite 204, Worthington 43085), (614) 436-9529, Ohio
INDIANAPOLIS, IND. 46240—1010 East 86th St., (317) 846-9146, Indiana, Michigan
CHICAGO, ILL.—(Address: 2400 E. Devon Ave., Suite 254, Des Plaines 60018), (312) 297-5907, Illinois, Wisconsin
MINNEAPOLIS, MINN. 55422—6100 Golden Valley Rd., Suite 113, (612) 846-2311, Minnesota, Iowa

SOUTHEASTERN REGION (II)

JACKSON, MISS. 39206—415 Comet Dr., Suite 3, (601) 881-3417, Louisiana, Mississippi, Alabama, Memphis (Tenn.)
AUSTIN, TEXAS 78752—7701 Cameron Rd., Suite 101, (512) 454-7927, Eastern Texas
NORTH LITTLE ROCK, ARK. 72116—P. O. Box 4007 (5318 John F. Kennedy Blvd.), (501) 758-0484, Arkansas, Oklahoma
TALLAHASSEE, FLA. 32303—2639 North Monroe, Sta. 15, (904) 385-7822, Florida, Georgia
RALEIGH, N.C. 27605—2016 Cameron St., (919) 828-5998, North Carolina, South Carolina, Virginia
LOUISVILLE, KY. 40207—4050 Westport Rd., (502) 895-6966, Kentucky, West Virginia
JEFFERSON CITY, MO. 65101—400 East High St., Suite 305, (314) 635-1181, Missouri, Kansas

WESTERN REGION (III)

SACRAMENTO, CALIF. 95815—1796 Tribute Rd., (916) 922-6507, Northern California, Nevada, Alaska, Hawaii
LONG BEACH, CALIF. 90807—4201 Long Beach Blvd., Suite 230, (213) 427-7985, Southern California
PHOENIX, ARIZ. 85016—3625 N. 16th St., (602) 266-2516, Arizona, New Mexico, Southwest Texas
PORTLAND, ORE.—(Address: Park Plaza West, Suite 322, 10700 S.W. Beaverton-Hillsdale Hwy., Beaverton 97005), (503) 643-4111, Oregon, Idaho
OLYMPIA, WASH. 98501—120 Union Avenue Bldg., (206) 943-0320, Washington, Montana
DENVER, COLO. 80215—1401 Saulsbury St., Suite 205, (303) 238-3411, Colorado, Utah, Wyoming
OMAHA, NEB. 68132—6901 Dodge St., Room 105, (402) 556-4811, Nebraska, North Dakota, South Dakota

1stEdn
Bladen15M781

MEMORIA DE SEMINARIO

“PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO EN LA RECUPERACION DE CARPETAS ASFALTICAS “

**C.N.I.C.
WIRTGEN / MAPSA
NOV' 28, 1996
MEXICO, D.F.**

TEXTO : FRESADO EN FRIO

EL FRESADO EN FRIO, UN NUEVO CONCEPTO DESARROLLADO DENTRO DEL CAMPO DE LA CONSTRUCCION DE CALLES Y CARRETERAS DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL, NOS OFRECE ALTERNATIVAS ECONOMICAS CONTRA EL ALTO COSTO DE RE-HABILITACION DE PAVIMENTOS.

EN EL PASADO, NUESTRAS OPCIONES PARA LA REPARACION DE UN PAVIMENTO ERAN LAS SIGUIENTES :

*** RE-CONSTRUCCION TOTAL**

ESTE METODO ES EXTREMADAMENTE CARO Y CAUSA EL CIERRE DE VIALIDAD POR LARGOS PERIODOS DE TIEMPO.

*** EL RE-CARPETE O SOBRE CARPETA**

ESTE METODO RESUELVE LOS PROBLEMAS DE LA SUPERFICIE DE LA CARPETA DE RODAMIENTO PERO EN OCASIONES PRODUCE SERIOS PROBLEMAS GEOMETRICOS DE RE-NIVELACIONES POR EJEMPLO: ALCANTARILLAS, BOCAS DE TORMENTA, GUARNICIONES, REGISTROS DE AGUA, ETC.

*** REPARACIONES DE BACHEO**

PROBABLEMENTE EL METODO MAS COMUN Y ECONOMICO PERO A LA LARGA CON RESULTADOS INSATISFACTORIOS.

QUE ES EL FRESADO EN FRIO

ES REMOVER EL PAVIMENTO EXISTENTE POR MEDIO DE UN METODO CONTROLADO AUTOMATICAMENTE A UNA PROFUNDIDAD DESEADA, CON UN EQUIPO DISEÑADO ESPECIALMENTE PARA ESTE TRABAJO Y RESTAURANDO LA SUPERFICIE NUEVA A UN NIVEL Y BOMBEO ESPECIFICADO.

LA NUEVA SUPERFICIE QUEDA LIBRE DE ARRINONAMIENTOS, FRACTURAS U OTRAS IMPERFECCIONES DEL PAVIMENTO.

LA NUEVA SUPERFICIE DEL PAVIMENTO FRESADO QUEDA CON UNA TEXTURA, Y EL TRAMO PUEDE SER ABIERTO A TRAFICO INMEDIATAMENTE O TAMBIEN SE LE PUEDE TIRAR UN RIEGO DE LIGA Y POSTERIORMENTE TENDER UNA CAPA DELGADA DE CARPETA ASFALTICA DE RODAMIENTO.

VENTAJAS :

*** CONVENIENCIA PARA EL PUBLICO**

EL FRESADO EN FRIO PUEDE REALIZARSE RAPIDAMENTE SIN OBSTRUCCION DEL FLUJO DE TRAFICO.

*** SEGURIDAD Y LIMPIEZA**

EL FRESADO EN FRIO ES UN SISTEMA SANO DE RE-HABILITACION DE PAVIMENTOS EN DONDE NO SE REQUIERE DE OBSTRUCCIONES U OBSTACULOS PELIGROSOS DENTRO DE LA OBRA. EL SISTEMA ES RELATIVAMENTE LIBRE DE CONTAMINACION, EL PROCESO NO GENERA HUMO Y LA CANTIDAD PEQUEÑA DE POLVO SE PUEDE CONTROLAR FACILMENTE.

*** EFICIENCIA**

EL FRESADO EN FRIO PUEDE ENFOCARSE DIRECTAMENTE AL PROBLEMA DEL PAVIMENTO ASFALTICO O CONCRETO HIDRAULICO EL CUAL PUEDE CORREGIRSE SIN TENER QUE GASTAR TIEMPO Y DINERO EN LAS CAPAS ESTRUCTURALES ADYACENTES COMO (BASE O SUB-BASE) E IGUALMENTE SIN INTERRUMPIR EL DISEÑO GEOMETRICO DEL TRAMO.

*** VERSATILIDAD**

EL METODO DE FRESADO EN FRIO NO ESTA LIMITADO A AUTOPISTAS O SUPERCARRETERAS. EXISTE UNA GRAN GAMA DE FRESADORAS LAS CUALES HACEN ACCESIBLE ESTE METODO PARA FRESADO EN FRIO EN AREAS URBANAS O METROPOLITANAS, COMUNIDADES PEQUEÑAS, IGUALMENTE PARA DEPENDENCIAS FEDERALES Y DEPENDENCIAS ESTATALES. YA QUE EL FRESADO EN FRIO ATACA A UNA VARIEDAD DE DIFERENTES PROBLEMAS DENTRO DE LA REHABILITACION DE UNA PAVIMENTACION TALES COMO :

- DETERIODO DE LA CARPETA ASFALTICA DE RODAMIENTO, O LA SUPERFICIE DE CONCRETO HIDRAULICO.
- GUARNICIONES CUBIERTAS POR SOBRE-CARPETAS
- LOS PERALTES EN LOS PUENTES AFECTADOS POR SOBRE CARPETEO
- Y OTROS FACTORES.

*** AHORRO**

EL MATERIAL ASFALTICO QUE A SIDO REMOVIDO POR EL METODO DE FRESADO FRIO PUEDE SER RE-HUSADO O RECICLADO COMO RAP (PRODUCTO ASFALTICO RECICLADO) EN OTROS PROCESOS CONSTRUCTIVOS, DANDO LE UN VALOR EFECTIVO AL MATERIAL FRESADO.

TEXTO : RECICLADO EN FRIO

UNA DE LAS ACTIVIDADES TRADICIONALES DE LA COMPAÑIA WIRTGEN ES EL ESTUDIO DE METODOS ECONOMICOS E IGUALMENTE ECOLOGICOS PARA MEJORAR LA INFRAESTRUCTURA VIAL.

LA CRECIENTE ACEPTACION EN TODOS LOS MERCADOS DE LA TECNICA MODERNA DE RECICLADO EN FRIO PARA MEJORAR LA CAPACIDAD PORTANTE DE LAS CARRETERAS Y EL EXITO EN LA FABRICACION DE FRESADORAS EN FRIO DURANTE MUCHOS AÑOS SON LOS MOTIVOS FUNDAMENTALES EN EL DESARROLLO DE LOS NUEVO EQUIPOS WIRTGEN.

EN TODOS LOS PAISES, LA RE-HABILITACION DE CARRETERAS Y EL REFUERZO DE LAS CAPACIDADES PORTANTES ES UNA NECESIDAD PARA MEJORAR Y MANTENER EL BUEN NIVEL DE SERVICIO DE LA INFRAESTRUCTURA VIAL.

ENTRE TODAS LAS TECNICAS EMPLEADAS, EL METODO WIRTGEN DE RECICLADO EN FRIO HA GANADO MAS ACEPTACION, PORQUE PERMITE CONSERVAR LAS RESERVAS NATURALES DE MATERIAS PRIMAS Y REDUCIR LOS COSTOS DE LAS OBRAS EN MAYOR MEDIDA QUE OTROS PROCEDIMIENTOS CONVENCIONALES.

LOS RESPONSABLES DEL SECTOR DE LA CONSTRUCCION DE CARRETERAS VALORAN LAS VENTAJAS ECONOMICAS Y ECOLOGICAS DEL METODO WIRTGEN DE RECICLADO EN FRIO.

EL CONSTRUCTOR : POR EJEMPLO

" EL METODO WIRTGEN DE RECICLADO EN FRIO ES UN CAMPO NUEVO DE AMPLIAS APLICACIONES, QUE ME PERMITE AUMENTAR LAS ACTIVIDADES DE MI EMPRESA, Y, ADEMAS MEJORAR SUBSTANCIALMENTE LA CALIDAD DE MIS SERVICIOS Y PRESTACIONES ".

EL INGENIERO CONSULTOR :

" EL METODO DE RECICLADO EN FRIO DE WIRTGEN AMPLIA LAS TECNICAS PARA EL SANEAMIENTO DE LAS CARRETERAS. ES DE INTERES DESTACAR QUE CUANDO EL PAVIMENTO REQUIERE UN TRATAMIENTO A MAYOR PROFUNDIDAD, EL RECICLADO EN FRIO SUPERA EN MUCHOS CASOS LAS TECNOLOGIAS UTILIZADAS ACTUALMENTE ".

LA ADMINISTRACION PUBLICA :

" LA TECNICA CONSTRUCTIVA DEL METODO WIRTGEN DE RECICLADO EN FRIO ES UNA SOLUCION INTERESANTE PARA EL REACONDICIONAMIENTO DE CARRETERAS. PRESCINDE EN GRAN MEDIDA DE LA EXPLOTACION DE NUESTROS RECURSOS NATURALES, REDUCE LOS TRANSPORTES O ACARREOS DE MATERIALES EN LAS OBRAS, ESTO CONTRIBUYE A OBTENER AHORROS EN LOS TRABAJOS DE SANEAMIENTO.

EL METODO WIRTGEN DE RECICLADO EN FRIO ES LA TECNOLOGIA DEL FUTURO Y LA REUTILIZACION DE MATERIALES VALIOSOS.

LOS PAVIMENTOS DE NUESTRAS CARRETERAS CONTIENEN UNA GRAN CANTIDAD DE MATERIALES QUE TUVIERON QUE SER TRANSPORTADOS DESDE LARGAS DISTANCIAS Y QUE POR CONSIGUIENTE, SE EXTENDIERON CON UN ALTO COSTO Y ESFUERZO.

ESTO SIGNIFICA QUE EN EL TRAMO O EN LA OBRA SE ENCUENTRAN MATERIAS PRIMAS SECUNDARIAS LISTAS Y A LA ESPERA DE SER UTILIZADAS CUANDO SE VAYA A REPARAR ESTE PAVIMENTO CON EL PROCEDIMIENTO DE RECICLADO EN FRIO. CON ESTE PROCEDIMIENTO ES TOTALMENTE INNECESARIO EL TRANSPORTE DE LOS MATERIALES EXISTENTES, EVITANDOSE, POR LO TANTO LOS COSTOS DE ACARREO Y TAMBIEN LAS MOLESTIAS PROVOCADAS EN EL TRAFICO POR LOS CAMIONES DE VOLTEO.

LOS COSTOS TOTALES PUEDEN, POSTERIORMENTE, DISMINUIRSE TODAVIA MAS, GRACIAS A LA DISMINUCION DEL TRAFICO, YA QUE LA CANTIDAD DE MATERIAL NUEVO ES SOLO UNA FRACCION DEL UTILIZADO CON METODOS CONVENCIONALES.

EL RECICLADO EN FRIO ES UN METODO ECONOMICO QUE AHORRA MATERIAS PRIMAS Y QUE SE UTILIZA EN UNA GRAN VARIEDAD DE TRABAJOS COMO : CARRETERAS RURALES, CARRETERAS DE GRAVA NO PAVIMENTADAS, CARRETERAS ENTRE PUEBLOS Y CIUDADES, CARRETERAS PRINCIPALES Y AUTOPISTAS.

ESTE METODO AYUDA A LA CONSERVACION DE LOS RECURSOS NATURALES, UN FACTOR DE GRAN IMPORTANCIA ECONOMICA Y COLABORA ASI MISMO EN LA PRODUCCION DEL MEDIO AMBIENTE.

PROCEDIMIENTO

EL PROCEDIMIENTO DEL RECICLADO EN FRIO WIRTGEN CONSISTE EN QUE EL PAVIMENTO EXISTENTE SE FRESA Y AMBAS CAPAS, LA CAPA ENVUELTA CON LIGANTE O ASFALTO Y LA BASE GRANULAR, SE REUTILIZAN TOTALMENTE PARA FORMAR EL NUEVO PAVIMENTO. LOS MATERIALES GRANULADOS RECUPERADOS DEL PAVIMENTO EXISTENTE SIRVEN DE MATERIA PRIMA PARA RE-PROCESARLOS, ASI SE FORMA UNA NUEVA MEZCLA DE MATERIALES A LOS QUE SE LES AÑADEN LOS LIGANTES O EMULSIONES ANTES DE VOLVERNOS A EXTENDER DIRECTAMENTE CON LA RECICLADORA, PRODUCIENDO ASI, UNA ELEVADA CAPACIDAD PORTANTE DEL PAVIMENTO RECICLADO.

PRUEBAS DE LABORATORIO

EL MATERIAL " ALMACENADO " EN EL PAVIMENTO SE FRESA Y SE TRITURA. ASI SE OBTIENE, PARA SU TRATAMIENTO POSTERIOR, UNA MEZCLA DE MATERIALES CON UNA DETERMINADA GRANULOMETRIA. COMO LIGANTES PUEDEN UTILIZARSE MATERIALES MUY DIVERSOS. SE USAN PRINCIPALMENTE, CEMENTO Y EMULSIONES ASFALTICAS TAMBIEN ALGUNOS ASFALTOS MODIFICADOS Y CAL.

LOS ESTUDIOS DE LABORATORIO SON LOS QUE DETERMINAN LAS DOSIFICACIONES DE LIGANTES PARA EL MATERIAL RECICLADO.

LAS VENTAJAS DE AMBOS METODOS CONSTRUCTIVOS, HIDRAULICO Y BITUMINOSO, SE PONEN DE MANIFIESTO AL UTILIZAR CONJUNTAMENTE CEMENTO Y EMULSION, PORQUE SU USO COMBINADO PREVIENE LA APARICION DE GRIETAS QUE TIENDEN A APARECER CON EL METODO HIDRAULICO PURO. EL ASFALTO DE LA EMULSION APORTA LA ELASTICIDAD NECESARIA PARA PREVENIR NUEVOS AGRIETAMIENTOS. LA COMPOSICION GRANULOMETRICA PUEDE TAMBIEN MEJORARSE AÑADIENDO EL CORRESPONDIENTE ARIDO MINERAL GRANULADO AL MATERIAL RECICLADO.

POR LO TANTO LAS CAPAS RECICLADAS EN FRIO PUEDEN EMPLEARSE BIEN COMO CAPAS DE BASE (BASE NEGRA).

LAS CARRETERAS SECUNDARIAS SE SELLAN APLICANDO UN RIEGO DE SELLO O UNA CAPA DELGADA SUPERIOR DE ASFALTO EN FRIO.

LAS CARRETERAS PRINCIPALES Y AUTOPISTAS SE RECUBREN CON UNA O MAS CAPAS DE ASFALTO EN CALIENTE, DEPENDIENDO DE LA CARGA DE TRAFICO.

ES IMPORTANTE MENCIONAR PUES, QUE EL PRODUCTO TERMINADO DEL RECICLADO EN FRIO NO FUNCIONA COMO CARPETA DE RODAMIENTO O CARPETA DE SUPERFICIE.

TEXTO : RECICLADO EN CALIENTE

EL CRECIENTE AUMENTO DEL TRAFICO IMPONE ALTAS EXIGENCIAS A LOS PAVIMENTOS BITUMINOSOS, A MENUDO LAS CAPAS ASFALTICAS ENVEJECIDAS NO PUEDEN HACER FRENTE A ESTAS ELEVADAS DEMANDAS Y EMPIEZAN APARECER DEFORMACIONES EN LAS AVENIDAS, DESINTEGRACION DE LA CAPA DE RODADURA Y GRIETAS.

EL PROCESO DE RECICLADO EN CALIENTE WIRTGEN ES UNA TECNICA DE REMEZCLADO QUE CONTEMPLA LA ELIMINACION DE DEGRADACIONES MEDIANTE UN RECICLADO DEL PAVIMENTO.

LA CAPA EXISTENTE ES PROCESADA Y MEJORADA DE TAL MANERA, QUE ESTA SATISFACE DE NUEVO POR COMPLETO LOS SEVEROS REQUISITOS QUE DEBEN CUMPLIR LAS CARPETAS NUEVAS.

EL PROCESO DE REMEZCLADO ES APROPIADO PARA EL SANEAMIENTO DE CARRETERAS ASFALTICAS, DESDE CAMINOS SECUNDARIOS HASTA AUTOPISTAS. ESTE PROCESO ES ECONOMICO, RAPIDO, REDUCE EL COSTO DE ACARREOS, RESPETUOSO CON EL MEDIO AMBIENTE Y AHORRA MATERIAS PRIMAS.

EL PROCESO TECNICO DEL RECICLADO EN CALIENTE CONSISTE EN CALENTAR LA CAPA ASFALTICA DEGRADADA MEDIANTE UN APARATO DE PRECALENTAMIENTO Y LA MEZCLADORA.

LOS ESCARIFICADORES ROTATIVOS DESCOMPACTAN LA CAPA ASFALTICA, POSTERIORMENTE SE EFECTUA EL MEZCLADO DEL MATERIAL DE CORRECCION: Y SE COLOCA LA MEZCLA ASFALTICA CON UNA REGLA DE EXTENDIDO VARIABLE.

EL CALENTAMIENTO DE LA CARPETA ASFALTICA A UNA TEMPERATURA COMPRENDIDA ENTRE 120 Y 150 GRADOS CENTIGRADOS GENERA UN REBLANDECIMIENTO DE LA MASA ASFALTICA.

ESTE CALOR NECESARIO ES TRANSFERIDO POR UN GRUPO DE RADIADORES O PANELES INFRARROJOS ALIMENTADOS POR GAS PROPANO.

LA PRESION DEL GAS DE CADA CAMPO DE CALEFACCION SE PUEDE AJUSTAR INDIVIDUALMENTE POR CONSIGUIENTE, LA APORTACION DE CALOR PUEDE SER DOSIFICADA EN FUNCION DE LA TEMPERATURA EXTERIOR, DE LA PROFUNDIDAD DE TRABAJO Y DE LA NATURALEZA DE LA NUEVA CAPA.

EL ESCARIFICADO DE LA SUPERFICIE ASFALTICA ES PRODUCIDO POR ARBOLES DE MULLIDO ROTATIVOS CON DIENTES O PUNTAS, ESCARIFICADORAS POSICIONADAS EN FORMA ESPIRAL, ESTAS MUELEN LA CAPA DE CARPETA ASFALTICA HASTA LA PROFUNDIDAD DESEADA.

EN CONJUNTO CON LAS CUCHILLAS DE NIVELACION LA CAPA ES RASCADA O ESCARIFICADA EXACTAMENTE Y EL MATERIAL ES TRANSFERIDO AL MEZCLADOR. LA PROFUNDIDAD MAXIMA DE ESCARIFICACION RECOMENDADA NO DEBERA EXCEDER LOS 5.0 CM. DE PROFUNDIDAD.

POR CONSIGUIENTE TENEMOS QUE EL METODO DE RECICLADO EN CALIENTE DEBERA APLICARSE EN CONDICIONES DE REHABILITACION DE CARPETAS ASFALTICAS EN DONDE EL PROBLEMA SEA EN LA CAPA SUPERFICIAL DE LA CARPETA ASFALTICA Y DE 3 A 5 CM. DE PROFUNDIDAD MAXIMA.

SI EL PROYECTO REQUIERE DE MAYORES PROFUNDIDADES DE REHABILITACION, SE TENDRAN QUE CONSIDERAR OTROS METODOS CONSTRUCTIVOS DE REHABILITACION.

LOS ANALISIS DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO DE LA CAPA DEGRADADA DEFINE LOS PARAMETROS DE LA FORMULACION DEL MATERIAL DE APORTACION.

ESTE MATERIAL PUEDE SER UNA MEZCLA ASFALTICA, UN AGREGADO MINERAL O, UN LIGANTE O EMULSION.

EL ADITIVO DE CORRECCION SE MEZCLA CON EL MATERIAL VIEJO EN UN MEZCLADOR, LOS CAMIONES TRANSPORTAN ESTE MATERIAL HASTA LA REMEZCLADORA Y LO DESCARGAN EN LA TOLVA DE RECEPCION.

LA TRANSFERENCIA AL MEZCLADOR Y LA DOSIFICACION DE EFECTUAN MEDIANTE UNA CINTA TRANSPORTADORA REGULABLE SEGUN LA VELOCIDAD DE AVANCE.

EL MEZCLADOR DE CIRCULACION FORZADA DE DOS ARBOLES MEZCLA HOMOGENEAMENTE LOS MATERIALES DE APORTE CON EL MATERIAL VIEJO Y TRANSPORTA EN FORMA CONTINUA LA MEZCLA ASFALTICA EN FORMA DE CAMELLON HASTA DELANTE DE LA REGLA DE COLOCACION.

LA MEZCLA DEPOSITADA SOBRE LA RASANTE CALENTADA ES EXTENDIDA POR LA REGLA DE COLOCACION DE REGULACION CONTINUA, MANTENIENDO EXACTAMENTE EL PERFIL.

EL CALENTAMIENTO POR SEPARADO DE LA RASANTE GARANTIZA UN INTIMO CONTACTO DE LAS CAPAS ASFALTICAS.

NUESTRO EQUIPO REMIXER MODELO 4500 CONTEMPLA UN RENDIMIENTO DIARIO DE HASTA 7,000 M2 Y UN ANCHO DE TRABAJO VARIABLE DE 3 A 4.5 METROS DE ANCHO Y PRESENTANDO UNA ECONOMIA EN LOS TIEMPOS DE COLOCACION, COSTOS DE ACARREOS, ENERGIA Y MATERIAS PRIMAS DE HASTA UN 20 A 30%.

A LA VEZ, PARA CONTROLAR EL NIVEL DE CALIDAD SE REQUIEREN DE 3 A 4 MUESTRAS DIARIAS DEL MATERIAL QUE VA A SER RECICLADO, Y DEL PRODUCTO FINAL.

EL TRAMO RECICLADO SE PUEDE ABRIR AL TRAFICO INMEDIATAMENTE DESPUES DE LA COMPACTACION DE LA CARPETA ASFALTICA, TENIENDO ASI UN RECICLADO EN CALIENTE EN SITIO, EN UNA SOLA PASADA DE TRABAJO.

REQUERIMIENTOS PARA BUENOS CAMINOS

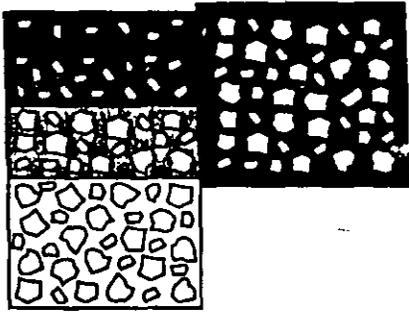
- **DRENAJE ADECUADO**
- **CONSTRUIR DE ABAJO HACIA ARRIBA**
- **DISEÑO DE CARGAS DE TRAFICO**
- **MANTENIMIENTO APROPIADO Y FRECUENTE**

PROCESO DE RECICLADO A PROFUNDIDAD TOTAL

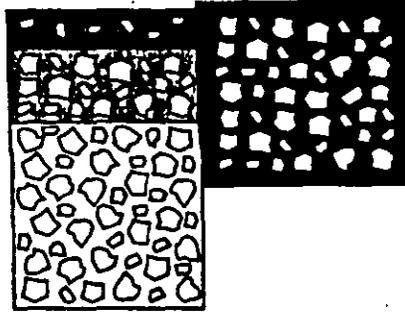
- **NIVELACION COMPLETA EN EL TRAMO**
- **PULVERIZACION A PROFUNDIDAD TOTAL**
- **MEZCLADO CON ADITIVO**
- **MEZCLADO CON CUCHILLA Y CONFORMADO**
- **COMPACTACION**
- **CARPETA ASFALTICA NUEVA**

METODOS DE RECICLADO DE PAVIMENTOS A PROFUNDIDAD TOTAL

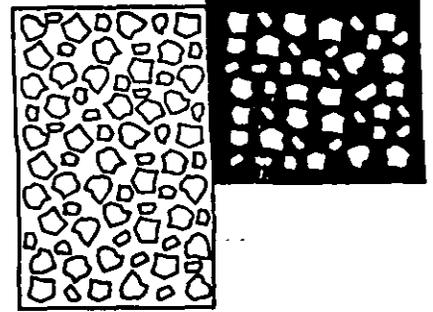
- **ESTABILIZACION MECANICA**
- **ESTABILIZACION QUIMICA**
- **ESTABILIZACION BITUMINOSA**



Reciclado de capas envueltas con ligante (capas de rodadura, intermedia y base)



Reciclado de capas con ligante (capas de rodadura y base) y capas sueltas (capa de base con árido de machaqueo)



Reciclado de capas sueltas (grava o capa de base con árido de machaqueo)

Diversas posibilidades de reciclado en frío partiendo de capas con diferente estructura para obtener una nueva capa de base de alta calidad

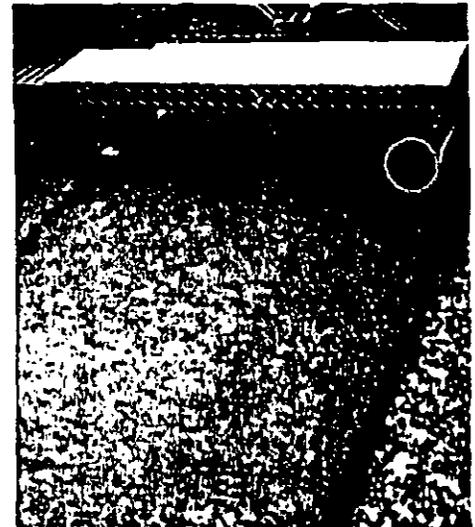


Comprobando la capacidad portante con el deflectómetro.

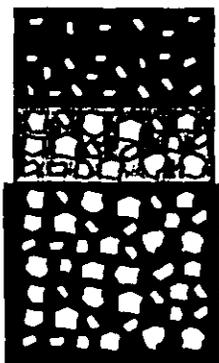
Las capas recicladas en frío pueden emplearse bien como capas de base o como refuerzos.

Las carreteras secundarias se sellan aplicando un tratamiento superficial o una delgada capa superior extendida en frío.

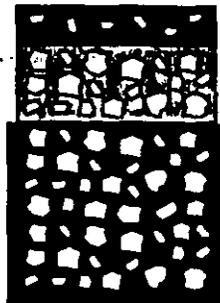
Las carreteras principales se recubren con una o más capas de aglomerado, dependiendo de la carga de tráfico.



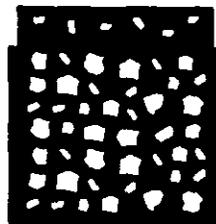
Extendiendo una nueva capa de base.



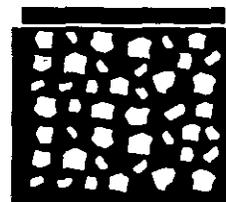
Recubrimiento con capas de base, intermedia y rodadura



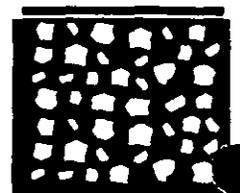
Recubrimiento con capas intermedia y de rodadura



Recubrimiento con una capa de rodadura



Recubrimiento con una delgada capa extendida en frío



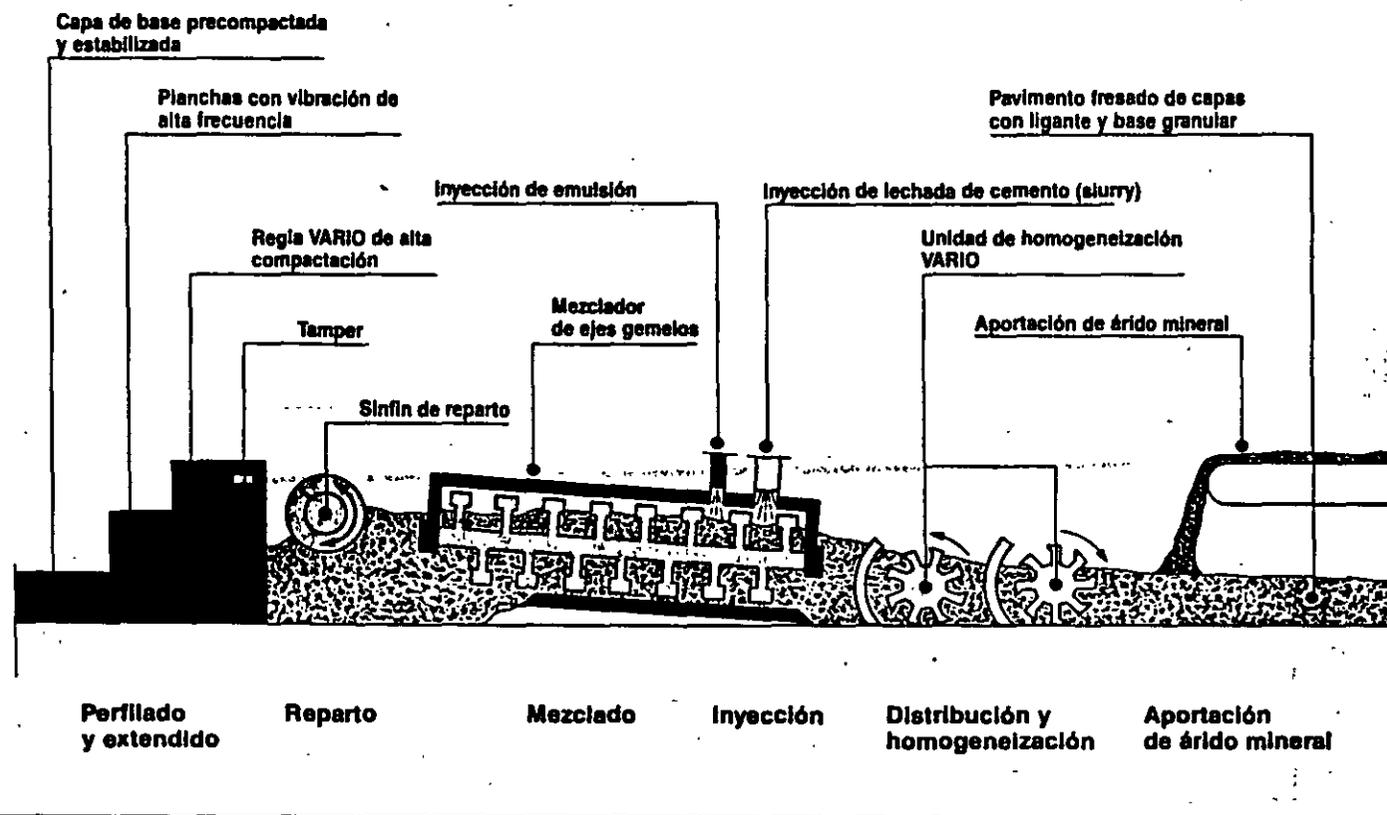
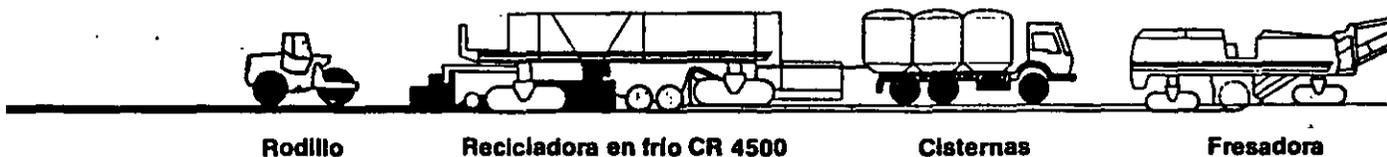
Recubrimiento con un tratamiento superficial

La nueva capa base se extiende según la carga de tráfico esperada después del reciclado.

Máquinas necesarias para el reciclado con aportación de áridos



Máquinas necesarias para el reciclado sin áridos de aportación

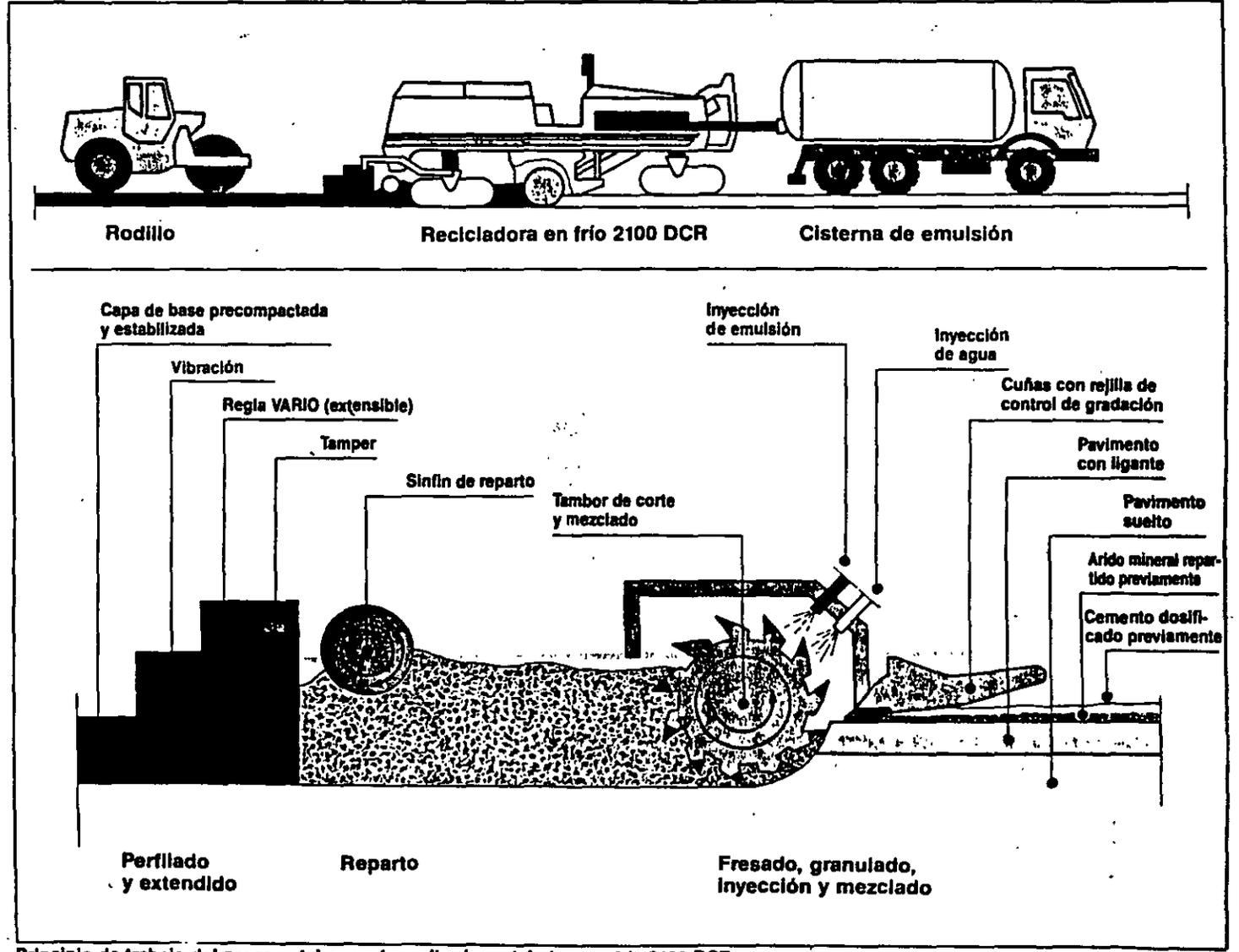


Principio de trabajo del proceso tal como lo realiza la recicladora en frío CR 4500.

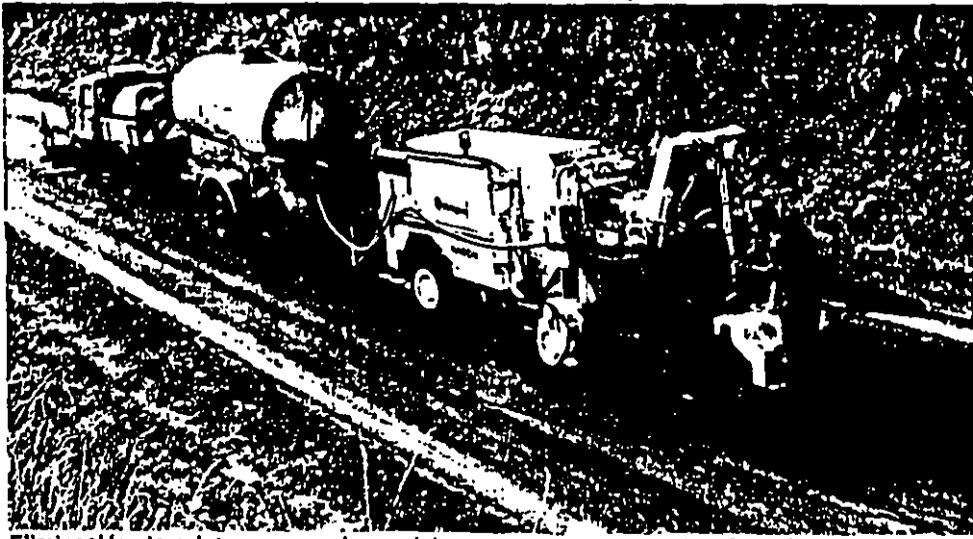


La emulsión asfáltica se utiliza para reciclar y cubrir una capa con restos de alquitrán.

El proceso de reciclado en frío hace posible que los materiales contaminados con alquitrán queden, efectiva y permanentemente, envueltos con el ligante. Estos materiales se cubren con emulsión o cemento especial e inmediatamente después se extienden como capa de base. El trabajo no origina emisiones y por tanto no perjudica al medio ambiente. La capa bituminosa evita la penetración del agua y la aparición de manchas.



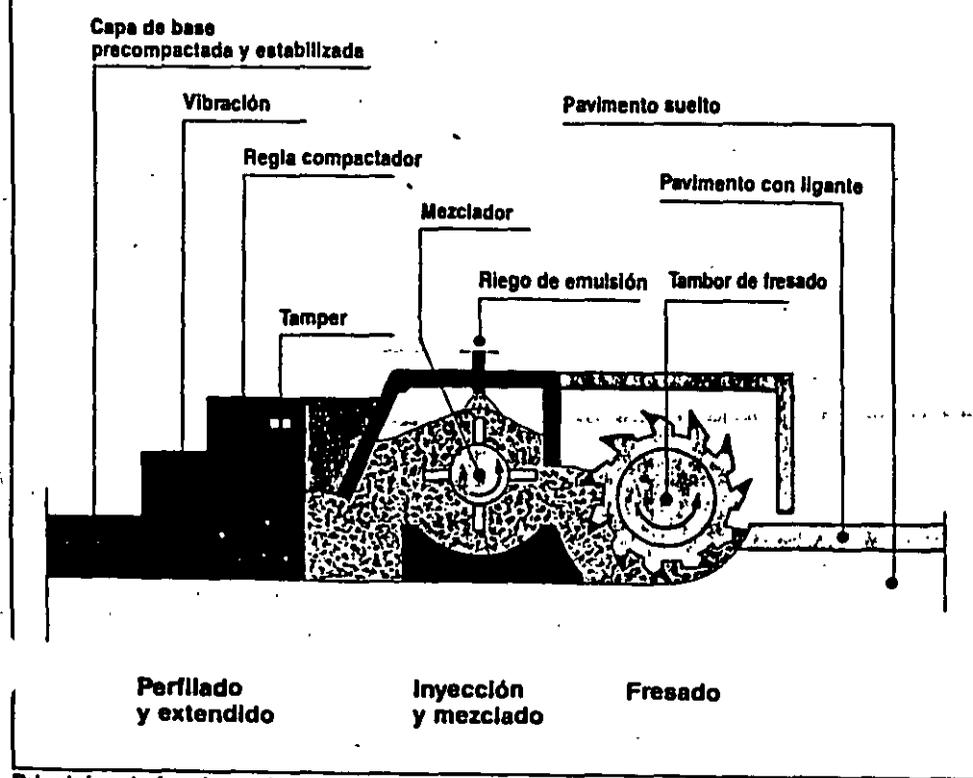
Principio de trabajo del proceso tal como lo realiza la recicladora en frío 2100 DCR.



Eliminación de grietas reparando parcialmente una carretera antes de aplicar el tratamiento superficial.



Compactación de la zona reciclada.



Principios de funcionamiento de la recicladora en frío 1000 CR.



Tratamiento superficial a todo el ancho de calzada.

La recicladora en frío 1000 CR puede reparar fácilmente hasta 1200 m² en un sólo día – superficie equivalente a la de una carretera que tuviera 400 m de largo y 3 m de ancho.

La emulsión se toma de una cisterna, de suficiente capacidad (normalmente 9 toneladas) para un día completo de trabajo.

La otra máquina necesaria además de la propia recicladora es un rodillo vibratorio convencional de 7 a 9 toneladas.

EVALUACION DEL PROYECTO

1.- TIPO DE DEFORMACION

2.- MUESTREO DEL PAVIMENTO :

- **ESPEJOR DE CAPAS**
- **GRANULOMETRIA DEL AGREGADO Y EL % DE ASFALTO**
- **PENETRACION DEL ASFALTO**

3.- PARA DETERMINAR :

- **GRANULOMETRIA DE LA MEZCLA Y EL % DE ASFALTO**
- **PROPORCION DE ASFALTO O REJUVENECEDOR**
- **REQUERIRA CARPETA ADICIONAL ?**

BENEFICIOS (RECICLADO EN CALIENTE EN SITIO)

- **OPERACION CONSTRUCTIVA EN UNA SOLA PASADA**
- **CORREGIR LA MEZCLA EXISTENTE**
- **TRABAJO INDIVIDUAL POR CARRIL**
- **REHABILITACION SIN NECESIDAD DE ELEVAR NIVELES**
- **TRASLAPES O JUNTAS EN CALIENTE**

Índice

Diagramas de rendimientos y ejemplos de cálculos para

W 350	Hoja 4 - 5
W 500	Hoja 6 - 7
500 DC	Hoja 8 - 9
1000 C	Hoja 10 - 11
1000 DC	Hoja 14 - 15
1300 DC	Hoja 16 - 17
1900/2000 DC	Hoja 18 - 19
2100 DC	Hoja 20 - 21

objetivo del estudio

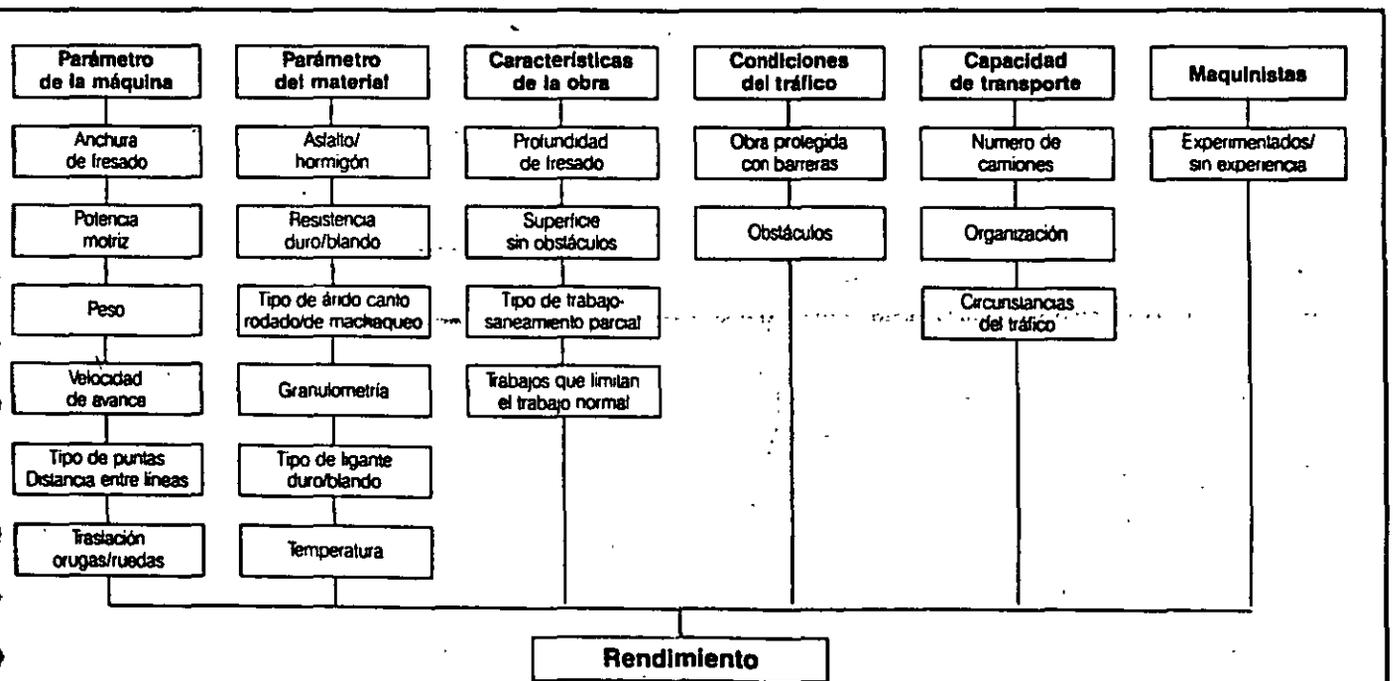
En este folleto se presentan los rendimientos de las fresadoras Wirtgen, obtenidos mediante numerosas ediciones realizadas durante el fresado de pavimentos de asfalto en diferentes obras de Europa Occidental. Los diagramas de los rendimientos han sido completados con fórmulas aritméticas que permiten calcular los metros cuadrados que, por regla general, pueden fresar las citadas máquinas.

De esta forma, el usuario dispone de un manual práctico para determinar por sí mismo el rendimiento que su máquina puede alcanzar por hora o día.

Es aconsejable tener en cuenta algunas consideraciones que pueden influir en los rendimientos reales. El usuario debe valorar debidamente los trabajos a realizar y las circunstancias de la obra, según su experiencia personal.

No obstante e independientemente de la gran utilidad de los diagramas, fórmulas y valores señalados, Wirtgen GmbH no se hace responsable de eventuales derechos derivados de la aplicación de los esquemas de cálculo que se citan en este estudio. Todas las indicaciones están sujetas a variación. Copias y reproducciones - incluso parciales - están prohibidas.

factores que influyen en el rendimiento de las fresadoras

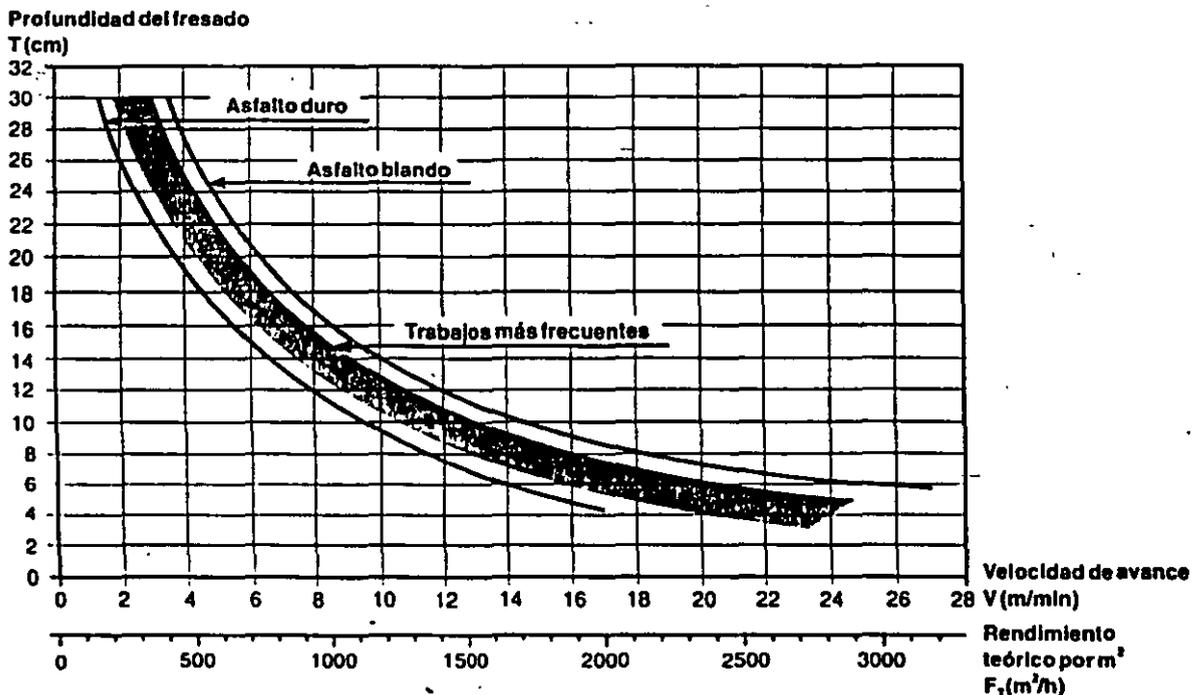




Características técnicas:

Potencia motor	448 kW
Anchura de fresado	2,0 m
Profundidad de fresado	0-30 cm

Valores teóricos del rendimiento:



Cálculo del rendimiento práctico por m² F_P:

$$F_P \text{ (m}^2\text{/h)} = A \times F_T$$

Cálculo del volumen de material fresado en la práctica por m³/hora Q_V:

$$Q_V \text{ (m}^3\text{/h)} = F_P \times T \times 0,013$$

Cálculo de la cantidad de material fresado en la práctica por T/h Q_T:

$$Q_T \text{ (t/h)} = F_P \times T \times 0,024$$

Cálculo del volumen total de material fresado en la obra por m³ Q_{GV}:

$$Q_{GV} \text{ (m}^3\text{)} = F_P \times T \times 0,013$$

Cálculo de la cantidad total de material fresado en la obra por toneladas Q_{GT}:

$$Q_{GT} \text{ (t)} = F_P \times T \times 0,024$$

Cálculo del tiempo para ejecutar la obra Z:

$$Z \text{ (h)} = F_F / F_P$$

Abreviaciones

- F_T (m²/h) = Rendimiento teórico por m² (según el diagrama)
- F_P (m²/h) = Rendimiento práctico por m²
- F_F (m²) = Superficie en m²
- A = Factor de reducción
 - Fresado en zona urbana A = 0,4-0,5
 - Fresado en carretera A = 0,5-0,7
- Z (h) = Tiempo de trabajo
- T (cm) = Profundidad de fresado
- Q_V (m³/h) = Volumen de material fresado en la práctica por m³/hora
- Q_T (t/h) = Cantidad de material fresado por t/h
- Q_{GV} (m³) = Volumen total de material fresado en la obra por m³
- Q_{GT} (t) = Cantidad total de material fresado en la obra por toneladas

Ejemplo de cálculo 1

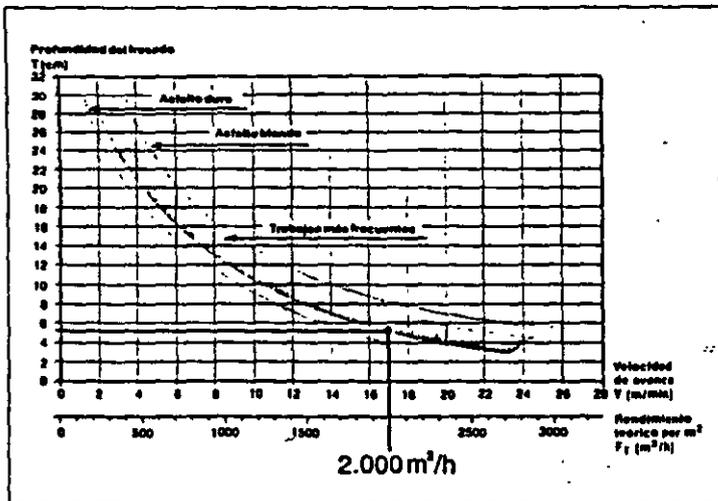
Trabajo:

Fresar la capa de rodadura de asfalto colado en un tramo de autopista.

Profundidad de fresado: $T = 5,0$ cm

Superficie total: $F_F = 30.000$ m²

Revestimiento: Asfalto, resistencia media a alta



Definición del rendimiento teórico según el diagrama:
 $F_T = 2.000$ m²/h

Determinación del factor de reducción:

Los trabajos de fresado son continuos y sin incidencias, pero teniendo en cuenta las esperas de camiones, se puede elegir el factor 0,6.

Cálculo del rendimiento práctico F_P (m²/h):

$$F_P = A \times F_T$$

$$F_P = 0,6 \times 2.000 \quad F_P = 1.200 \text{ m}^2/\text{h}$$

Cálculo del volumen de material fresado en la práctica Q_V (m³/h):

$$Q_V = F_P \times T \times 0,013$$

$$Q_V = 1.200 \times 5,0 \times 0,013 \quad Q_V = 78 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cálculo de la cantidad de material fresado en la práctica Q_T (t/h):

$$Q_T = F_P \times T \times 0,024$$

$$Q_T = 1.200 \times 5,0 \times 0,024 \quad Q_T = 144 \text{ t/h}$$

Cálculo del volumen total de material fresado Q_{GV} (m³):

$$Q_{GV} = F_F \times T \times 0,013$$

$$Q_{GV} = 30.000 \times 5,0 \times 0,013 \quad Q_{GV} = 1.950 \text{ m}^3$$

Cálculo de la cantidad total de material fresado Q_{GT} (t):

$$Q_{GT} = F_F \times T \times 0,024$$

$$Q_{GT} = 30.000 \times 5,0 \times 0,024 \quad Q_{GT} = 3.600 \text{ t}$$

Cálculo del tiempo necesario Z (h):

$$Z = F_F / F_P$$

$$Z = 30.000 / 1.200 \quad Z = 25 \text{ h.}$$

Ejemplo de cálculo 2

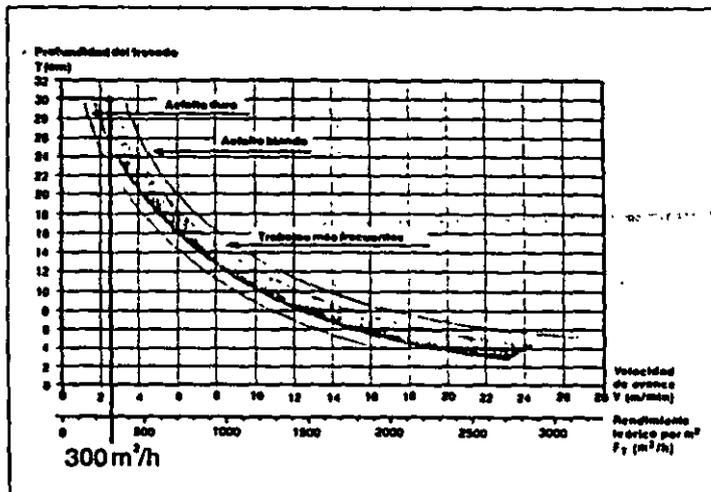
Trabajo:

Fresar las capas asfálticas en todo su espesor, de una carretera.

Profundidad de fresado: $T = 30$ cm

Superficie total: $F_F = 10.000$ m²

Firme: Asfalto, resistencia media



Definición del rendimiento teórico según el diagrama:
 $F_T = 300$ m²/h

Determinación del factor de reducción:

Como consecuencia del alto rendimiento exigido a gran profundidad, de problemas en el transporte del material fresado y de las esperas de camiones, se aplica el factor 0,5.

Cálculo del rendimiento práctico F_P (m²/h):

$$F_P = A \times F_T$$

$$F_P = 0,5 \times 300 \quad F_P = 150 \text{ m}^2/\text{h}$$

Cálculo del volumen de material fresado en la práctica Q_V (m³/h):

$$Q_V = F_P \times T \times 0,013$$

$$Q_V = 150 \times 30 \times 0,013 \quad Q_V = 58,5 \text{ m}^3/\text{h}$$

Cálculo de la cantidad de material fresado en la práctica Q_T (t/h):

$$Q_T = F_P \times T \times 0,024$$

$$Q_T = 150 \times 30 \times 0,024 \quad Q_T = 108 \text{ t/h}$$

Cálculo del volumen total de material fresado Q_{GV} (m³):

$$Q_{GV} = F_F \times T \times 0,013$$

$$Q_{GV} = 10.000 \times 30 \times 0,013 \quad Q_{GV} = 3.900 \text{ m}^3$$

Cálculo de la cantidad total de material fresado Q_{GT} (t):

$$Q_{GT} = F_F \times T \times 0,024$$

$$Q_{GT} = 10.000 \times 30 \times 0,024 \quad Q_{GT} = 7.200 \text{ t}$$

Cálculo del tiempo necesario Z (h):

$$Z = F_F / F_P$$

$$Z = 10.000 / 150 \quad Z = 67 \text{ h.}$$



maquinaria panamericana, s. a. de c. v.

MATRIZ

AUTOPISTA MEXICO - QUERETARO No 3065-A
TLALNEPANTLA, EDO. DE MEXICO C.P. 54040
TEL. 390-69-00 565-25-32 FAX. 390-68-35 565-80-85

SUCURSAL D.F.

AV. CONSTITUYENTES No 345 P.B.
COLONIA DANIEL GARZA C.P. 11830
MEX. D.F. TEL. 273-60-90 FAX. 273-63-13

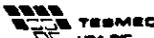
SUC. GUADALAJARA

CALZ. GONZALEZ GALLO No 2712
SECTOR REFORMA C.P. 44690 GUAD. JALISCO
TEL. (013)835-13-00 835-32-95 FAX. (013)835-88-91

27 de Noviembre de 1996



Motocombinador de



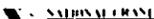
Zanadoras y
Trasmontes de roca



Equipo de arado
Cargadores y Frontales
Motoscavadoras



Equipo de trabajo en altura
Pantallas para el Perforador de



Equipo de trabajo en altura
Cargadores y Frontales
Motoscavadoras



Equipo de trabajo en altura
Pantallas para el trabajo en



Palas para el trabajo en



Equipo de trabajo en altura
Motoscavadoras



Equipo de trabajo en altura
Cargadores y Frontales
Motoscavadoras



Motocombinador de



Equipo de trabajo en altura

Estimado Señor Contratista :

Por este conducto **MAQUINARIA PANAMERICANA, S.A. DE C.V.** se permite distraer su atención para ponerse a sus apreciables órdenes.

Somos una empresa con trayectoria fundada en el año de 1947, dedicada a la distribución y comercialización de maquinaria, equipo, refacciones y servicio técnico para la construcción, minería, cementera e industria en general.

Las líneas que representamos cuentan con el diseño y la tecnología más avanzada, con nuevos métodos de fabricación de alta precisión para una óptima productividad en sus obras.

Sus canales de distribución comprenden todo lo largo y ancho del País, teniendo una extensa red de oficinas localizadas estratégicamente para proporcionar a sus clientes un servicio rápido y oportuno.

Actualmente se mantiene a la vanguardia en el mercado Nacional, ofreciendo las marcas líderes.

- **INGERSOLL RAND** COMPACTADORES PARA SUELOS Y ASFALTOS;
MONTACARGAS TODO TERRENO
- **CHAMPION** MOTOCONFORMADORAS Y EXTENDEDORAS DE
ASFALTO
- **CASE** RETROCARGADORES, CARGADORES FRONTALES,
ZANJADORAS Y TRACTORES DE ORUGAS
- **STANLEY** MARTILLOS HIDRAULICOS
- **TELSMITH** EQUIPOS DE TRITURACION, CRIBADO, LAVADO DE
AGREGADOS Y BANDAS TRANSPORTADORAS
- **GROVE** GRUAS AUTOPROPULSADAS TODO TERRENO
- **NATIONAL** GRUAS ARTICULADAS Y TELESCOPICAS PARA
MONTARSE EN CAMION
- **TEREX** CAMIONES FUERA DE CARRETERA Y
MOTOESCREPAS
- **O & K** RETROEXCAVADORAS Y PALAS HIDRAULICAS
- **TESMEC** ZANJADORAS PARA ROCA
- **WRTGEN** EQUIPO PARA RECICLADO DE ASFALTO EN FRIO Y
CALIENTE

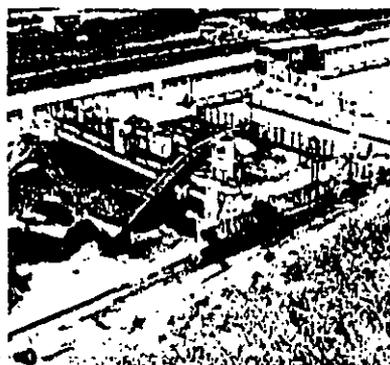
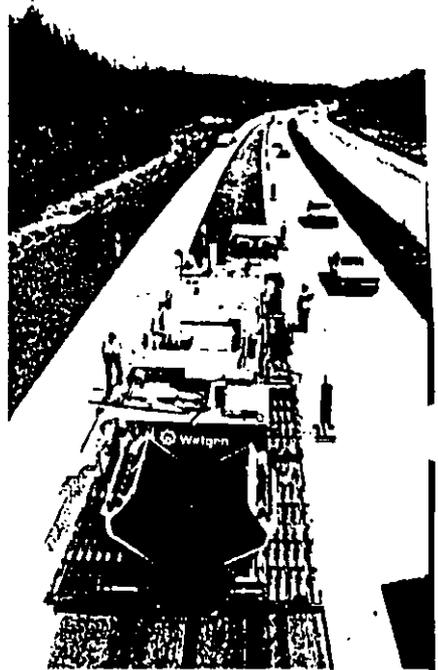
Esperamos poder servirle y cooperar en el desarrollo de sus proyectos, reiterándonos a sus órdenes.

Atentamente

[Handwritten signature]

Ing. Raúl Basurto G.
Gerente de Ventas

Wirtgen



***The complete
product range***

wirtgen.

an expanding company ...

The company's openness to innovation has been an essential part of Wirtgen's corporate philosophy from the very beginning. Its commitment to developing ecologically acceptable construction technologies for road repair in particular, but also for building new roads and for the mining industry has helped

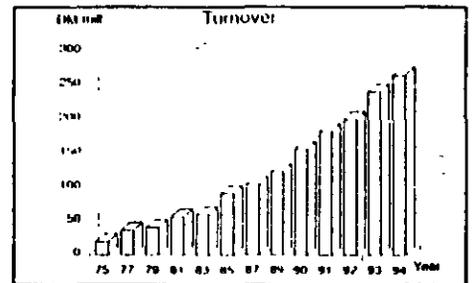
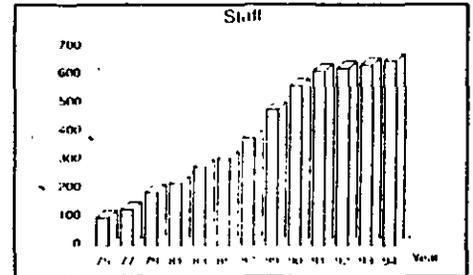
the company to grow and expand constantly.

Customers throughout the world can be sure of receiving qualified advice and assistance from a partner with a well organized distribution and customer service network.

In more than 60 countries around the world, the name Wirtgen stands for top-quality construction machinery and first-class service.

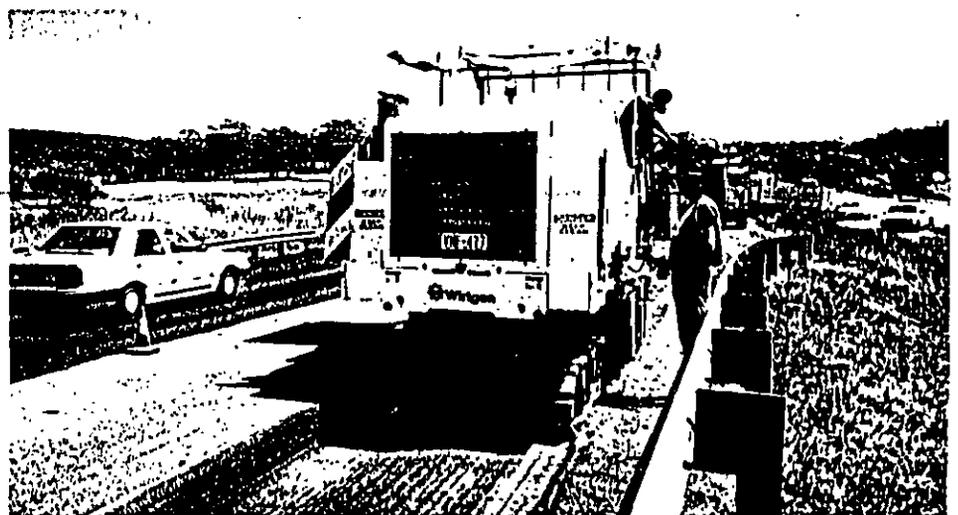


Quality made in Germany: construction machinery developed and produced in cooperation with the customer at Wirtgen's central plant in Windhagen.



Continuous growth serving the international construction industry.

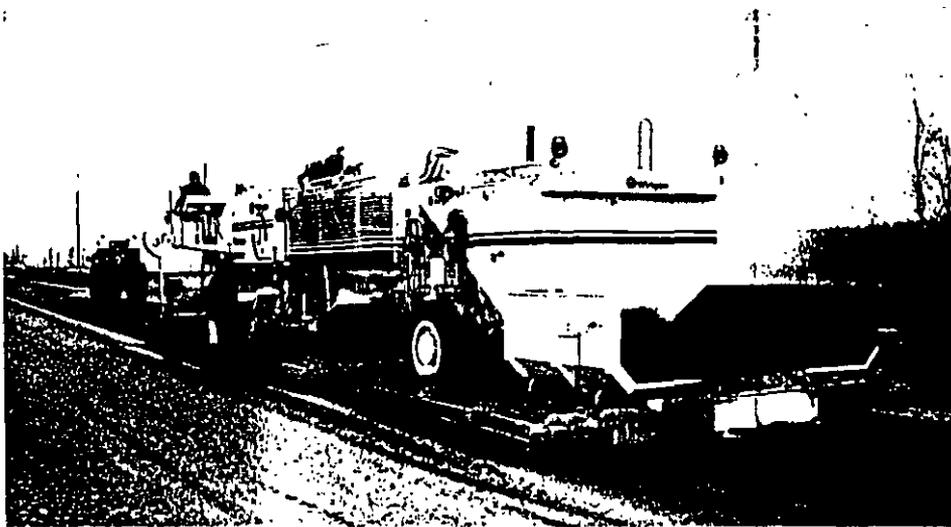
... with technology for the future



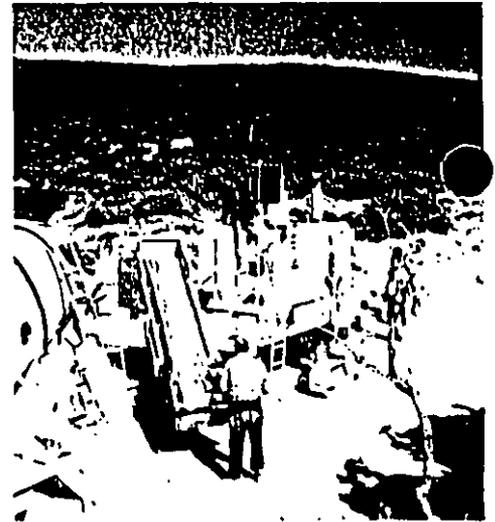
Wirtgen cold milling machines: Stripping and removing pavement in various working widths.



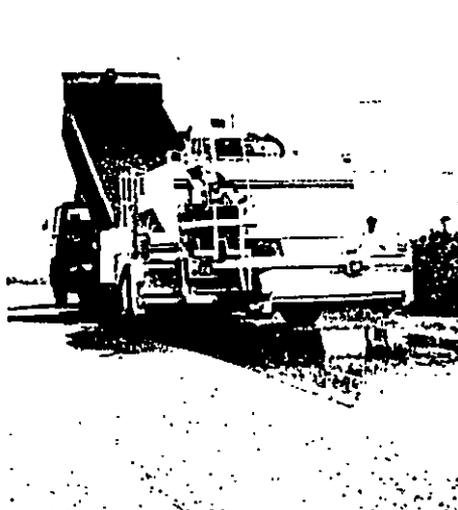
Wirtgen cold recycling: the existing road materials are reused to produce a strong foundation course.



Wirtgen hot recycling: in-situ restoration of the original properties of asphalt surface courses.



Wirtgen slipform pavers: paving concrete slabs and profiles.



Wirtgen chip spreaders: improving the skid resistance of roadways.



Wirtgen surface miners: selective mining of coal and useful minerals.

Cold milling machines: for powerful removal of asphalt and concrete pavements

The cold milling machines from Wirtgen remove the defective paving to the required thickness so that it can be replaced and the roadways repaired. The RAP can be reused in stationary mixing plants without requiring further treatment.

Cold milling machines from Wirtgen are also used to remove strips of asphalt pavement so that supply lines can be installed in trenches, thus ensuring that the time required for the road work is kept short.

The complete product range currently encompasses 11 types of milling machinery and is designed to meet all the various requirements for processing pavement, from partial repair of small areas to complete removal of entire road structures.

Cold milling machine W 350

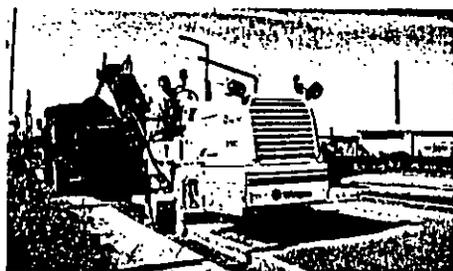
Compact small milling machine for partial roadway repair and for removing surfacing inside buildings. Milling drum on the rear right, hinged supporting wheel. Highly maneuverable, e.g. for cutting around manhole covers.



Milling width	14" 350 mm
Milling depth	0-4" 0-100 mm
Engine output	32 kW/43.5 PS
Operating weight	9700 lbs 4,400 daN (kg)
Number of wheels	3
Milling drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/front wheel

Cold milling machine W 500

Compact cold milling machine for removing carriageway pavements or paving strips and for milling connections, etc. Hinged supporting wheel, detachable loading conveyor. Highly maneuverable, e.g. for cutting round manhole covers.



Milling width	20" 500 mm
Milling depth	0-6" 0-160 mm
Engine output	79 kW/107 PS
Operating weight	16313 lbs 7,400 daN (kg)
Number of wheels	3
Milling drum drive	Hydraulic
Travel drive system	Hydraulic/all-wheel

Cold milling machine 500 DC

Compact cold milling machine for removing roadway pavement to full depth, e.g. when excavating trenches. Hinged supporting wheel, detachable loading conveyor. Highly maneuverable, e.g. for cutting around manhole covers.



Milling width	20" 500 mm
Milling depth	0-11" 0-280 mm
Engine output	72 kW/98 PS
Operating weight	24911 lbs 11,300 daN (kg)
Number of wheels	3
Milling drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all-wheel

Cold milling machine 1000 C

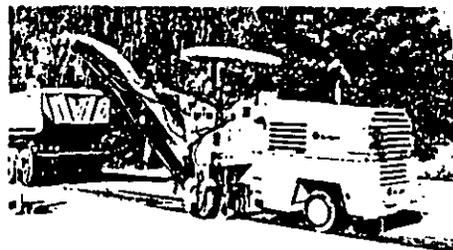
Universal cold milling machine for removing roadway pavement and for special operations with reduced working width or slot milling rings. Can be modified for cold recycling. Hinged supporting wheel, detachable loading conveyor.



Milling width	40" 1000 mm
Milling depth	0-4" 0-100 mm Option 0-7" 0-180 mm
Engine output	104 kW/142 PS
Operating weight	33067 lbs 15,000 daN (kg)
Number of wheels	4
Milling drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all-wheel

Cold milling machine W 1000

Powerful cold milling machine for modern rehabilitation of pavement with high daily performance, hinged supporting wheel and detachable loading conveyor for loading large transport vehicles.



Milling width	0-4" 1000 mm
Milling depth	0-7" 0-180 mm 0-10" Option 0-250 mm
Engine output	149 kW/202 PS
Operating weight	37,036 lbs 16,800 daN (kg)
Number of wheels	4
Milling drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all-wheel

Cold milling machine 1000 DC

Powerful cold milling machine for removing roadway pavement to full depth, e.g. when excavating trenches. Hinged supporting wheel. RAP loaded via a two stage conveyor belt system at the front.



Milling width	40" 1000 mm
Milling depth	0-11" 0-280 mm
Engine output	200 kW/272 PS
Operating weight	43 420 lbs 19,700 daN (kg)
Number of wheels	4
Milling drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all-wheel

Cold milling machine 1300 DC

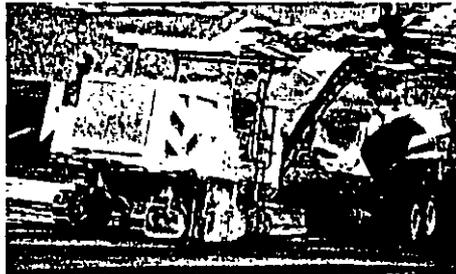
Compact large-volume milling machine for removing roadway pavement to a depth of 12" (300 mm) in a single pass. The standard milling drum can be replaced by a 40" (1 m) drum, e.g. for removing border strips for road widening projects.



Milling width	4'4" 1320 mm
Milling depth	0-12" 0-300 mm
Engine output	297 kW/404 PS
Operating weight	54 010 lbs 24,500 daN (kg)
Number of tracks	4
Milling drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all tracks

Cold milling machine 1500 DC

Same design as the 1300 DC but with a working width of 5' (1.5 m). Its compact construction makes it suitable for operations in urban centers, as well as for removing roadway pavements on main roads and highways.



Milling width	5' 1500 mm
Milling depth	0-12" 0-300 mm
Engine output	297 kW/404 PS
Operating weight	54,451 lbs 24,700 daN (kg)
Number of tracks	4
Milling drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all tracks

Cold milling machine 1900 DC

Powerful, compact large-volume milling machine for removing pavements layer by layer or complete roadway structures down to a depth of 12" (300 mm) in a single pass. High engine power and RAP loaded via the front end.



Milling width	6'3" 1905 mm
Milling depth	0-12" 0-300 mm
Engine output	297 kW/404 PS
Operating weight	55 774 lbs 25,300 daN (kg)
Number of tracks	4
Milling drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all tracks

Cold milling machine 2000 DC

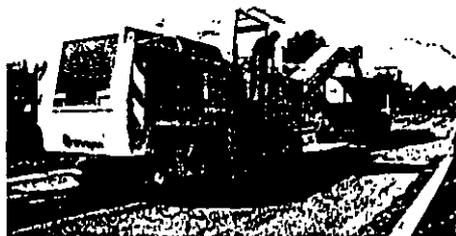
Same design as the 1900 DC but with a working width of 6'7" (2010 mm). The machine's low weight allows it to be transported from one site to the next without difficulty. The milling drum unit is bolted on and can therefore be replaced.



Milling width	6'7" 2010 mm
Milling depth	0-12" 0-300 mm
Engine output	297 kW/404 PS
Operating weight	55 934 lbs 25,400 daN (kg)
Number of tracks	4
Milling drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all tracks

Cold milling machine 2100 DC

High-performance cold milling machine for removing large areas of paving on roadways and runways over their full depth. The RAP is loaded via a two stage front loading conveyor system.



Milling width	6'7" 2000 mm
Milling depth	0-12" 0-300 mm
Engine output	448 kW/610
Operating weight	87 136 lbs 39,600 daN (kg)
Number of tracks	4
Milling drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all tracks

COLD RECYCLERS.

for producing strong foundation courses

Cold recycling is the name used for a technique whereby the roadway pavement is milled up and both the bound and the unbound courses are reused completely, i.e. 100 percent.

The addition of binders produces a new mixture of materials which is

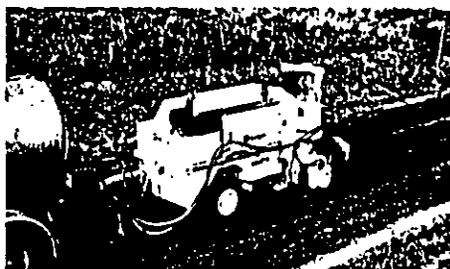
placed directly by the recycling machine and serves as the base or foundation course.

Various materials can be used as binder. Cement and bituminous emulsion are used most commonly.

Surface dressing is applied to seal the surface of minor roads. One or more bituminous courses are overlaid on roads for higher traffic volume.

Cold recycler 1000 CR

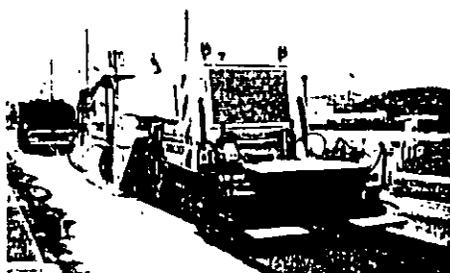
Compact cold recycling machine for recycling roadway strips on asphalt-covered rural and country roads. The machine can also be used as a cold milling machine after detaching the recycling attachment unit.



Milling width:	40" 1000 mm
Working depth:	0-4" 0-100 mm
Engine output:	104 kW/142 PS
Operating weight:	33 178 lbs 15,050 daN (kg)
Number of wheels:	4
Travel drive system:	Hydraulic/all-wheel

Cold recycler 2100 DCR

Cold recycling machine for recycling unbounded traffic areas, as well as roadways, main city roads and trunk roads with bituminous pavements. The machine can also be used as a cold milling machine.



Milling width:	6'7" 2000 mm
Working depth:	0-12" 0-300 mm
Engine output:	448 kW/610 PS
Operating weight:	98 982 lbs 44,900 daN (kg)
Number of tracks:	4
Travel drive system:	Hydraulic/all tracks

Cold recycler CR 4500

Cold recycling machine for recycling roads over their full width or individual lanes up to a width of 4.5 m. Additional mineral aggregate, water, cement and emulsion are admixed in a closed system.



Milling width:	9'10"-14'9" 3000-4500 mm
Mixing capacity:	Approx. 400 t/h
Engine output:	550 kW/750 PS
Operating weight:	176,361 lbs Approx. 80,000 daN (kg)
Number of tracks:	4
Travel drive system:	Hydraulic/all tracks

Recycler WR 2500

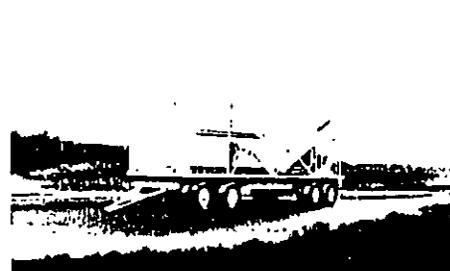
Multi purpose machine for soil stabilising to improve the load bearing capacity, e.g. with lime, for pulverizing (crunching) of bound pavement layers and for recycling of road constructions in their full depth, e.g. with cement and emulsion.



Working width:	8'2" 2438 mm
Working depth:	0-20" 0-500 mm
Engine output:	448 kW/610 PS
Operating weight:	66,797 lbs 30,300 daN (kg)

Mixing plant WM 400

Mobile suspension mixing plant for dust-free addition of cement to the cold recycling process. Production of the slurry is controlled automatically by a microprocessor control system. The water-cement slurry is continuously injected to the coupled cold recycler.



Cement capacity:	20 m³
Water capacity:	2,106 gal/8,500 l
Mixing rate max.:	882 lbs min. 400 kg/min
Operating weight:	97,660 lbs 44,300 daN (kg)

Hot recyclers: *for repairing asphalt surface courses*

The hot recycling method is used to repair bituminous bound surface courses by replastifying the pavement and admixing binders and additional mixing material.

This method permits on-site restoration of the service properties of the pave-

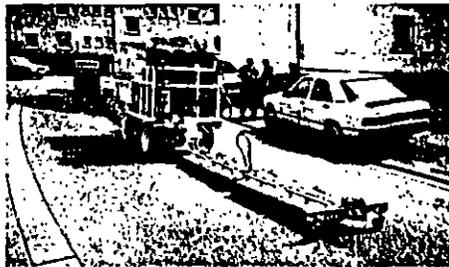
ment while making complete reuse of the existing road materials.

The recycled, processed material is placed directly true to grade and slope and precompacted by the integrated tamping and vibrating screed.

The addition of binder and virgin asphalt material is precisely metered so that the quality of the surface courses to be rehabilitated can be improved.

Remixer 300/600

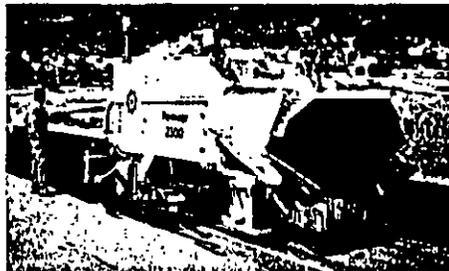
Hot recycling machine for durably repairing cracks and open joints in bituminous roadway paving. The cracked surface is replastified, new material admixed and the processed mixture replaced.



Working width	12'7/24" 300/600 mm
Working depth	0-1 1/2" 0-40 mm
Engine output	36.8 kW/50 PS
Operating weight	8,267/10,096 lbs 3,750/4,580 daN (kg)
Number of wheels	4
Heating performance	Max. 263,00 kcal/h
Travel drive system	Hydraulic/all-wheel

Remixer 2500

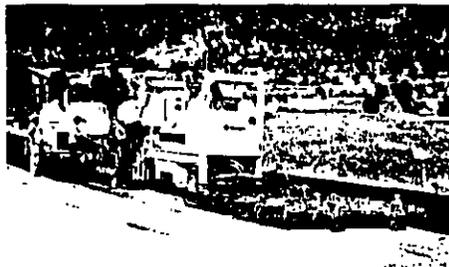
Compact hot recycling machine for rehabilitating bituminous bound roadways. Infinitely variable working width for taking up and placing the material mixed with binder and virgin asphalt.



Working width	4'11"-8'2" 1500-2500 mm
Working depth	0-2 1/2" 0-60 mm
Engine output	118 kW/161 PS
Operating weight	35,559 lbs 16,130 daN (kg)
Number of wheels	4
Travel drive system	Hydraulic/all-wheel

Panel heating machine HM 2500

Heating machine for replastifying bituminous bound roadway paving to be repaired by the Remixer 2500. The heating performance can be adjusted so that the courses are heated gently. The heating width can be adjusted in small increments.



Heating width	8'6" 2600 mm
Heating area	22.5 ft ² 21.84 m ²
Heater elements	Infrared
Max. heating performance	1,300,000 kcal/h
Gas tank capacity	670 gal. 2,550 l
Engine output	36 kW/49 PS
Operating weight	21,692 lbs 9,840 daN (kg)

Remixer 4500

Hot recycling machine for rehabilitating large areas of bituminous bound roadway. Infinitely variable working width for taking up and placing the material mixed with binder and virgin asphalt.



Working width	9'10"-14'9" 3000-4500 mm
Working depth	0-3" 0-80 mm
Engine output	182 kW/247 PS
Operating weight	107,624 lbs 48,820 daN (kg)
Number of wheels	4
Heating performance	1,900,000 kcal/h
Travel drive system	Hydraulic/all-wheel

Panel heating machine HM 4500

Heating machine for replastifying bituminous bound roadway paving to be repaired by the Remixer 4500. The heating performance can be adjusted so that the courses are heated gently. The heating width can be adjusted in small steps.



Heating width	15'5" 4680 mm
Heating area	42.2 ft ² 39.31 m ²
Heater elements	Infrared
Max. heating performance	2,330,000 kcal/h
Gas tank capacity	1,580 gal. 6,000 l
Engine output	36 kW/49 PS
Operating weight	44,002 lbs 19,960 daN (kg)

Sliplorm pavers.

for paving concrete slabs and profiles

Sliplorm pavers run on tracks and continuously pave concrete slabs in road and canal construction, as well as on airports.

They are used to pave concrete slabs and monolithic profiles, such as water channels, curbs, crash barriers, etc.

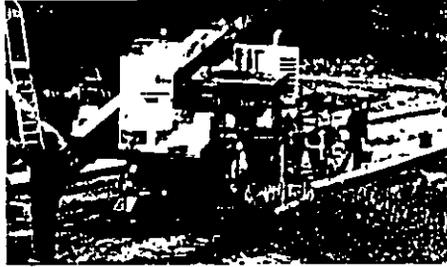
The paving height and the machine's steering are controlled by scanning a grade line or reference heights.

The concrete is prevented from setting by integrated internal vibrators and molded to the required shape by the sliplorm molds.

Supplementary equipment is available for inserting dowel bars and finishing the concrete surface.

Sliplorm paver SP 250

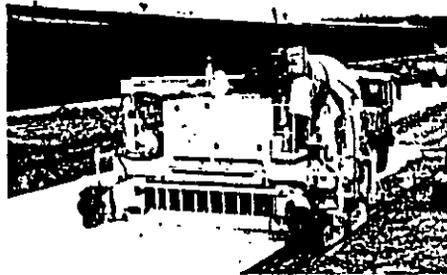
The small sliplorm paver for paving concrete slabs up to 8'2" (2.5 m) wide and monolithic profiles. The offset mold can be attached on the right or left-hand side.



Working width:	Up to 8'2" 2.50 m
Max. paving thickness:	12" 300 mm
Engine output:	79 kW/107 PS
Operating weight:	Max. 35,272 lbs (Max. 16 t)
Number of tracks:	3
Offset mold:	Yes

Sliplorm paver SP 500

Multi-purpose sliplorm paver for paving concrete slabs up to 19'3" (6.5 m) wide and monolithic profiles. Can be fitted with dowel bar inserter and super smoother.



Working width:	11'7"-19'3" 3.50 to 6.00 m
Max. paving thickness:	16" 400 mm
Engine output:	132 kW/180 PS
Operating weight:	Max. 52,908 lbs (Max. 24 t)
Number of tracks:	3/4
Offset mold:	Yes

Sliplorm paver SP 850

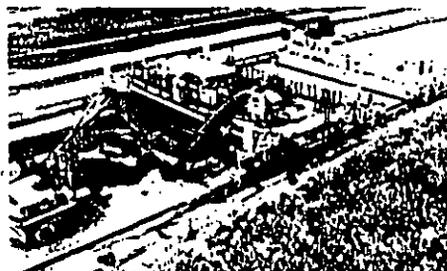
Sliplorm paver for paving concrete slabs up to 27'10" (8.5 m) wide. Can be fitted with dowel bar inserter and super smoother.



Working width:	8'2"-27'10" 2.50 to 8.50 m
Max. paving thickness:	18" 450 mm
Engine output:	149 kW/202 PS
Operating weight:	Max. 99,203 lbs (Max. 45 t)
Number of tracks:	4

Sliplorm paver SP 1600

The large sliplorm paver for paving concrete slabs up to 52'5" (16 m) wide. The machine can be upgraded for two-layer construction in a single pass.



Working width:	16'4"-52'5" 5.00 to 16.00 m
Max. paving thickness:	20" 500 mm
Engine output:	300 kW/408 PS
Operating weight:	Max. 297,610 lbs (Max. 135 t)
Number of tracks:	4

Surface Miners: for mining hard rock and coal

Surface miners are used for selective mining of coal and useful minerals, thus permitting more efficient removal of the deposit.

Such operations as drilling, blasting and preliminary crushing are no longer required when using surface miners.

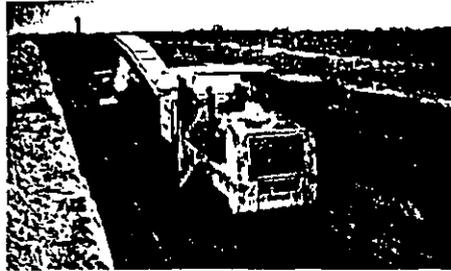
Vibrations, noise and dust loads are reduced considerably. The material is cut into small lumps and can be transported on conveyor belts if necessary.

Surface miners are used in tunnels to enlarge the headroom by lowering the tunnel floor.

In underground salt mines, these machines are used to maintain the heavily frequented transport roads.

Surface miner 2100 SM

Surface miner for mining gypsum, soft limestone, coal, etc. and for cutting roadbeds. All tracks are steered. Swinging loading conveyor with variable height.



Cutting width	6'7" 2000 mm
Cutting depth	0-10" 0-250 mm
Engine output	448 kW/610 PS
Operating weight	87,136 lbs 39,600 daN (kg)
Number of tracks	4
Cutting drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all tracks

Surface miner 2600 SM

Versatile surface miner for extracting hard rock without blasting. Used in quarries, tunnel construction and earthwork. Large tracks; swinging loading conveyor with variable height.



Cutting width	8'6" 2600 mm
Cutting depth	0-10" 0-250 mm
Engine output	559 kW/761 PS
Operating weight	148,805 lbs 67,500 daN (kg)
Number of tracks	3
Cutting drum drive	Hydraulic
Travel drive system	1 hydraulic/all tracks

Surface miner 3500 SM

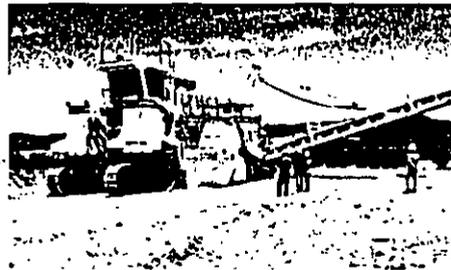
Surface miner for universal use in earthwork and mining, for cutting hard rock and selective mining of raw material. The height of the tracks can be adjusted individually; swinging loading conveyor with variable height.



Cutting width	11'5" 3500 mm
Cutting depth	0-19" 0-470 mm
Engine output	895 kW/1217 PS
Operating weight	303,121 lbs 137,500 daN (kg)
Number of tracks	4
Cutting drum drive	1 hydraulic
Travel drive system	1 hydraulic/all tracks

Surface miner 4200 SM

Powerful surface miner for selective mining of thin seams of high-quality coal. Individually adjustable tracks; swinging loading conveyor with variable height.



Cutting width	13'8" 4200 mm
Cutting depth	0-24" 0-600 mm
Engine output	1193 kW/1622 PS
Operating weight	407,835 lbs 185,000 daN (kg)
Number of tracks	4
Cutting drum drive	Mechanical
Travel drive system	Hydraulic/all tracks

Dinting machine 2600

Special-purpose machine for lowering the floor level and for road maintenance in underground salt mines with low headroom.



Cutting width	8'6" 2600 mm
Cutting depth	0-8" 0-200 mm
Engine output	240 kW/326 PS
Operating weight	63,931 lbs 29,000 daN (kg)
Number of wheels	4
Cutting drum drive	Hydraulic
Travel drive system	1 hydraulic/all wheel

Chip spreader applies chippings

Applying a surface dressing gives the road a waterproof seal and restores its on-skid qualities. The self-propelled high-performance chip spreader helps to complete the road works as quickly as possible.

The large capacity of the onboard hoppers permit continuous operation with-

out breaks, even when changing trucks.

The spreading width is infinitely variable. The electronic spread control helps to ensure that the chippings are applied in exactly the required amount.

The operator's console can be hydraulically shifted so that the operator

always has an optimum view of the work in progress.

Chip spreader SD 4100 Vario

Chip spreader for accurate spreading of chippings for surface dressing roadways. Variable spreading width.



Working width:	12'-13'2" 300-4050 mm
Size of chippings:	1" Max 30 mm
Engine output:	133 kW/181 PS
Machine weight:	24,911 lbs 11,300 daN (kg)
Number of wheels:	4
Travel drive system:	Hydraulic/all-wheel
Hopper capacity, chippings:	18,738 lbs 8,500 daN (kg)

Concrete breakers: shattering and detensioning concrete pavements

In order to remove concrete roadways, the pavement must be shattered into slabs which are then picked up by an excavator. This is a job for concrete breakers.

The impact force of the drop-weight can be set precisely. In combination

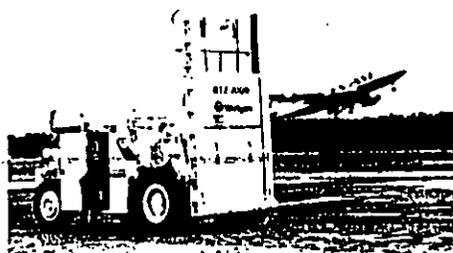
with the selected speed of advance, this produces the required slab sizes.

These machines can also be used to detension concrete pavements which are to be overlaid with an asphalt pavement. The slabs are shattered and pre-compacted in the substructure to pre-

vent reflection cracks subsequently forming in the bituminous bound surface.

Concrete breaker 3TZ 7000

Heavy-duty machine with 7 ton drop-weight for shattering concrete pavement so that the slabs can be removed by an excavator



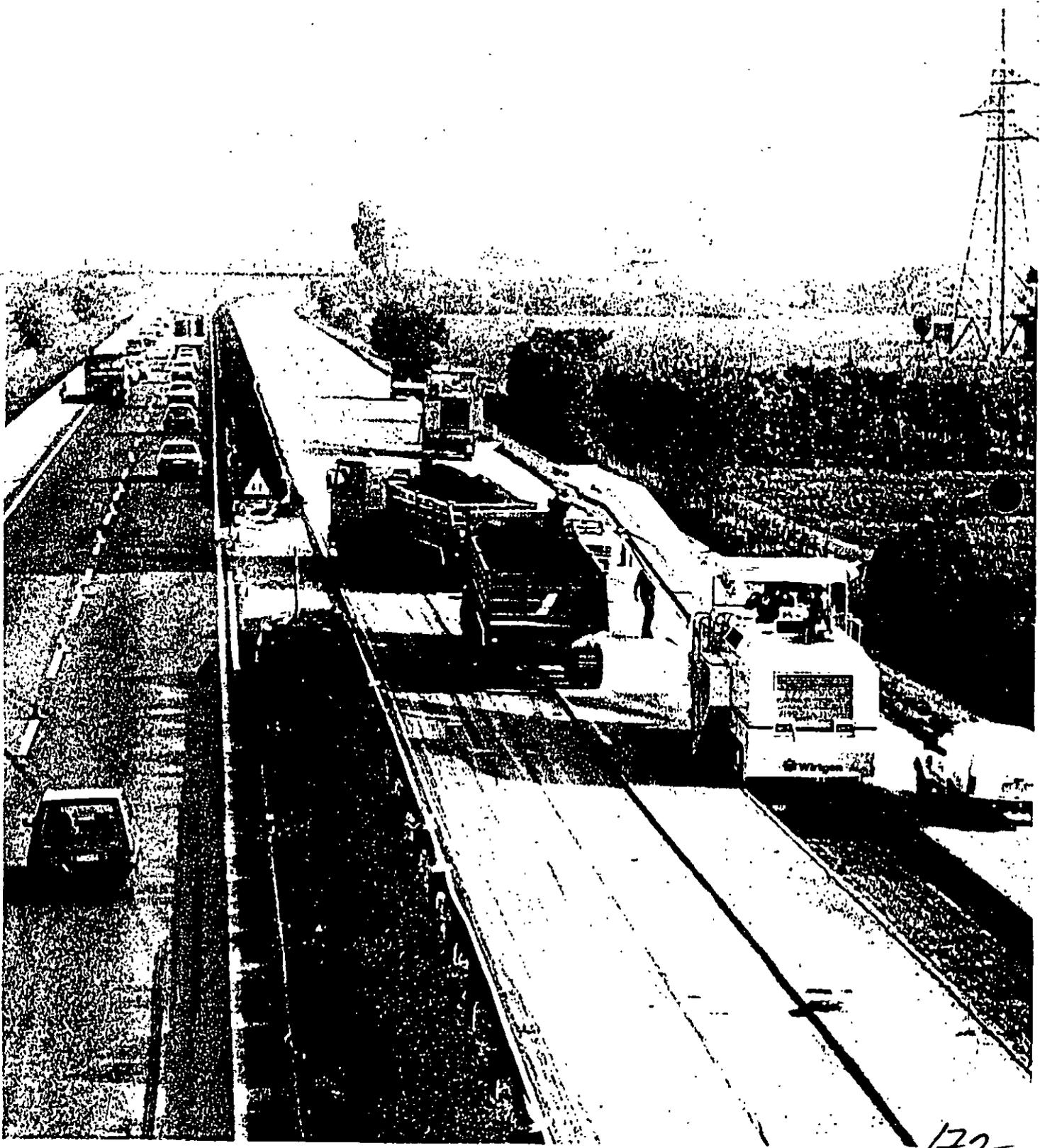
Drop-weight:	15,431 lbs 7000 daN (kg)
Max. stroke height:	11'1" 3400 mm
Engine output:	104 kW/142 PS
Operating weight:	43,341 lbs 19,660 daN (kg)
Travel drive system:	Hydraulic/front axle

Mobile hydraulic hammer Arrow D 500

All-purpose hammer for shattering and detensioning concrete pavement. Appropriate tools are available for special jobs.



Drop-weight:	1,358 lbs 616 daN (kg)
Max. stroke height:	8'2" 2500 mm
Engine output:	59.7 kW/81 PS
Operating weight:	11,463 lbs 5,200 daN (kg)
Travel drive system:	Hydraulic/front axle
Mast:	Can be displaced to the side



172



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS INSTITUCIONALES

PAVIMENTOS, ASFALTOS, EMULSIONES Y ADITIVOS

Del 26 al 28 de noviembre de 1997.

Condiciones que Influyen en los Resultados de las Pruebas de Compactación de los Suelos

Ing. Rubén Benjamín Reyes Reyes
Querétaro, Querétaro
1997.

CONDICIONES QUE INFLUYEN EN LOS RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE COMPACTACION DE SUELOS

MANUEL J. MENDOZA L.
INSTITUTO DE INGENIERIA. U.N.A.M.

Se analizan las diversas condiciones experimentales que influyen en los resultados de los ensayos de compactación en el laboratorio. Se trata primordialmente lo referente a los suelos cohesivos, enfatizando la objetividad y representatividad de las pruebas de laboratorio, en relación a la compactación de campo. Se presentan resultados de propiedades mecánicas de suelos cohesivos compactados que se ven modificadas por el procedimiento de compactación.

1. INTRODUCCION

1.1 Antecedentes

Las vías terrestres, como cualquier otra obra térrea que construye el hombre como infraestructura para su servicio y bienestar, deben mostrar un comportamiento mecánico acorde a las necesidades para las que fueron construídas. Para proporcionarles a los suelos que constituyen esas obras las características deseables, siempre surge la compactación como el medio de estabilización y mejoramiento más adecuado y barato.

La compactación es posiblemente la actividad geotécnica más antigua que ha realizado el hombre; en el principio, mediante su propio paso o el de animales en brechas y bordos. Sin embargo, no fue sino hasta la década de 1930, con los artículos publicados por Proctor, cuando se establecieron de manera consciente las bases experimentales de la relación peso volumétrico seco, γ_d — contenido de agua de compactación, w_c — energía de compactación, E_c . De ese entonces a la fecha se han realizado numerosos estudios de campo y laboratorio con suelos compactados, cuya naturaleza trifásica determina un comportamiento mecánico complejo; la interacción entre fases en los suelos cohesivos compactados se complica todavía más por el tamaño y mineralogía de sus partículas. La mayoría de esos estudios han aportado conocimientos acerca del *qué*, estableciendo relaciones fenomenológicas entre propiedades tales como la resistencia cortante, compresibilidad y permeabilidad y por la otra, la relación $\gamma_d - w_c - E_c$. Asimismo se ha avanzado primordialmente en el *cómo*, desarrollándose equipo de construcción con gran diferencia en peso, mecanismo de compactación, trac-

ción e incluso grados de automatización y control de la operación; por su parte, el equipo de laboratorio se ha mecanizado y se han desarrollado medios para compactar por amasado y vibración, acciones éstas más apegadas a la operación de campo con ciertos equipos y materiales. La complejidad antes citada de estos suelos aunada a su diversidad y variabilidad en la naturaleza, son los motivos por los que son reducidos los estudios que explican los *por qué*. Las investigaciones a nivel microscópico podrían eventualmente dar respuestas explicativas en el futuro mediato, con base en la observación y caracterización de la estructura e interacción de sus componentes bajo esfuerzos externos.

La situación anterior ha llevado a una práctica cotidiana de la compactación con cierta componente empírica, perdiéndose en ocasiones el concepto de la compactación como medio para alcanzar ciertas propiedades ingenieriles deseadas, por el erróneo de la compactación por sí misma.

1.2 Objetivos

Se analizan en este trabajo las diversas condiciones que influyen en los resultados de los ensayos de compactación en el laboratorio. Tales pruebas se tratan ya sea como el medio para establecer las propiedades deseadas de cierto suelo y sus parámetros de diseño para un problema dado, o bien como la operación para ejercer el control de calidad de cierta obra; se enfatiza el primer aspecto, revisando lo relativo a la representatividad de los ensayos de laboratorio.

La mayor parte de este trabajo se refiere a los materiales térreos compactables, de acuerdo con la norma

mexicana (ref. 1), y de éstos los que poseen un porcentaje apreciable de suelos finos, lo que les proporciona un comportamiento cohesivo. Tales suelos podrían presentarse en el cuerpo de terracerías o bien en la capa sub-rasante de vías terrestres.

2. REPRESENTATIVIDAD DE LAS PRUEBAS DE LABORATORIO

2.1 Principios de representatividad

Un principio básico general de los ensayos de laboratorio es que el material de prueba sea lo más semejante en características mecánicas al material del prototipo y que además, se vea sometido a equivalentes acciones externas tales como esfuerzo aplicado o gradiente hidráulico de la obra real. En lo que se refiere a la compactación de suelos, esta representatividad se ha intentado dar por impactos o presión estática, primero, y por amasado o vibración, o bien con alguna combinación de estos procedimientos, en años más recientes.

2.2 Tipos de compactación y su representatividad

El procedimiento de impactos sistematizado por Proctor vio pronto la aparición del procedimiento de presión estática propuesto por Porter, iniciándose así una discusión que todavía persiste entre quienes defienden la técnica de impactos que permite definir con facilidad la energía de compactación y aquellos que consideran que la aplicación de presión estática es más simple y rápida, y por tanto, un ensayo más conveniente.

La mayor parte de los estudios (refs. 2 y 3) realizados al respecto, se han enfocado a la comparación de los pesos volumétricos secos máximos y de los contenidos óptimos de agua de distintos suelos, en ambas pruebas de compactación en el laboratorio. De esta manera se ha podido verificar que los valores de γ_d máx resultantes de los ensayos Proctor SOP y Porter SOP son comparables y parece existir una relación confiable entre ellos. En general se puede señalar que un suelo cuyo producto " $Ip. (\% < 200)$ " es alto, se compacta más eficientemente por medios estáticos que por impactos y viceversa.

Sin embargo, la discusión de estos tipos de compactación con base sólo en el γ_d máx que alcanzan en cada una de ellas, excluye a las propiedades mecánicas generadas por uno y otro tipo de densificación. Unos resultados que muestran la importancia de esta consideración son los presentados en la ref 4 y que se resumen en la Tabla I. Al compactar 15 especímenes de cada suelo y con cada tipo de compactación, en los que se reprodujeron el mismo peso volumétrico seco y semejante contenido de agua, se obtuvo que los valores relativos de soporte en condiciones saturadas de los especímenes compactados estáticamente, fueron prácticamente del doble de los densificados por impactos.

La consideración de la cabal representatividad de un ensayo de compactación de laboratorio, es de particular importancia para especificar racionalmente la compactación de campo; no así para el control de calidad de la obra para cuya realización se pueden emplear incluso otras técnicas indirectas.

Tabla I. Comparación de los valores relativos de soporte para suelos compactados estáticamente y por impacto (Ref 4)

Suelo	wL %	Ip	% que pasa Malla 200	V R S			
				Impactos		P. Estática	
				X	CV	X	CV
1	38	18	29	11.1	7.6	21.8	4.2
2	43	20	74	12.4	5.6	22.1	1.8
3	40	20	90	11.7	6.5	22.5	1.9

X = valor promedio
CV = coeficiente de variación

Por otra parte, al compararse entre sí dos tipos de compactación de laboratorio y al no establecer ninguna relación con los resultados de la compactación de campo se desvirtúa o no se atiende al principio de que las pruebas de laboratorio sólo se justifican en términos de su representatividad de los procesos de campo que producen", ref 5; así pues, persiste la pregunta acerca de cuál tipo de compactación de laboratorio representa más fielmente la compactación que ejercen los equipos modernos de compactación en el campo.

La representatividad de las pruebas de impactos se ha puesto en duda, ya que ante la acción dinámica del impacto, las paredes rígidas del molde ejercen cierto confinamiento y con ello restricciones al desplazamiento lateral de las partículas, lo cual no ocurre en el campo por el reducido confinamiento superficial.

Por otra parte, la compactación estática basa su densificación primordialmente en el acercamiento relativo y uniforme de los granos, grumos o partículas en la dirección de la compresión, con mínimo desplazamiento lateral. Por el bajo confinamiento antes citado, sobre todo en las primeras pasadas de un equipo de compactación en el campo, los componentes del suelo sufren desplazamientos laterales de importancia, ya que como se explica en el mecanismo de indentación de Prandtl del cual se derivó la solución de Terzaghi al problema de capacidad de carga, la penetración origina desplazamiento de las porciones contiguas laterales.

Las consideraciones simples antes expuestas no apoyan a la compactación por presión estática y al parecer su permanencia de uso, sólo se justifica por la sencillez de su rea-

lización y la costumbre establecida; la objetividad de su estandarización para definir el óptimo podría incluso objetarse.

Para el caso de los suelos cohesivos se ha reconocido el hecho de que la compactación por amasado en el laboratorio reproduce más fielmente la estructura de un suelo densificado con rodillos pata de cabra o rodillos neumáticos. En efecto, en un estudio efectuado por el Cuerpo de Ingenieros (E.U.A.) y reportado en una cuidadosa investigación de la Universidad de Harvard (ref 6) se hicieron comparaciones de diversos procedimientos de laboratorio con la compactación en el prototipo. La compactación a plena escala se efectuó tanto con rodillos pata de cabra (33 kg/cm², 8 pasadas, capas de 20 cm) como con rodillos neumáticos (11,350 kg por eje, 4 pasadas, capas de 30 cm). La curva de compactación de campo se muestra en la Fig. 1; en ésta también se incluyen los resultados de las compactaciones Proctor estándar por impactos y Harvard miniatura por amasado. Pudo comprobarse que la compactación por amasado con 30 pisonadas de 9 kg cada una, a cada una de las 10 capas con que se forma el pequeño espécimen cilíndrico (h = 71.6 mm, d = 33.3 mm) arrojó una curva de compactación prácticamente igual a la de campo. Esta comparación también adolece de considerar sólo los γ_d , aunque en este caso al menos se cubre toda la curva de compactación y no sólo el γ_d máx; la verificación se realizó años más tarde (ref 7), al comparar las características esfuerzo-deformación de materiales de la presa Canyon en condiciones intactas y remoldeadas-recompactadas.

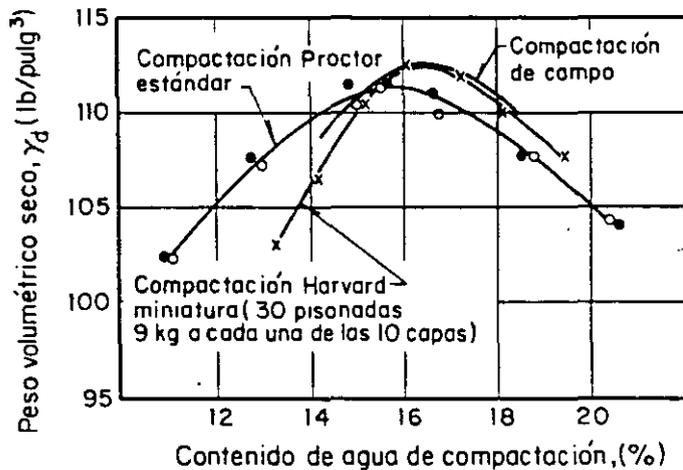


Fig. 1. Comparación de curvas de compactación de laboratorio y campo (ref 6).

2.3 Compactación por amasado

Con excepción del procedimiento de Hveem, la técnica de amasado ha tenido un campo de aplicación limitado en la tecnología de vías terrestres. Por lo antes señalado, se estima conveniente revisar algunos motivos de tal exclusión, así como proponer algunos elementos que faciliten su empleo.

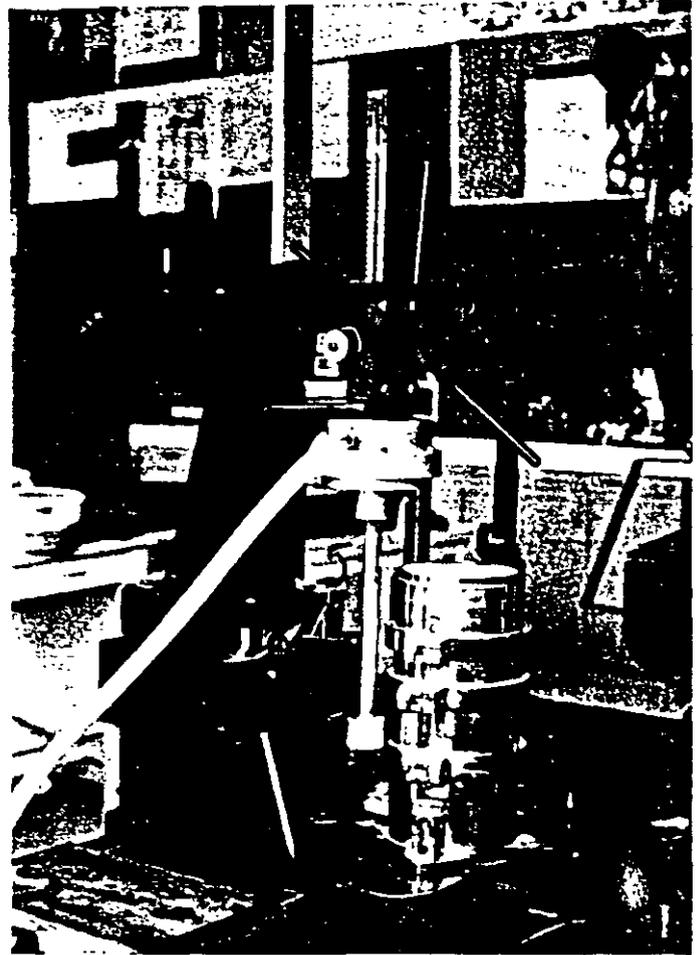


Fig. 2. Vista del compactador neumomecánico

La mayor limitación del procedimiento de amasado Harvard miniatura (ref 8) es el referente a su tamaño muy pequeño, lo que determina que sólo sea útil para suelos finos francos con porcentajes reducidos de tamaño no mayores a la abertura de la malla 4; como se verá más adelante, aun con esos tamaños de granos o grumos se pueden tener efectos de escala y de pared. Para los materiales compactables de sub-rasante con tamaños que pueden alcanzar los 7.5 cm, el molde de 3.33 cm de diámetro es imposible de usar. Existen otros equipos disponibles en el mercado extranjero que permiten compactar por amasado especímenes de tamaños mayores, aunque no como para incluir las gravas de 7.5 cm; su mecanismo es complicado y de costo alto.

En investigaciones recientes (ref 9) realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM, se ha desarrollado un compactador neumo-mecánico que permite densificar por amasado especímenes de hasta 15 cm de diámetro, de manera sencilla y mediante un equipo simple, Fig. 2; de esta manera se pueden incluir gravas hasta de 2 cm.

El principio de operación es el mostrado en la Fig 3, en donde se indica que la presión neumática constante actúa sobre un diafragma ahulado (bell-o-fram), el que le ejerce al pisón una fuerza igual al producto de su área por la pre-

sión; dicha fuerza se aplica al suelo cuando éste reacciona al compactarlo. Dependiendo del tamaño del molde por preparar, Fig 4, el compactador puede accionarse manualmente o se puede montar en una prensa de cremallera, lo que permite ejercer fuerzas relativamente altas con un moderado esfuerzo del operador.

En la Fig 5 se muestra la aplicación sucesiva de pisonadas de los compactadores neumáticos, en comparación con uno de resorte tipo Harvard-Wilson; en las ordenadas se indica la fuerza registrada por una celda instrumentada dispuesta bajo el molde de compactación y en las abscisas, el tiempo transcurrido. Puede notarse que la carga se aplica más uniformemente con los compactadores neumáticos que con el de resorte. Nótese también, Fig 5a, que el neumático mantiene la carga máxima una fracción mayor de tiempo que el de resorte, Fig 5c; el primero determina formas trapeziales, mientras que en el último, son triangulares.

2.4 Compactación por vibración

El autor no posee resultados de ensayos de compactación por medios vibratorios. Parece no haber una norma al respecto en SCT, aunque existen sin duda capas como la base de un camino o la de balasto en una vía férrea constituídas por suelo granular, en cuyo caso una prueba en el laboratorio con medios vibratorios resultaría la más representativa.

3. SUELOS ENSAYADOS

Se proporciona en la Tabla II una breve descripción de los suelos en estudio (ref 10), de los que se presentan algunos resultados en incisos posteriores. El material ensayado fue secado previamente al ambiente, homogeneizado y almacenado; a esta condición le corresponde el w_i de partida para cada ensaye.

4. MOLDES, GRANULOMETRIA DE AGREGADOS Y PISONES

4.1 Forma de los moldes

Atendiendo al enfoque de que no sólo son convenientes las determinaciones de γ_d y w_c , el uso de un molde cilíndrico de compactación con proporción conveniente de diámetro a altura, es muy recomendable para poder ensayar el espécimen integral en alguna prueba que defina su comportamiento esfuerzo-deformación; de esta manera se evita el labrado de especímenes. En los ensayos de laboratorio efectuados en el II-UNAM se ha empleado para suelos finos un molde de 3.6 x 8.5 cm, en el que se pueden compactar especímenes por impactos, amasado o presión estática, para someterlos después a compresión no —confinada o triaxial.

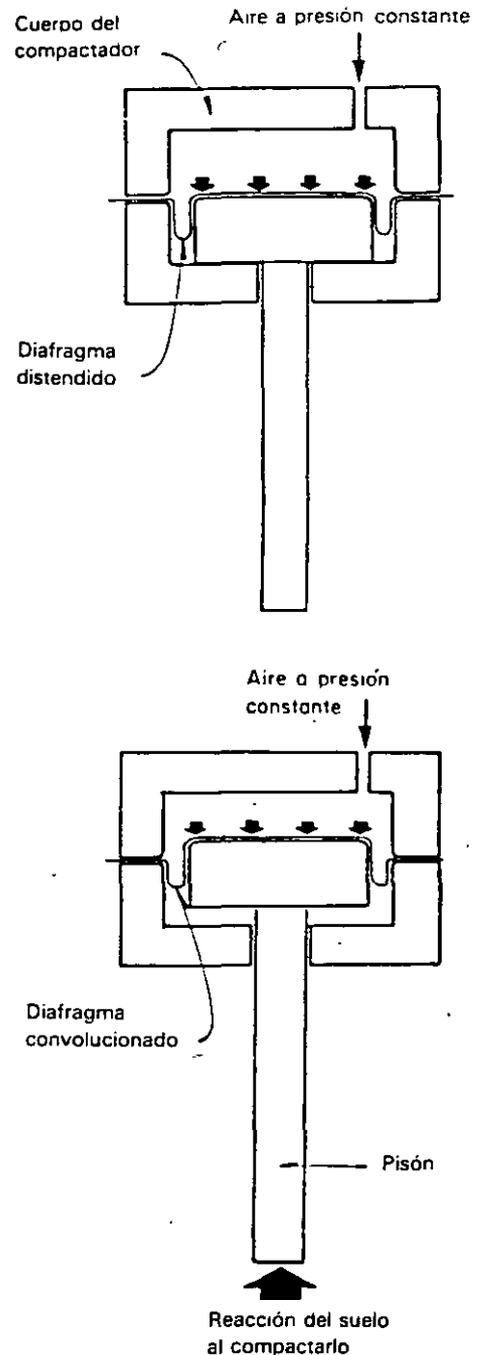


Fig. 3 Principio de operación de los compactadores neumáticos

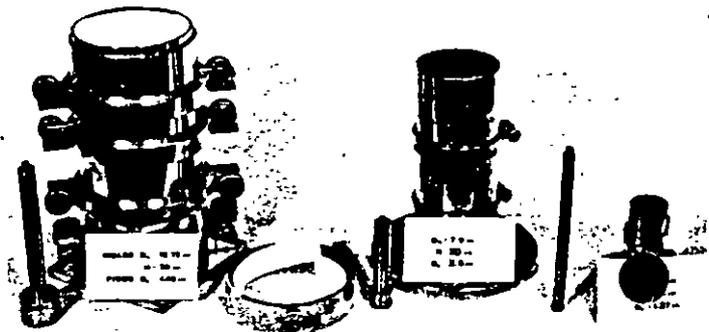
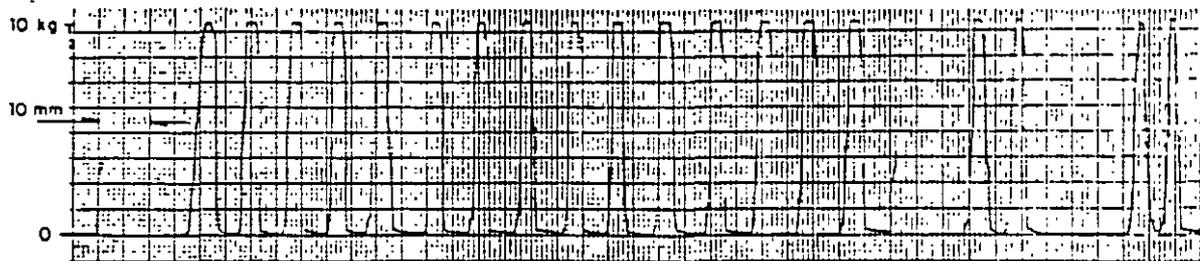


Fig. 4 Vista de moldes y pisones de compactación de diferentes tamaños



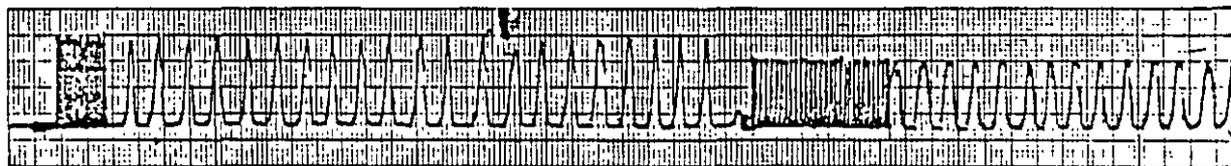
a) Compactador neumomecánico

5 mm/seg



b) Compactador neumático manual

50 mm/seg



c) Compactador mecánico de resorte

d) Compactador neumático manual

Fig. 5 Registros de la aplicación de pisonadas a través del tiempo de diversos compactadores.

Tabla II. Identificación de los Suelos Ensayados

Clasificación y Suelo	Descripción y Origen	Proporciones en la Composición Mineralógica	Contenidos de agua, en %	C. Proctor γ_d , max (g/cm ³)	Estándar w_{opt} (%)
SM-San Vicente	Material areno-limoso proveniente de lomeríos suaves formados por tobas volcánicas y localizados al oriente del Distrito Federal sobre la carretera México-Teacoco	Mayor: Feldespatos Media: Montmorilonita y haloisita Trazas: Cristobalita y anfíbola	$w_n = 30.0$ $w_i = 14.2$ $w_L = 32.9$ $I_p = 6.5$	1.44	28.2
SC - Chicoasén	Material areno-arcilloso proveniente del préstamo "La Costilla" usado para el núcleo impermeable de la presa Chicoasén. Se trata de lutitas alteradas y redepositadas.	Mayor: Cuarzo Media: Clorita Trazas: Mica, Montmorilonita, feldespatos y calcita	$w_n = 10.0$ $w_i = 4.2$ $w_L = 30.7$ $I_p = 10.2$	2.00	12.7
MH - Necaxa	Material limo-arcilloso residual proveniente de la descomposición de basalto en la ladera derecha de la presa Necaxa, Pue.	Mayor: Metahaloisita y haloisita hidratada. Media: Hematita, Cuarzo Trazas: Magnetita, ilmenita	$w_n = 51.6$ $w_i = 7.2$ $w_L = 74.0$ $I_p = 23.7$	1.24	41.0
CH - La Peña	Material arcilloso proveniente de un depósito aluvial cercano a la boquilla de la presa La Peña, Hgo.	Mayor: Montmorilonita Media: Feldespatos Trazas: Cristobalita, cuarzo	$w_n = 21.6$ $w_i = 19.4$ $w_L = 69.4$ $I_p = 38.3$	1.37	34.5

w_n = Contenido natural de agua (*in situ*)

w_i = Contenido inicial de agua (antes de añadirle agua para la compactación).

4.2 Granulometría previa a la preparación para la compactación

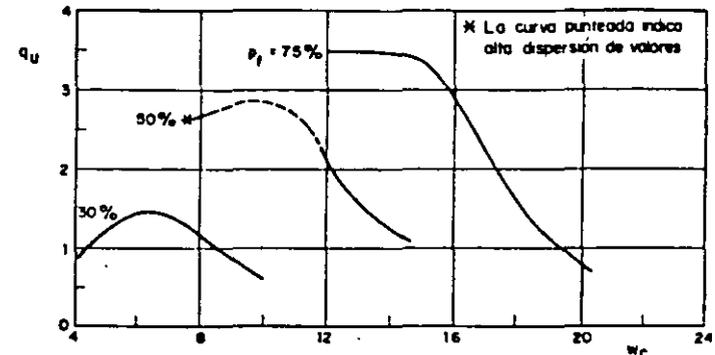
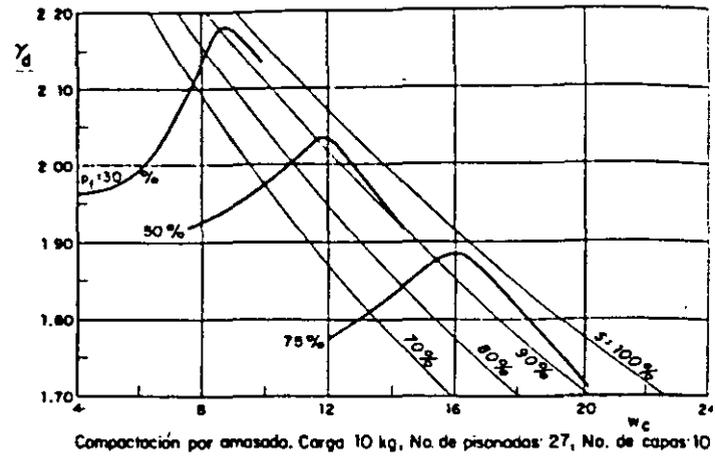
Con frecuencia se procede a secar el material proveniente de un banco de préstamo, antes de agregarle agua para su posterior compactación. El secado previo genera un alto porcentaje de grumos y asociaciones de partículas, sobre todo en materiales francamente arcillosos. De esta manera, la fracción gruesa de los suelos por compactar puede estar constituida por grumos, aun cuando sus partículas constituyentes sean menores de la abertura de la malla 200. Terzaghi hizo notar (ref 11) hace tiempo la importancia de estos grumos en el comportamiento de los suelos cohesivos; señaló que las partículas por sí mismas no son necesariamente las determinantes de las propiedades del material, sino más bien las asociaciones de ellas formando agregados o paquetes.

En la Tabla III se incluyen para cada suelo en estudio tanto la granulometría de las partículas a partir de w_n , determinada por hidrómetro (vía húmeda), como la granulometría del suelo con w_i y agrumado inmediatamente antes de la preparación para la compactación, obtenida por mallas (vía seca). Con excepción de la arena cuarzosa SP-San Roque, los materiales restantes acusan el efecto del secado.

En el inciso siguiente se mostrarán resultados que apoyan las apreciaciones de Terzaghi, así como otros a los que contribuye el tamaño del molde.

4.3 Efecto del tamaño de los granos y los grumos

Se ha observado (ref 9) que en mezclas de gravas o arena con fracción fina de suelos se modifican apreciablemente los valores de γ_d y w_c ello trae como consecuencia variación en las propiedades mecánicas. En la Fig 6 se muestra que en la medida que se aumenta el porcentaje de gruesos constituidos por granos duros, aumenta el γ_d y se reduce el w_c ; al no tener confinamiento, es explicable que en ese mismo sentido se reduzca la resistencia q_u .



γ_d = Peso volumétrico seca, en g/cm^3
 q_u = Resistencia en compresión no confinada, en kg/cm^2
 w_c = Contenido de agua, en porcentaje
 p_f = Porcentaje de finos
 MI = Muestra integral (paso malla 4)

Fig. 6 Curvas de compactación y resistencia en compresión no confinada de mezclas de la arena SP-San Roque con los finos del suelo SC-Chicoasén.

Los resultados anteriores muestran las posibles discrepancias que se pueden obtener en los pesos volumétricos secos y el contenido de agua, cuando se sustituye la fracción más gruesa de cierto tamaño, por un peso equivalente de una fracción de tamaños menores. Esta práctica es frecuente en México y sigue los lineamientos de los métodos C y D de la norma AASHTO.

Tabla III. Granulometría de partículas (1) y del suelo por compactar (2).

[Se indica el porcentaje que pasa en peso]

Malla No.	SM-San Vicente		SC-Chicoasén		MH-Necaxa		CH-La Peña		SP-San Roque	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
4	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
10	91	88	74	60	100	72	100	65	65	65
20	76	73	44	24	100	44	100	41	24	24
40	57	53	32	12	100	19	99	23	8	8
60	46	41	29	8	100	9	98	14	4	4
100	36	30	27	6	100	6	95	7	1	1
200	25	17	26	4	98	2.5	90	4	0	0
<2 u	4.5	—	7.3	—	46	—	46	—	0	0

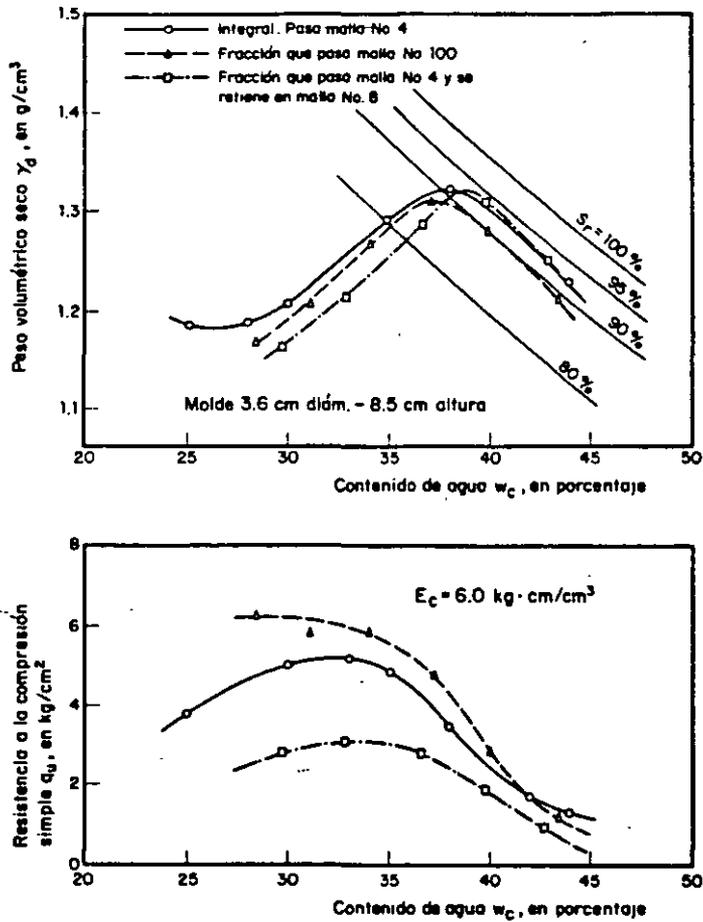


Fig. 7
Efecto de la granulometría de grumos del suelo MH-Necaxa seco al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por impactos.

Por otra parte, es común disgregar el material con un pisón de madera cubierto con hule, antes de iniciar algún ensaye en el laboratorio (ref 12); derivado de esta acción, se incluye entonces un suelo con cierta granulometría de grumos, determinada por la intensidad de la disgregación. Se muestra enseguida el efecto que tiene el ensaye de diferentes granulometrías de grumos, no de granos, ya que se trata de los suelos francamente finos MH-Necaxa y CH-La Peña.

Las granulometrías iniciales fueron:

- Integral de grumos como usualmente se compacta (caso 2 de la Tabla III)
- Grumos finos (pasan la malla 100, en seco).
- Grumos gruesos (pasan la malla 4 y se retienen en la malla 8)

En ambos suelos y empleando tanto compactación por impactos como por amasado, los resultados acusan una moderada diferencia en el γ_d , principalmente en la rama se-

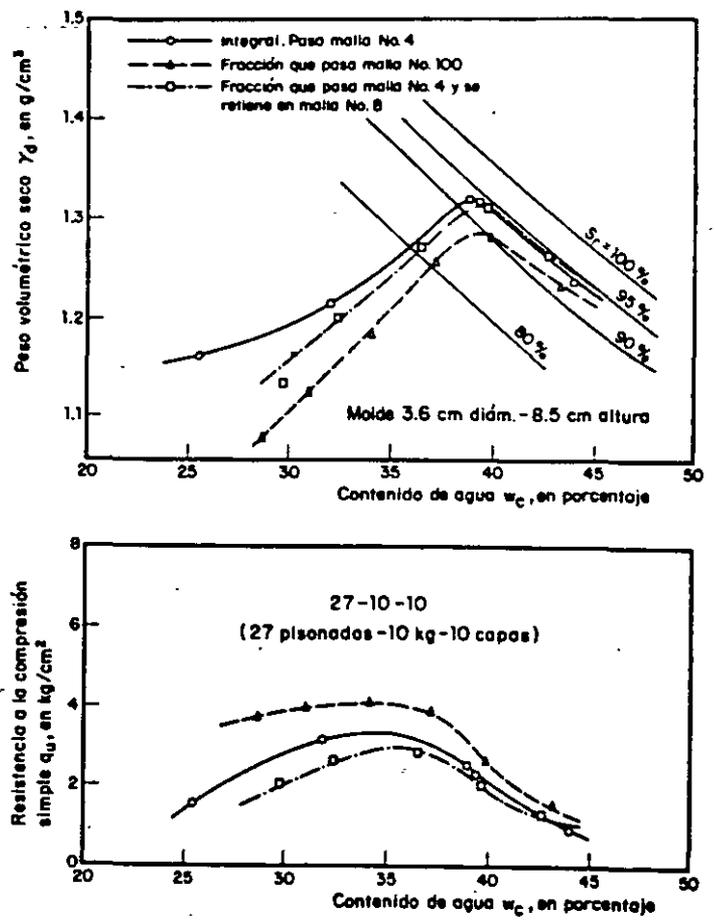


Fig. 8
Efecto de la granulometría de grumos del suelo MH-Necaxa seco al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por amasado.

ca, como se aprecia en las Figs 7 a 9. Sin embargo, la resistencia a la compresión no confinada exhibe una diferencia superior, tanto mayor conforme se está más del lado seco, llegando a guardar la resistencia q_u una relación de 3 a 1. La resistencia es máxima para los grumos finos, intermedia para la integral y mínima para los grumos gruesos; esto se explica por la mayor cuantía de debilidades que tienen los grumos conforme son más grandes.

Puede apreciarse en las Figs 7 y 8 que en el suelo MH-Necaxa, las diferencias en q_u fueron menores en las muestras compactadas por amasado que en las de impacto, lo que permite asegurar que ese procedimiento destruye más grumos.

4.4 Efectos de pared y escala

La ocurrencia de una capa superficial más porosa se ha observado (ref 13) en especímenes cilíndricos de suelos granulares; este hecho está relacionado con la presencia de una pared rígida y es tanto más importante cuanto menor es la proporción del diámetro del molde al tamaño máximo de granos. Se mostrará enseguida que este efecto de pared también ocurre en suelos cohesivos compactados,

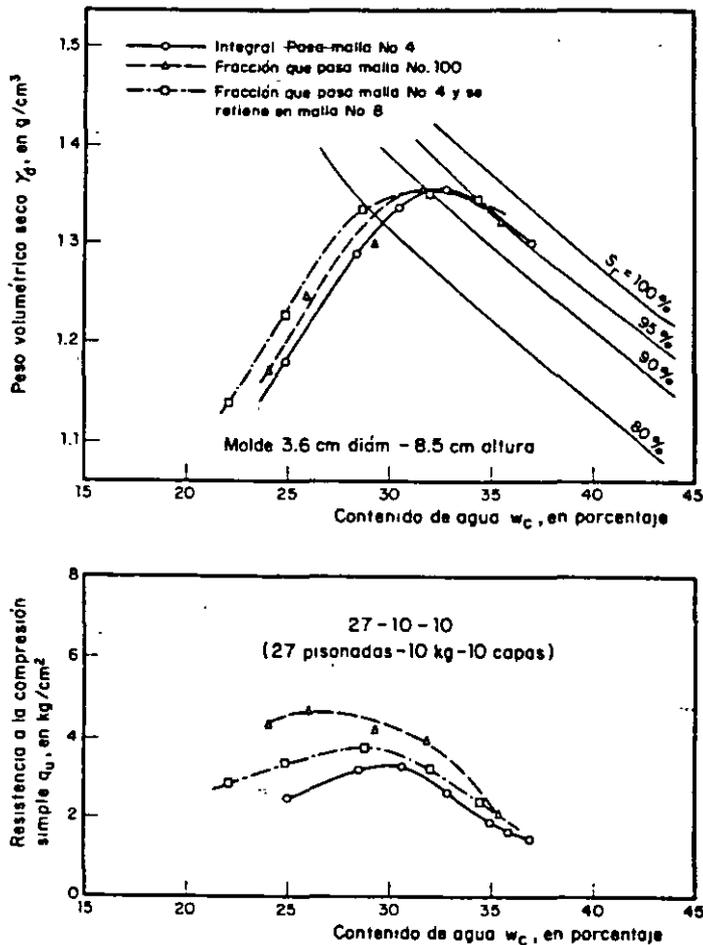


Fig. 9
Efecto de la granulometría de grumos del suelo CH-La Peña seco al ambiente, sobre el γ_d y la resistencia q_u . Compactación por amasado.

siempre que éstos se ensayen agrumados inicialmente. Se compararon nuevamente los suelos MH-Necaxa y CH-La Peña, a los que toda vez se les dosificó para asegurar la misma granulometría de partida; el tamaño máximo de los grumos en el primero fue de 4.76 mm y en el segundo de 9.52 mm. Los moldes empleados fueron de 36.0, 79.1 y 126.8 mm de diámetro con una proporción de altura a diámetro de 2.36, a fin de evitar el efecto de esbeltez reducida.

En la Fig 10 se muestran las curvas de compactación correspondientes a diferentes proporciones $D/T_{m\acute{a}x}$. El efecto de pared se aprecia en la rama seca del suelo CH-La Peña, en tanto que en el suelo MH-Necaxa para un cociente $D/T_{m\acute{a}x}$ mayor a 7.6, el efecto de pared desaparece. De los resultados anteriores se concluye que como en los ensayos con suelos granulares, debe respetarse en suelos cohesivos compactados una relación $D/T_{m\acute{a}x}$ de por lo menos 7.

Un efecto que por el contrario al de pared, afecta más a los especímenes cada vez más grandes, es el de escala, ya que así como aumentan, también es mayor la probabilidad de la ocurrencia de defectos y debilidades que facilitan la falla. Como se demostró en la Fig 10, el suelo MH-Necaxa

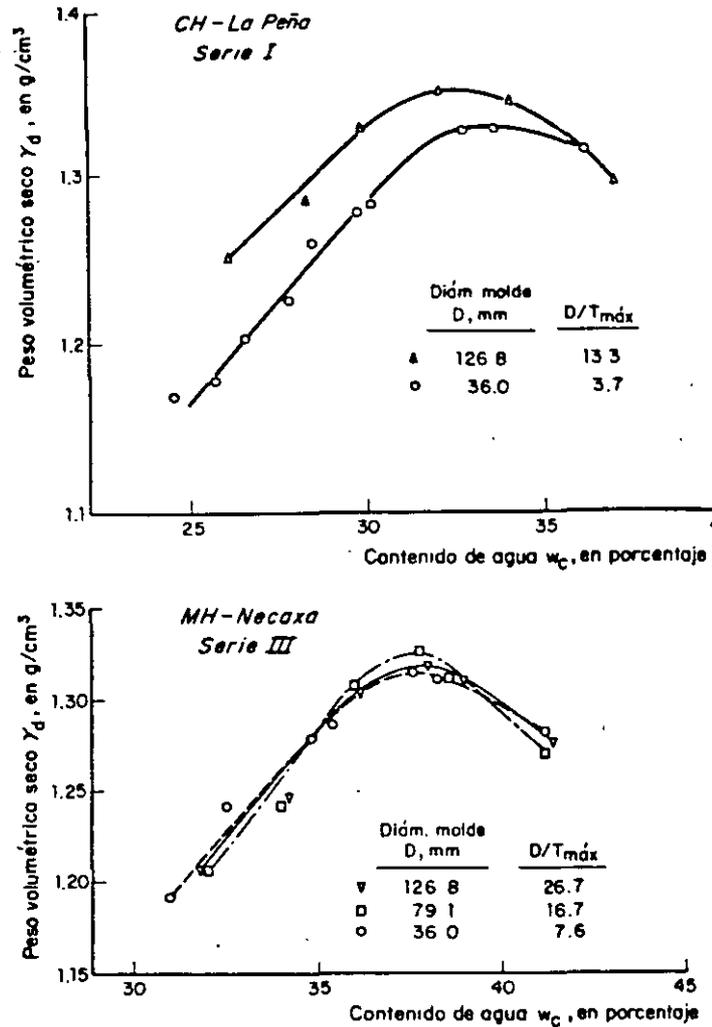


Fig. 10
Variación de las curvas de compactación por el efecto de pared

no mostró efecto de pared en el intervalo estudiado; por el contrario, en la Fig 11 se distingue que el efecto de escala es notable ya que la resistencia q_u se reduce en un 20% al aumentar el tamaño del espécimen. Por los resultados anteriores se sugiere que se usen moldes y granulometría de grumos tales que la relación $D/T_{m\acute{a}x}$ sea de por lo menos 10, para no sobrestimar la resistencia en el laboratorio por los efectos de escala.

4.5 Sobre la homogeneidad de especímenes.

Para la determinación de propiedades mecánicas es importante contar con especímenes compactados homogéneos, a fin de evitar efectos tales como pandeo, modos inusuales de falla o planos de corte inducidos (ref 14); el lograrlo depende del tipo de compactación y de la distribución de la energía de compactación en el volumen por preparar. La densificación por capas se ha reconocido como determinante para alcanzar la homogeneidad; la compactación de 10 capas en un molde de relación $H/D >$ ha considerado (ref 6) como muy conveniente.

Para la comparación de pesos volumétricos en la dirección vertical se empleó un molde de 79.1 mm de diámetro,

el cual es longitudinalmente tripartido y recubierto con una lámina de teflón a fin de extraer fácilmente el espécimen sin necesidad de prensa o gato hidráulico. Cada una de las diez capas con que se compactó y se fraccionó un espécimen, se pesó en una balanza de precisión y el volumen se determinó por inmersión en agua, recubriéndolas previamente con parafina y brea. En la Fig 12 se muestran los resultados de la compactación por impactos y por presión estática en el suelo MH-Necaxa; se distingue que el procedimiento por amasado obtiene especímenes más uniformes. En dos pruebas efectuadas con cada procedimiento de compactación, los coeficientes de variación de los pesos volumétricos totales fueron 0.26 y 0.39% para el de amasado y de 0.52 y 0.77% para el de presión estática.

Por otra parte, cabe comentar que cuando se compacta estáticamente una muestra en una sola capa, como es usual para los ensayos VRS, se genera también un espécimen con peso volumétrico decreciente hacia el extremo superior; ello como resultado de la fricción que debe ir venciendo durante la densificación. Al seccionar varios especímenes así formados, se midió una diferencia en el γ_d de aproximadamente 5.3%. Una manera que se encontró para reducir esta diferencia, aunque más complicada, fue la de emplear un pistón móvil en cada extremo del cilindro.

4.6 Pistón no circular para compactación por amasado

En el inciso anterior se revisó el aspecto de homogeneidad en la dirección longitudinal, a través de la altura, de especímenes compactados; aquí se revisa el aspecto de homogeneidad en la dirección transversal.

Tradicionalmente se han empleado pisones de sección circular (ref 8) para la compactación por amasado, cuyo diámetro es del orden del 40% del diámetro del molde. Con esta geometría se cubre el área transversal con 9 aplicaciones, 8 en la periferia a cada 45° y tangentes a la pared y la restante al centro; la ronda siguiente de pisonadas van defasadas 22.5° respecto a las de la primera ronda, buscando cubrir todo el área, y así sucesivamente. Al proceder de esta manera se generan zonas en donde se trasla-

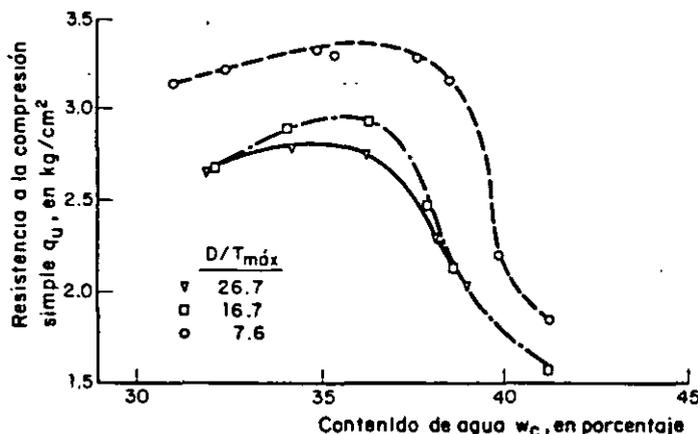


Fig. 11
Variación de la resistencia q_u por el efecto de escala.

pan las pisonadas y otras en donde éstas son mínimas; así cuando se aplican 27 pisonadas, ciertas áreas reciben hasta 6 pisonadas y otras sólo 1 ó 2.

El procedimiento anterior trae como consecuencia que no se alcance mismo γ_d en la dirección radial, como pudo comprobarse al seccionar cuidadosamente sectores circulares de especímenes de 152.4 mm de diámetro, procediendo como se señaló en el inciso anterior para determinar el γ_d .

Para atenuar este efecto se consideró conveniente diseñar un nuevo pistón que distribuyera mejor la energía de compactación en todo el volumen y que lo hiciera en un número más reducido de pisonadas. Surgió así la idea de un pistón con cuatro sectores de 30° cada uno, dispuestos a cada 90°, semejando una cruz de Malta, Fig 13a; su diámetro es 1 mm menor que el del molde. Se consideró inicialmente que el ancho de los sectores reduciéndose hacia el centro provocaban un efecto con la profundidad de menor cuantía que las zonas más anchas de la periferia; por ello se decidió construir el prototipo con una base penetrante, Fig 13b. Pronto se vieron las dificultades prácti-

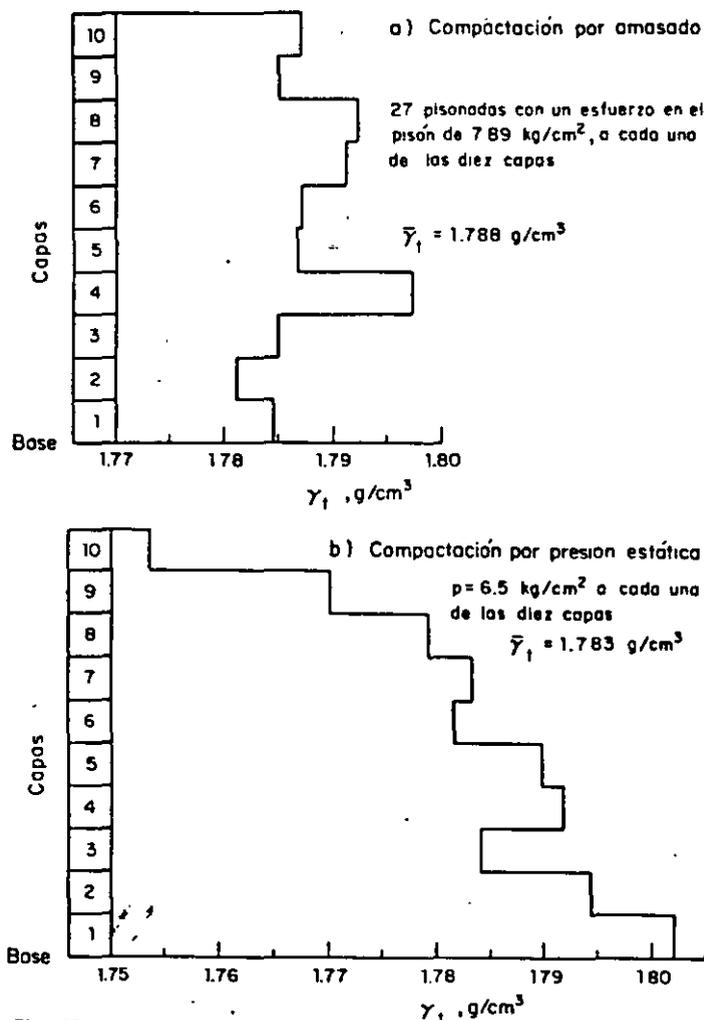


Fig. 12
Variación a través de la altura del peso volumétrico total de especímenes compactados por amasado y estáticamente. MH-Necaxa.

cas al formar especímenes con superficie extrema cónica, aun cuando así se encontró la menor dispersión de γ_d en el sentido radial. Para salvar esta dificultad se propuso una base plana y el aumento en planta de la zona central, Fig 13c. De esta manera se llegó a un pisón de compactación práctico para operarse con el compactador neumomecánico, que no tiene mayor dispersión de γ_d en dirección radial que el pisón circular y que reduce a la tercera parte el número de pisonadas.

5. PREPARACION DEL SUELO POR COMPACTAR

5.1 Sobre los procedimientos de preparación y sus efectos

Una vez decidido el tipo de compactación, la mayor parte de las veces no se le presta cuidado suficiente a la preparación del material; se llama la atención acerca de estos aspectos del trabajo experimental, ya que puede afirmarse que los resultados de la compactación de suelos cohesivos dependen de la forma como se compactan y del modo como se preparan para el ensaye.

Los procedimientos estándar de preparación de suelos establecidos por entidades tales como la ASTM y la AASHTO, indican un secado de material a una temperatura que no exceda los 60°C (ref 15). En nuestro país, SCT recomienda este procedimiento (ref 12), así como la SARH (ref 16); en el inciso siguiente se describirán las limitaciones y contraindicaciones de esta práctica, sobre todo en presencia de suelos residuales. Como resultado de este secado se forman grumos, de cuyo tamaño ligado al del molde, se derivan los efectos descritos en los incisos 4.2 a 4.4.

Otra variable del procedimiento de preparación es el tiempo de curado del material, que es el lapso comprendido entre el momento en que se le añade agua y el de su compactación; éste es necesario para distribuir uniformemente el agua en el suelo. Las mayores diferencias en el γ_d y la resistencia q_u de especímenes con diferentes tiempos de curado, ocurren en la rama seca. Para la mayoría de los suelos se recomienda fijar como tiempo de curado un día, lo que en el campo puede llevar del orden de una semana.

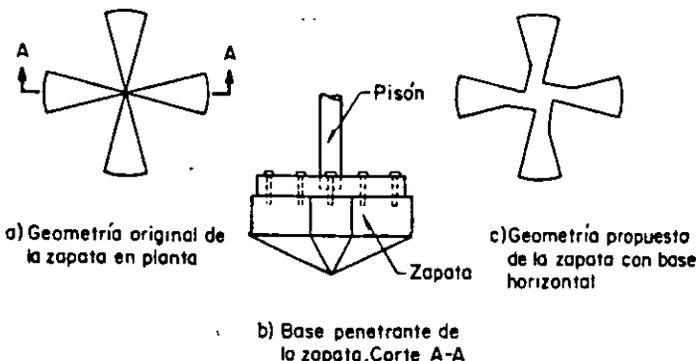


Fig. 13
Pisón de sectores para compactación por amasado

En lo referente a la acción de añadir el agua al suelo cuanto más finas sean las gotas más fácil y en menos tiempo se podrán incorporar a los grumos para alcanzar una distribución uniforme del contenido de agua; no es posible agregar el agua a chorros. Un atomizador o una pistola de aire, ésta a una presión de 1.5 kg/cm² aproximadamente, resultan muy apropiados. Se llama la atención de eventuales diferencias entre la compactación de campo y la de laboratorio por el tipo de agua utilizado.

Por lo que respecta al reuso de material para compactar varios especímenes con diferentes contenidos de agua, se sabe que la curva de compactación así obtenida adquiere valores del $\gamma_{d,m\acute{a}x}$ del 1 al 4% superiores a los que se alcanzan usando porciones separadas de material para definir cada punto de la curva $\gamma_d - w_c$ (ref 17). La práctica de reusar el material debe eliminarse; no se justifica el muestreo de una cantidad reducida de material de un banco de préstamo.

5.2 Efectos del secado en los suelos residuales

Los suelos residuales exhiben características muy peculiares, en particular en las curvas de compactación y sus propiedades índice y mecánicas, por su alta sensibilidad al secado. Los suelos residuales volcánicos abundan en México como resultado de la intemperización de rocas ígneas jóvenes o cenizas volcánicas; el suelo MH-Necaxa es de este tipo (ver Tabla II) y con él se muestra cómo el p

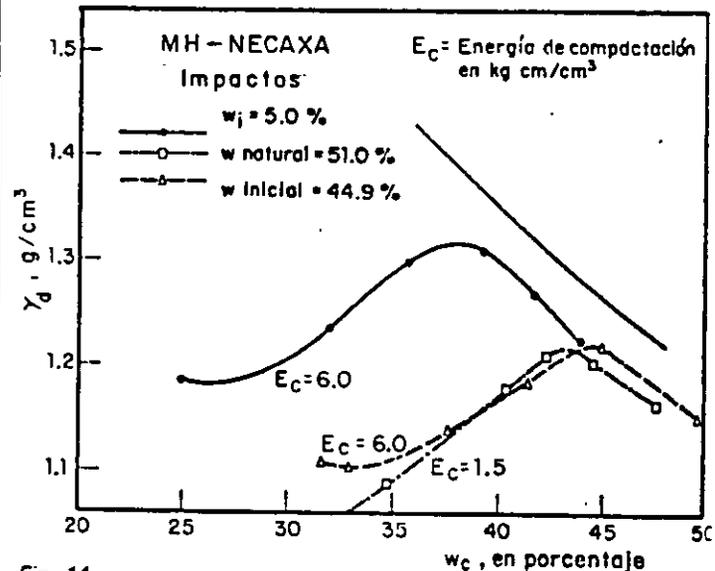


Fig. 14
Curvas de compactación por impactos del suelo MH-Necaxa con y sin secado previo.

miento de preparación puede modificar las características de compactación y de resistencia. Al efectuar dos pruebas de compactación con energía correspondiente a la Proctor estándar, una con la fracción previamente secada (ambiente ($w_i = 5\%$)) y la otra a partir de un contenido de agua próximo al natural, se obtienen dos de las tres curvas de la Fig 14. Con el material previamente secado se observa un significativo aumento del $\gamma_{d,m\acute{a}x}$ y una considerable reducción en el w_{opt} ; una tercera curva perteneciente al ma-

terial previamente secado reproduce el mismo $\gamma_d, \text{máx}$ del material no secado, pero con sólo la cuarta parte de energía de compactación.

Los resultados anteriores se pueden interpretar de la manera siguiente: Los esfuerzos de succión crecientes con el secado provocan esfuerzos de compresión sobre el esqueleto mineral de los grumos llevándolos a una porosidad baja. Por otra parte, se ha comprobado que las partículas del mismo suelo pero sin secado previo se encuentran en forma de agregados (ref 18), aunque en asociaciones más porosas que los "grumos secos". Al compactar ambas fracciones con la misma energía de compactación, la menor porosidad de los "grumos secos" se refleja en un $\gamma_d, \text{máx}$ mayor y un w_{opt} menor, de manera semejante a lo que ocurre en un material cohesivo con porcentaje creciente de granos (ver Fig 6); así pues, los "grumos secos" se asemejan en cierta medida a los granos duros, como lo demuestra el hecho de que ni al añadirles agua ni al compactarlos se destruyen totalmente.

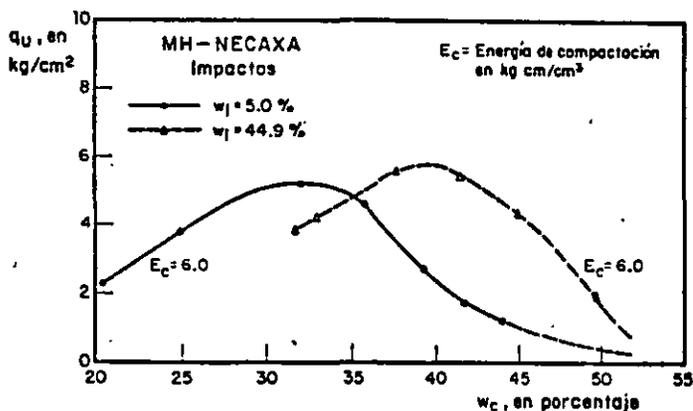


Fig. 15 Resistencia no confinada de los especímenes compactados por impactos del suelo MH-Necaxa, con y sin secado previo.

Por la coincidencia de curvas de compactación para la combinación material no secado cierta energía y material secado —mucho menor energía, puede considerarse que el secado previo es equivalente a emplear una energía mayor de compactación.

Con cierta frecuencia se suscita la reclamación de los constructores en el sentido de que no es posible alcanzar el γ_d o grado de compactación proyectado, aun con equipo pesado y gran cantidad de pasadas; la razón puede residir en que la curva patrón de compactación se haya obtenido en el laboratorio con material previamente secado.

No obstante la diferencia en las curvas de compactación con misma energía entre los materiales natural y previamente secado, resulta sorprendente que las máximas resistencias a compresión no confinada sean muy semejantes, Fig 15. Estos resultados, inusitados frente a la experiencia acumulada en suelos aluviales o coluviales, fueron ya anotados por Terzaghi (ref 19) para el caso de los

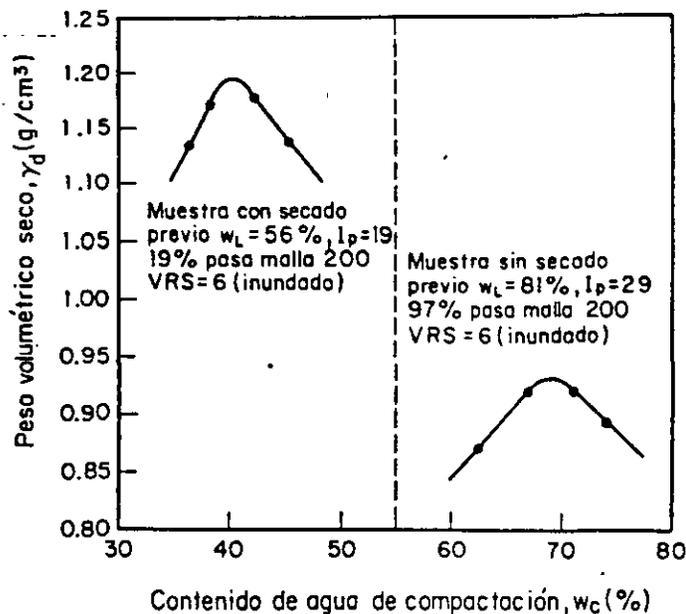


Fig. 16 Comparación de propiedades físicas de especímenes compactados con y sin secado previo (ref 21)

suelos residuales volcánicos de Kenya y Java. Al parecer un efecto de escala llevado al nivel de los grumos podría explicar que aunque el espécimen alcance un mayor γ_d en los previamente secados, sus grumos posean, por ser más grandes, debilidades mayores que propicien la falla.

El secado en los suelos residuales provoca cambios que en general son irreversibles, afectando granulometría y límites de plasticidad (ref 20) además de las curvas de compactación. Esto es particularmente válido en los suelos residuales haloisíticos a los que la deshidratación previa les modifica incluso su mineralogía. Un resultado muy semejante al caso antes expuesto es el del suelo proveniente del aeropuerto internacional de San José, Costa Rica (ref 21) en el que no obstante la gran diferencia en γ_d entre los especímenes con y sin secado previo, Fig 16, se alcanzó en ambos el mismo valor relativo de soporte.

5.3 Tiempo de reposo

Cuando la realización de algún ensayo para determinar propiedades mecánicas ocurre tiempo después de compactar cierto suelo, éstas sufren diferencias importantes con respecto a las de especímenes frescos; se reconoce como tiempo de reposo al lapso transcurrido entre la compactación y la ejecución de algún ensayo.

Se presentan enseguida los resultados del ensayo de los cuatro suelos cohesivos, preparados con tres contenidos de agua correspondientes a la rama seca, al óptimo, y a la rama húmeda de la curva de compactación por amasado 25-10-10 (25 pisonadas de 10 kg - 7.87 kg/cm² - en cada una de las 10 capas); para cada contenido de agua de cada suelo se compactaron 10 probetas el mismo día (ref 18), de

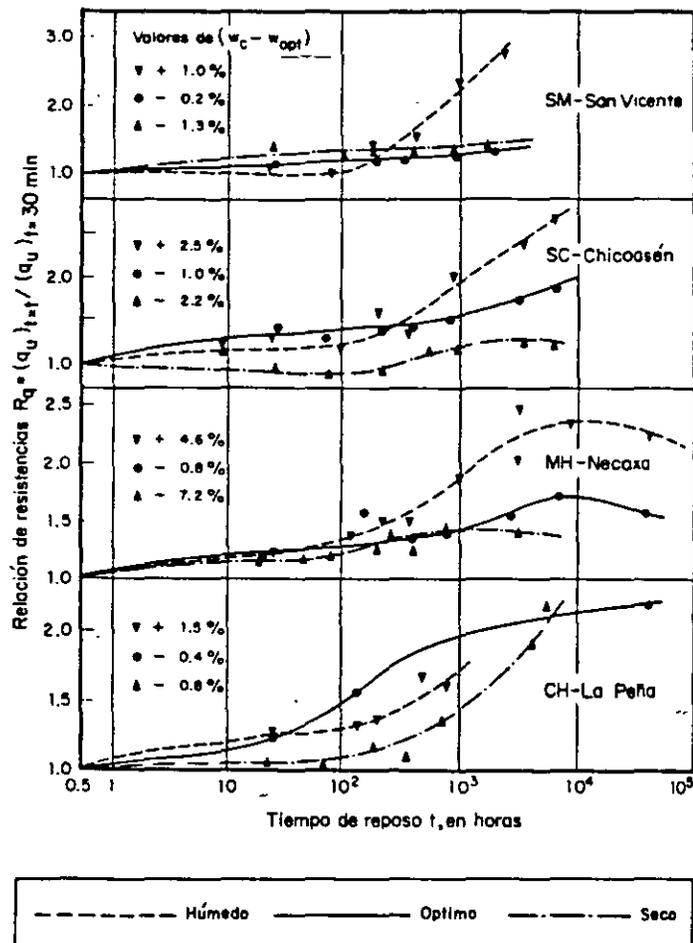


Fig. 17
Efecto del tiempo de reposo sobre la resistencia a la compresión no confinada de suelos compactados por amasado (25-10-10).

las cuales se fueron ensayando a diferentes tiempos de reposo, teniendo especial cuidado de protegerlas contra pérdidas de humedad.

La variación de R_Q con el tiempo de reposo se muestra en la Fig 17, siendo R_Q la relación entre las resistencias a la compresión no - confinada para cierto tiempo de reposo, t , y el tiempo de reposo considerado como inicial (30 minutos). Se aprecia que la resistencia aumenta con el envejecimiento en los cuatro suelos, resultando más notorio el incremento cuanto mayor es el contenido de agua de compactación; se alcanzan valores de R_Q del orden de 2.5 para $t = 500$ días.

Para estudiar los cambios de la deformabilidad por el envejecimiento se definió la relación R_M como el cociente de los módulos secantes al 50% de la deformación de falla en los ensayos q_U , para un tiempo de reposo t y el inicial. Aunque con dispersión mayor a la de R_Q , se encontró que puede alcanzar valores incluso mayores que R_Q , sobre todo en los materiales compactados en la rama húmeda. Este efecto de "endurecimiento" por el envejecimiento puede justificar, por lo menos cualitativamente, las diferencias que a menudo se tienen entre las mediciones *in situ* de las deformaciones de una estructura térrea, y aquéllas estimadas con el método de los elemen-

tos finitos con base en los resultados de ensayos de laboratorio con especímenes frescos.

6. PROCEDIMIENTOS DE COMPACTACION Y SU INFLUENCIA EN LA RESISTENCIA CORTANTE Y LA DEFORMABILIDAD

6.1 Impactos, amasado y presión estática

En el inciso 2.2 se señaló la influencia que tiene el tipo de compactación sobre las propiedades mecánicas de los suelos compactados. A los resultados ahí presentados que indican diferencias significativas en el VRS de especímenes compactados por impactos y presión estática, se añaden en este capítulo los referentes a los cuatro suelos cohesivos en estudio, compactados por impactos, amasado y presión estática; a los especímenes así densificados se les falló en pruebas de compresión no-confinada, con lo que se tiene un índice de la resistencia y deformabilidad en su condición no-drenada.

Cada uno de los suelos ensayados se compactó con cinco diferentes energías en cada uno de los tres tipos de compactación; las condiciones en cada caso fueron las indicadas en la Tabla IV. Siempre se utilizó un molde de 3.6 cm de diámetro y 8.5 cm de altura; los suelos fueron previamente secados al ambiente, de tal suerte que el contenido inicial de agua de cada uno fue el señalado en la Tabla II y la granulometría, la mencionada en la Tabla III.

Se decidió secar los suelos al ambiente, a pesar de los efectos conocidos del secado, con objeto de partir sistemáticamente para las pruebas de compactación, con el mismo contenido inicial de agua y con la misma granulometría de grumos; ello por dificultad de preservar el contenido natural de agua de una gran cantidad de material a través del tiempo.

6.2 Comparación de características esfuerzo-deformación

Con base en los resultados de los ensayos descritos en el inciso anterior, para cada suelo fue posible comparar tanto la resistencia q_U , como los módulos de deformación inicial M_0 , de especímenes compactados por impactos, amasado y presión estática. Tal comparación se realizó para ciertos grados de saturación y pesos volumétricos secos preestablecidos; los resultados se presentan normalizados en la Tabla V, con respecto a los de la compactación por impactos.

Al densificar cada suelo con diferente tipo de compactación se alcanzan diferentes resistencias y módulos de deformación, con iguales valores de γ_d y S_r ; así pues, una variable significativa de los suelos cohesivos compactados es el arreglo geométrico espacial que guardan los grumos, agregados y/o partículas, en combinación con sus intrahuecos e interhuecos. Esta estructura de los suelos compactados está influenciada por la magnitud de las deformaciones cortantes (distorsiones) que dependen a su

vez del tipo de compactación. Cuanto mayores son las distorsiones que se ejercen al suelo durante su compactación, menor es su resistencia y considerablemente mayor su deformabilidad; los resultados de la Tabla V así lo señalan, ya que la compactación por amasado induce las mayores distorsiones, en tanto que son mínimas en la compactación por presión estática.

El mayor módulo M_0 se logra con la compactación estática, para mismo γ_d e igual S_r . El caso extremo entre los suelos ensayados es el del suelo residual MH-Necaxa, en cuya rama seca el M_0 obtenido de un espécimen compactado estáticamente, resultó de cinco veces el alcanzado por impactos.

Por otra parte, puede apreciarse que las mayores diferencias en resistencia y deformabilidad debidas al tipo de compactación, ocurren en los suelos francamente finos; las diferencias que acusan los suelos arenosos SM y SC son reducidas, aun cuando la compactación por amasado produce también la menor resistencia en el suelo SC. En términos generales, se puede apreciar que para cada grado de saturación, las mayores diferencias en resistencia y deformabilidad por el tipo de compactación ocurren para los valores menores de γ_d ; en este caso, la mayor diferencia

respecto a la de impactos, ocurre en las muestras compactadas estáticamente.

7. CONCLUSIONES

Se ha demostrado cómo diferentes condiciones en la preparación y ejecución de los ensayos de compactación, dan como resultado cambios importantes en las propiedades físicas y mecánicas de los suelos cohesivos compactados.

Precisamente para definir los parámetros de tales propiedades con fines de diseño, es trascendental reproducir en el laboratorio lo más fiel e ingenierilmente posible a través de los especímenes compactados, las características que se tienen o tendrán en el prototipo, sometido a la compactación de campo. Inclusive si la compactación de laboratorio tiene como objetivo solamente establecer una curva patrón de compactación con fines de juzgar la calidad de la operación de campo, la manera de preparar el material para el ensayo podría impedir un control racional; en efecto, si por ejemplo se secan previamente ciertos suelos residuales, seguramente se tendrá dificultad para alcanzar cierto grado de compactación en la obra con los suelos trabajados a partir de su contenido natural de agua. Así, la

Tabla IV. Condiciones de compactación de los suelos ensayados a compresión no confinada

SUELO	I M P A C T O S					AMASADO	ESTATICA	
	E_c	P	H	N_g	N_c	$N_p - F - N_c$	σ_c	N_c
SM San Vicente	1.5	0.466	3.6	8	10	27 - 5 - 10	6.0	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	27 - 10 - 10	12.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	27 - 20 - 10	24.0	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27 - 30 - 10	45.0	10
	27.4	1.472	20.95	8	10	17 - 40 - 10	65.0	10
SC Chicoasén	1.5	0.466	3.6	8	10	27 - 5 - 9	3.0	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	27 - 10 - 9	6.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	27 - 15 - 9	12.0	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27 - 20 - 9	24.0	10
	27.4	0.732	20.95	16	10	27 - 40 - 10	45.0	10
MH Necaxa	1.5	0.466	3.5	8	10	36 - 5 - 10	2.85	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	10 - 10 - 10	6.3	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	18 - 15 - 10	15.8	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	27 - 20 - 10	--	--
	27.4	0.732	20.95	16	10	--	--	--
CH La Peña	1.5	0.466	3.6	8	10	36 - 5 - 10	3.9	10
	3.0	0.466	7.2	8	10	10 - 10 - 10	6.0	10
	6.0	0.466	14.55	8	10	18 - 15 - 10	12.3	10
	10.3	0.802	14.55	8	10	17 - 20 - 10	41.3	10
	27.4	0.732	20.95	16	10			

P peso del martillo de compactación, en kg (diámetro del martillo, 1.8 cm)
H altura de caída libre del martillo, en cm
 N_g número de golpes en cada una de las 10 capas
 N_c número de capas
 $N_p - F - N_c$ Número de pisonadas por capa-fuerza aplicada por el pisón, kg-número de capas (diámetro del pisón, 1.27 cm)
 σ_c esfuerzo axial de compactación, en kg/cm²
 E_c energía específica de compactación, en kg-cm/cm³

identificación y caracterización de los suelos por compactar adquiere primordial importancia.

Como resultado también del secado los suelos se agrupan, condicionando así una granulometría de agregados totalmente diferente al de sus partículas, lo que conduce a posibles efectos de pared y escala dependiendo del tamaño del molde utilizado, incluso en suelos francamente finos.

Aun cuando son escasas las investigaciones acerca de las propiedades de los suelos compactados en el campo, éstas señalan que los equipos modernos de compactación generan distorsiones en los suelos cohesivos que podrían

semejarse más a la compactación por amasado. Para el caso, se propone en este trabajo un compactador neumático mecánico simple que permite compactar especímenes hasta de 15 cm de diámetro.

Con base en un estudio amplio de la compactación por impactos, amasado y presión estática, se puso de manifiesto el efecto que tiene el tipo de compactación en la deformabilidad y la resistencia cortante; los suelos más sensibles a ello son los francamente finos. Las distorsiones que genera cada tipo de compactación provocan diferentes arreglos de sus agregados y partículas, los que condicionan las diferentes propiedades mecánicas observadas

Tabla V. Efecto de los diferentes métodos de compactación sobre la resistencia* q_u y el módulo de deformación inicial M_0 .

Suelo	S_r %	ρ_{dc} g/cm ³	R_{qu}		RM_0		Suelo	S_r %	ρ_{dc} g/cm ³	R_{qu}		RM_0	
			Amasado	Estática	Amasado	Estática				Amasado	Estática		
SM-San Vicente	70	1.35	0.64	1.27	0.60		CH-La Peña	70	1.10	1.73	1.27	0.98	5.17
		1.40	0.97	1.19	0.90				1.15	1.28	0.95	0.98	1.1
		1.45	1.05	1.04	0.98				1.20	0.97	1.14	0.68	1.1
		1.50	1.09	0.97	1.00				1.25	0.87	1.37	0.65	1.12
		1.55		0.89					1.29	0.99		0.69	1.06
	90	1.35		1.00				90	1.20	1.05		2.07	
		1.40	0.97	1.14					1.24	1.15	0.86	1.82	5.07
		1.45	1.07	1.08	0.84				1.28	1.27	0.93	1.21	3.54
		1.50	1.08	1.02	1.22				1.32	1.16	1.06	0.89	2.18
		1.55	1.01	0.95	1.13				1.36	0.99	1.20	0.84	1.31
	en el óptimo	1.35		0.93				en el óptimo	1.24	0.99	0.95	1.03	5.23
		1.40	1.02	1.04					1.28	0.85	0.88	0.78	3.35
		1.45	1.10	1.02	0.97				1.32	0.64	0.74	0.61	1.76
		1.50	1.13	1.03	1.43				1.36	0.49	0.59	0.58	0.92
		1.55	1.00	0.99	1.30				1.40	0.40	0.49		0.59
SC-Chicoasén	70	1.85	0.75	0.92	0.89	0.81	MH-Necaxa	70	1.20	1.04		1.59	1.11
		1.90	0.79	0.89	0.64	0.73			1.25	0.93	0.85	1.29	1.28
		1.95	0.77	0.88	0.64	0.77			1.30	0.81	0.92	0.96	1.19
		2.00	0.74	0.85	0.75	0.79			1.35	0.85	1.01	0.84	1.14
		2.05	0.71	0.78	0.90	0.82			1.38	0.90	1.08		
	90	1.90		2.42		2.85		90	1.30	0.98	0.85	1.31	1.27
		1.95	1.00	1.34	0.40	1.91			1.35	1.01	1.03	1.34	1.49
		2.00	0.82	0.89	0.49	0.87			1.40	0.94	1.02	1.06	1.36
		2.05	0.84	0.77	0.60	0.74			1.45	0.93	0.94	1.25	1.21
		2.10	0.87	0.85	1.19	0.93			1.50		0.96		1.09
	en el óptimo	1.90		2.44		3.35		en el óptimo	1.30	0.80	0.77	0.93	1.41
		1.95	1.16	1.50	0.42	1.95			1.35	0.84	1.02	0.87	1.50
		2.00	0.94	1.02	0.46	1.17			1.40	0.80	1.04	0.75	1.3
		2.05	0.91	0.84	0.58	0.83			1.45	0.70	0.95	0.60	1.6
		2.10	0.89	0.91	0.85	0.98			1.50		0.89		

* Se presentan los valores normalizados. Para la compactación por impactos $R_{qu} = RM_0 = 1$.

RECONOCIMIENTOS

La mayoría de los resultados aquí presentados están basados en un proyecto de investigación realizado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, con el patrocinio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través de la Dirección General de Servicios Técnicos. El autor expre-

sa su agradecimiento al Prof. R. J. Marsal y al Ing. J. Alberro por la acertada orientación y supervisión del trabajo experimental. Otros ingenieros han participado en las diversas etapas del proyecto; se reconoce particularmente la colaboración del Ing. G. Hiriart.

REFERENCIAS

1. SCT (1985), *Normas de calidad de los materiales*, Libro 4; Parte 01 Carreteras y aeropistas; Título 01 Materiales para terracerías, 4.01, 01, México.
2. Aguirre, L M (1964) "*Correlación entre las pruebas estáticas y dinámicas de compactación de suelos en el laboratorio*", Tesis de Maestría, *División del Doctorado, UNAM*.
3. Alberro, J (1966) "*Estudio de una correlación entre pruebas de compactación estática y dinámica*", *Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM a la Secretaría de Obras Públicas, México*.
4. Murillo, M A (1984) "*Coeficientes de equivalencias para evaluar el tránsito en el diseño de pavimentos flexibles y, comparación de la variabilidad en las pruebas de VRS de especímenes estática y dinámicamente compactados*" Tesis Profesional dirigida por F. Olivera B, *UNAM-ENEP, Aragón*.
5. Rico, A y Del Castillo, H (1974), *La ingeniería de suelos en las vías terrestres*, Tomo I, Limusa, México.
6. Casagrande, A y Hirschfeld, R (1960) "*Stress-strain deformation and strength characteristics of a clay compacted to a constant dry unit weight*", *Harvard Soil Mechanics Series No. 61*, Cambridge, Mass
7. Casagrande, A, Hirschfeld, R y Poulos, S (1963) "*Investigation of stress-deformation and strength characteristics of compacted clays*", *Harvard Soil Mechanics Series No. 70*, Cambridge, Mass.
8. Wilson, S D (1950) "*Small soil compaction apparatus duplicates field results closely*", *Engineering News Record*, Vol 145, No 18
9. Alberro, J, Mendoza, M J, Marsal, R J e Hiriart, G (1982) "*Comportamiento de suelos compactados*", *Cuarto Informe del Instituto de Ingeniería, UNAM, a la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México*
10. Alberro, J, Marsal, R J y Mendoza, M J (1985) "*Comportamiento de suelos cohesivos compactados*", *Series del Instituto de Ingeniería, No. 493*
11. Terzaghi, K (1956) "*Correspondence*" (Comentarios sobre el trabajo de G H Bolt), *Géotechnique*, Vol VI, Londres
12. SAHOP (1981), *Instructivo para efectuar pruebas en suelos*, Apoyo Didáctico, Vol 1, México
13. Marsal, R J (1969) "*Contribution on mechanical properties of rockfill*", *VII ICSMFE, Specialty Session No 13*, México.
14. Gau, F L y Olsen, R E (1971) "*Uniformity of specimens of a compacted clay*", *Journal of Materials*, JMLSA, Vol 6, No. 4 pp 874-888
15. American Society of Testing Materials (1975), *ASTM Standards*, Part 19, Designation D698-70A, USA
16. S R H (1970), *Manual de Mecánica de Suelos*, Quinta edición, México
17. Johnson, A W y Sallberg, J R (1962) "*Factors influencing compaction test results*", *Highway Research Board*, Bulletin 319, Washington D.C.
18. Mendoza, M J (1982) "*Características esfuerzo-deformación de suelos cohesivos compactados: Efectos estructurales*", Tesis de Maestría, *División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM*.
19. Terzaghi, K (1958) "*Design and performance of the Sasumua dam*", and "*Discussion*", *Procs. Institution of Civil Engineers*, 9, Londres
20. Marsal, R J y Mendoza, M J (1985), *Contribuciones al Primer Congreso Internacional sobre Geomecánica de Suelos Tropicales Lateríticos y Saprolíticos-Tropicales '85*, Brasilia, *Publicación No. 48, CFE, México*
21. Morin, W J y Todor, P C (1975), *Laterite and lateritic soils and other problem soils of the tropics*, Lyon Assoc. for AID, USA.



**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS INSTITUCIONALES

PAVIMENTOS, ASFALTOS, EMULSIONES Y ADITIVOS

Del 26 al 28 de noviembre de 1997.

Asfaltos y Normalización

Ing. Rubén Benjamín Reyes Reyes
Querétaro, Querétaro
1997.

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS

ARTICULO DEL MES

" ASFALTOS Y NORMALIZACION "

POR BERNARD BRÛLÉ, JEFE DE LA SECCION DE AGLUTINANTES
PARA CARRETERAS DEL LABORATORIO CENTRAL DE PUENTES Y
CARRETERAS DE FRANCIA.

ESTE ARTICULO FUE TRADUCIDO EN LA SUBDIRECCION DE ANA
LISIS Y DOCUMENTACION DE ESTA DIRECCION GENERAL

SECRETARIADO TECNICO
DE DOCUMENTACION

CENTRO DE DOCUMENTACION
TECNICA

MEXICO, D. F., ENERO DE 1989

ASFALTOS Y NORMALIZACION

Autor:

Bernard Brûlé

Jefe de la Sección de Aglutinantes para Carreteras

Laboratorio Central de Puentes y Carreteras. (Francia)

Resumen

Este artículo describe los trabajos realizados por un grupo formado por decisión del Director del Laboratorio Central de Puentes y Carreteras (LCPC), al que se dió la misión de analizar las modificaciones experimentadas por las normas y especificaciones para los asfaltos empleados en carreteras.

Se presenta en primera instancia la evolución de las especificaciones en los Estados Unidos y en los países europeos. Las especificaciones federales americanas aparecieron en el año de 1925 y estuvieron basadas principalmente en la penetración; después aparecieron especificaciones basadas en la viscosidad antes o después de un envejecimiento artificial. En Europa, preocupaciones relacionadas con la previsión de durabilidad, motivaron a muchos países a incluir en sus especificaciones una prueba de simulación de la evolución del endurecimiento, ya sea con la Prueba en Horno de una Película Delgada (PPD), o bien con la Prueba en Horno de una Película Delgada Rodillada (PPDR). En lo que concierne a las especificaciones francesas, al realizar un examen crítico de la norma NF T 65-001, parece que ésta sólo garantiza la consistencia a una temperatura media de 25° C pero no asegura nada para temperaturas de servicio elevadas y tampoco indica nada respecto a la fragilidad a bajas temperaturas y en relación a la susceptibilidad al envejecimiento de la Película.

Por lo tanto parece que es indispensable el desarrollar especificaciones de asfaltos puros para lograr una mejor adecuación de la calidad. Los objetivos principales de este desarrollo serán obtener una mejor previsión sobre la consistencia de los asfaltos a temperaturas de servicio elevadas, así como una sensibilidad limitada en cuanto a su evolución, asociada a las posibilidades de deformación y de auto-reparación a bajas temperaturas.

Boletín de Correspondencia - Laboratorio de Puentes y Carreteras
148 marzo - abril 1987, referencia 3196

INTRODUCCION

Por decisión del Director del Laboratorio Central de Puentes y Carreteras (LCPC), el día 9 de noviembre de 1984, se constituyó un grupo de trabajo titulado "Asfaltos y Normalización". El objetivo de este grupo se definió de la siguiente manera:

"Recopilar las modificaciones a las normas de calidad y a las normas para pruebas de asfaltos para caminos".

Este artículo se refiere a los trabajos realizados por este grupo, organizado por M. B. Brulé y constituido por las señoras A. M. - Ajour (LCPC) y G. Bicheron (Laboratorio Regional de Aix en Provençe) y por los señores J. P. Grimaux (Laboratorio Regional de San Quintín), J. Peajoan (SETRA), C. Such (LCPC), M. Van Grevenynghe -- (Laboratorio Regional de Rouen) y J. C. Vaniscote (LCPC).

EVOLUCION DE LAS ESPECIFICACIONES EN LOS ESTADOS UNIDOS Y EN LOS PAISES EUROPEOS.

Las especificaciones tienen por objetivo permitir el aseguramiento de la calidad del producto mediante la realización de un número limitado de pruebas relativamente simples, efectuadas según procesos operativos bien definidos que conduzcan a resultados reproducibles

La dificultad propia de los aglutinantes bituminosos estriba en su extrema complejidad, su composición, su comportamiento reológico y la complejidad de las relaciones entre sus características y las de las mezclas.

Se entiende entonces, que lo apropiado en cuanto a "Normas de calidad", a satisfacción del encargado de una obra, no sea simple de lograr.

Situación en los Estados Unidos.

En los Estados Unidos, las especificaciones federales creadas en 1925, se basan principalmente en:

- La penetración
- La ductilidad,
- La pérdida de masa por calentamiento con determinación de la penetración residual,
- El punto de inflamación

- La solubilidad en sulfuro de carbono y en tetracloruro de carbono.
- La densidad,
- La temperatura de reblandecimiento "Esfera y Anillo".

La prueba de pérdida de masa por calor, permite detectar la presencia de una fracción volátil, y no constituye una prueba de envejecimiento. En los años treinta se desarrolló un buen número de investigaciones enfocadas a la durabilidad de los asfaltos, que fueron ignoradas en las especificaciones. Una etapa muy importante de esta investigación fue la de Abson, en 1933, que perfeccionó un método que permitía eliminar el aglutinante extraído de la mezcla. Se observó entonces que era posible juzgar el efecto de la fabricación y del envejecimiento in situ, en la evolución de las características de los asfaltos, e investigar los métodos de simulación en el laboratorio. Estos trabajos condujeron al desarrollo de la Prueba de la Película Delgada (PPD) en 1940 y de la Prueba de la Película Delgada Rodillada (PPDR) en 1963, las que son pruebas de simulación de la evolución del asfalto al momento de realizar las operaciones de mezclado en condiciones normales.

El haber considerado la (PPD), como indicador de la evolución del asfalto de la mezcla, condujo a la norma ASTM D 946 cuyas categorías se definen por la penetración a 25°C (Tabla I).

TABLA I.- NORMA DE ESPECIFICACIONES (ASTM. D 946)

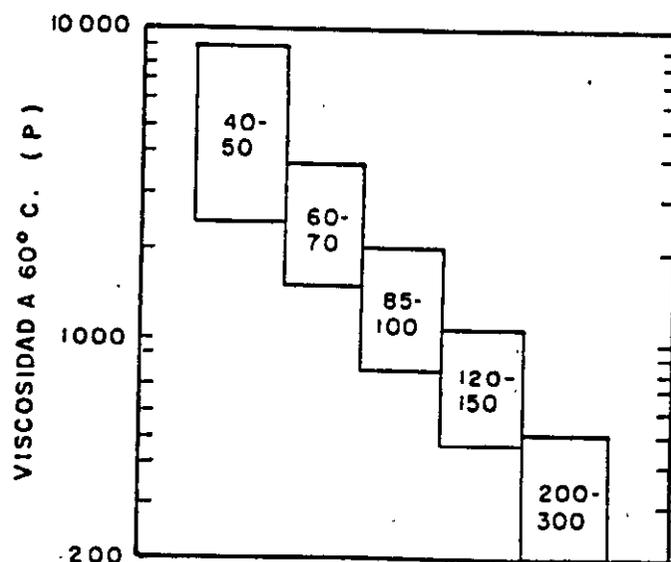
Penetrabilidad (1/10 mm, 25°C)	40-50	60-70	85-100	120-150	200-300
Punto de inflamación (° C)	230 +	230+	230+	220+	175 +
Ductilidad (cm, 25° C)	100 +	100+	100+	100+	100 +
Solubilidad en tricloroetileno (%)	99 +	99+	99+	99+	99 +
Después de la PPD					
Penetración residual (%)	55 +	52+	47+	42+	37 +
Ductilidad (25° C)	--	50+	75+	100+	100 +
(+ = Valor mínimo)					

Si bien de estas especificaciones se obtiene información sobre la consistencia y las posibilidades de deformación a 25° C, antes y después de la mezcla de los asfaltos, ellas no permiten deducir con precisión el comportamiento a temperaturas de servicio elevadas.

El examen de las características de asfaltos comercializados en la Costa Oeste de los Estados Unidos, al inicio de los años setentas, permitió determinar la región de viscosidades medidas a 60° C para asfaltos pertenecientes a una misma categoría de penetración a 25° C [1]. Los resultados se ilustran en la Figura 1

Se observa que las regiones son bastante extensas y se superponen, por lo que la penetración a 25° C no permita deducir de manera precisa, la viscosidad a 60° C de temperatura, ya que un asfalto 40/50 puede presentar una viscosidad más baja que uno 60/70.

Esta superposición se explica por dos razones: por una parte, la relación viscosidad-penetración a 25° C no es extremadamente rigurosa,



Categoría de asfaltos (penetración a 25°)

FIGURA 1.-

Viscosidades (1P= 0, 1 Pa.s) a 60°C de las diferentes categorías de asfaltos 1, comercializados en los Estados Unidos en 1970

por otra parte, la extrapolación a 60° C implica considerar la susceptibilidad térmica que varía muy sensiblemente de una muestra a otra.

Al aparecer una nueva especificación pudo subsanarse esta diferencia, basándose en la viscosidad a 60° C del asfalto; esta especificación es la ASTM D 3381, Cuadro 1 (Tabla II)

TABLA II.- NORMA DE ESPECIFICACIONES (ASTM D 3381 TABLA 1)

C a t e g o r i a	AC 2.5	AC 5	AC 10	AC 20	AC 40
Viscosidad 60° C (P)*	250 ₊ 50	500 ₊ 100	1000 ₊ 200	2000 ₊ 400	4000 ₊ 80
Viscosidad 135° C (cSt)*	125 ₊	175 ₊	250 ₊	300 ₊	400 ₊
Penetrabilidad (1/10mm, 25° C)	220 ₊	140 ₊	80 ₊	60 ₊	40 ₊
Punto de inflamacion (°C)	163 ₊	177 ₊	219 ₊	232 ₊	232 ₊
Solubilidad en el tri cloroetileno (%)	99 ₊	99 ₊	99 ₊	99 ₊	99 ₊
Después de la PPD					
Viscosidad 60° C (P)	1250-	2500-	5000-	10000-	20000-
Ductilidad 25° C (cm)	100 ₊	100 ₊	75 ₊	50 ₊	25 ₊

(+ = valor mínimo; - = valor máximo)

* En el sistema internacional la medida de viscosidad dinámica es el Pa. s (1cP = 1 mPa.s) y la de la viscosidad cinemática el m²s⁻¹ (1 cSt = 1 mm²/s).

Si se miden las viscosidades a 60° C sin considerar los asfaltos - como tales sino después de aplicarles la prueba (PPDR), las superposiciones entre las categorías de penetración son aún más significativas como se muestra en la figura 2.

Estas afirmaciones condujeron a la especificación ASTM D 3381, Tabla III.

Esta especificación tomó como base la viscosidad a 60° C después de aplicar la prueba PPDR. Además, después de realizar la prueba PPDR, se midieron la viscosidad a 135° C y la ductilidad a 25° C

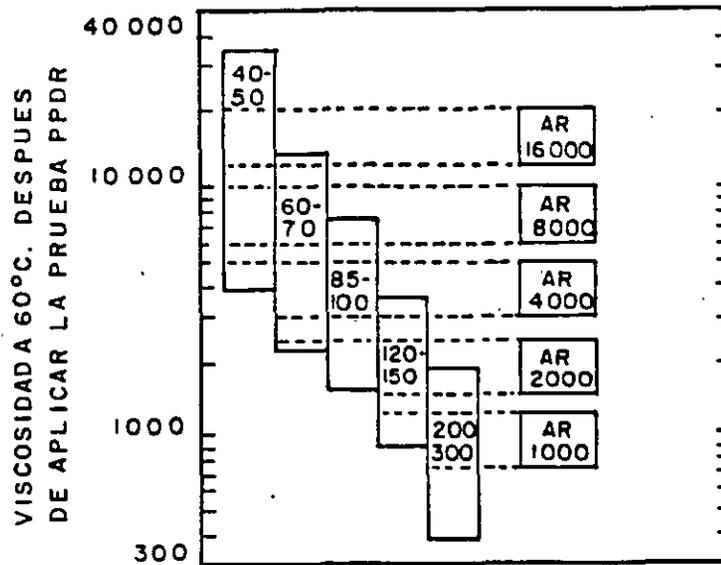


FIGURA 2.-

Viscosidad a 60 ° C de las diferentes categorías de asfaltos, después de aplicar la prueba (PPDR).

presentando valores límites inferiores.

En lo que respecta a la penetración a 25° C, ésta se mide antes y después de realizar la prueba PPDR: la especificación limita el valor inferior y la penetración a 25° C después de efectuar la prueba PPDR, además del porcentaje de penetración residual después del envejecimiento artificial.

Considerando esta información, se podría pensar que las especificaciones basadas en la viscosidad a 60° C son preferibles a las especificaciones basadas en la penetración a 25° C. Ciertamente, esta opinión está lejos de ser evidente si se examinan los resultados -

de un trabajo de suma importancia publicado en 1980 por Puzinauskas del Instituto del Asfalto [2]. Estos conducen a la caracterización de un número considerable de asfaltos, lo que permite determinar el intervalo correspondiente a las relaciones exactas entre la penetración a 25° C y la viscosidad a 60° C. Los resultados se muestran en la Figura 3.

**TABLA III.- NORMA DE ESPECIFICACIONES
(ASTM D 3381, TABLA III)**

C a t e g o r í a	AR 1000	AR 2000	AR 4000	AR 8000	AR 16000
Punto de inflamación (°C)	205+	219+	227+	232+	238+
Solubilidad en tricloroetileno (%)	99+	99+	99+	99+	99+
Después de la PPDR					
Viscosidad 135°C (cSt)*	140+	200+	275+	400+	550+
Viscosidad 60° C (P)*	1000+250	2000+500	4000+1000	8000+2000	16000+4000
Penetrabilidad (1/10 mm, 25°C)	65+	40+	25+	20+	20+
Penetración residual (%)	--	40+	45+	50+	52+
Ductilidad 25°C (cm)	100+	100+	75+	75+	75+

(+ = valor mínimo)

* En el sistema internacional la unidad de viscosidad dinámica es el Pa. S (1cP = 1 mPa.s) y la de la viscosidad cinemática m²/s - (1 cSt = 1 mm²/s).

PENETRACION
A 25°C

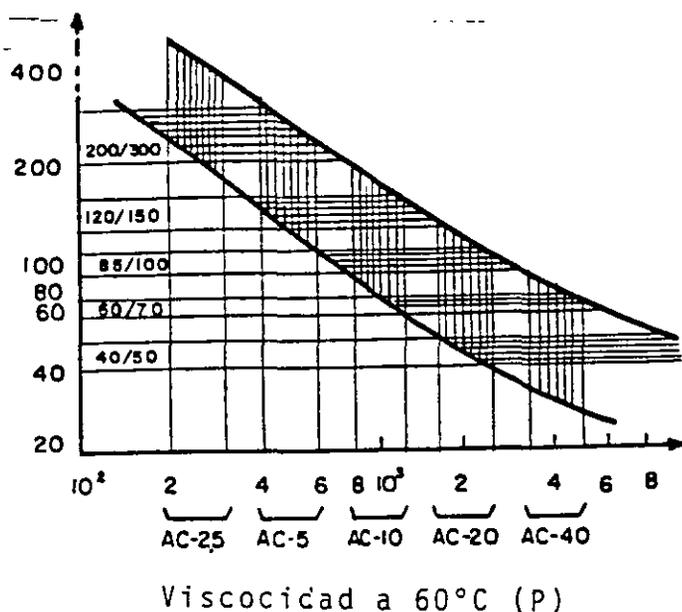


FIGURA 3 Relación penetración a 25° C- viscosidad a 60° C de los asfaltos americanos (2).

Se observa que este intervalo experimental es muy grande y que a una categoría de viscosidad corresponden al menos dos clases de penetración, lo cual ya se había observado; y también, a una categoría de penetración corresponden cuando menos 2 clases de viscosidad. Esta gráfica ilustra la independencia de los 2 sistemas de especificaciones: En el sistema de especificaciones americanas, ya sea que se limite relativamente la consistencia a 25° C por lo que la viscosidad a 60° C podría variar sensiblemente; o que se fije un intervalo estrecho de tolerancia para la viscosidad a 60° C, lo cual ayudaría a lograr la adecuada consistencia del asfalto a temperatura normal, y por consiguiente, a temperaturas bajas, con una precisión satisfactoria.

Además, los americanos están conscientes de que la aplicación de sus especificaciones no garantiza totalmente la calidad de los asfaltos para carreteras, ya que uno de los temas esenciales del Programa de Investigación Estratégica de Carreteras (PIEC) (Strategic Highway Research (SHCP)) [3] se refiere a los asfaltos y a las mezclas. Está previsto estudiar este tema en cinco años, destinando para ello cincuenta millones de dólares, siendo uno de sus objetivos principales perfeccionar las especificaciones basadas en las pruebas.

Situación en Europa

En Europa, no se pierde interés en especificaciones basadas en la penetración a 25° C. En cambio, la necesidad de lograr un mejor dominio de la consistencia a temperaturas de servicio elevadas, condujo a Suiza y a España a adoptar una especificación referente al índice de penetrabilidad, esto es, a la variación de la consistencia con la temperatura. Esta misma inquietud es la que ha ocasionado la adopción de una especificación de viscosidad a 60° C por parte de Suiza, Suecia, Noruega y Finlandia; Alemania por su parte ha preferido limitar los intervalos de tolerancia de la prueba "Esfera y Anillo". El temor por los asfaltos muy frágiles a bajas temperaturas indujo a Suiza, Alemania y España a adoptar una especificación referente a la temperatura de fragilidad Fraass. Las preocupaciones derivadas de la previsión de la durabilidad motivaron a numerosos países a incluir en sus especificaciones una prueba de simulación de la evolución de la mezcla, ya sea la Prueba de la Película Delgada (PPD) o la Prueba de la Película Delgada Rodillada (PPDR), después de las cuales se mide:

- La penetración en el caso de Alemania * y de España
- El punto de reblandecimiento "Esfera y Anillo", en el caso de Alemania * y de España.
- La temperatura de fragilidad Fraass en el caso de Alemania*, Suecia, Noruega y Finlandia,
- La viscosidad a 60° C en el caso de Suecia, Noruega y Finlandia,
- La ductilidad en el caso de Alemania*, Suecia, España, Noruega y Finlandia.

* Nota: Alemania no practica ni la prueba PPD ni la PPDR pero dispone de un método de envejecimiento artificial en matraz rotativo, que es apropiado y muy semejante al de la prueba PPDR.

Análisis Crítico de Las

Especificaciones Francesas

Las especificaciones francesas se muestran en la Tabla IV.

TABLA IV.- ESPECIFICACIONES FRANCESAS PARA ASFALTOS PUROS (NF T 65-001)

Características	C L A S E S				
	180-220	80-100	60-70	40-50	20-30
Penetrabilidad a 25° C 100g, 5s (1/10 mm)	180 s 220	80 a 100	60 a 70	40 a 50	20 a 30
Punto de reblandecimien to "Esfera y Anillo" (° C)	34 a 43	41 a 51	43 a 56	47 a 60	52 a 68
Densidad relativa a 25° (por picnómetro)	1.00 a 1.07	1.00 a 1.07	1.00 a 1.10	1.00 a 1.10	1.00 a 1.10
Pérdida de masa por ca lor (163° C durante 5 horas) (%)	< 2	< 2	< 1	< 1	< 1
Porcentaje de penetrabi lidad que queda después de la pérdida de masa por calor respecto a la penetrabilidad ini cial.	> 70	> 70	> 70	> 70	> 70
Punto de inflamación (copa abierta) (° C)	> 230	> 230	> 230	> 250	> 250
Ductilidad a 25° C (cm)	> 100	> 100	> 80	> 60	> 25
Solubilidad en tetraclo roetileno (C ₂ Cl ₄) (%)	> 99.5	> 99.5	> 99.5	> 99.5	> 99.5
Contenido de parafinas (%)	< 4.5	< 4.5	< 4.5	< 4.5	< 4.5

Se observa que estas especificaciones están basadas en los mismos criterios de apreciación que las especificaciones americanas de 1925, agregando solamente un porcentaje límite de parafinas.

El examen crítico realizado por el grupo de trabajo, sobre los - criterios de evaluación de asfaltos puros condujo a los siguientes comentarios:

Penetración y punto de reblandecimiento "Esfera y Anillo".

Ante todo, en lo que se refiere a las medidas mismas, parece que para ciertos asfaltos, los siguientes factores pueden influir en el resultado:

- La historia térmica acumulada
- El tiempo transcurrido entre el momento en que el asfalto está a la temperatura de prueba y el momento en que la prueba misma se efectúa.

Estas observaciones se basan en la estructura coloidal del material que es susceptible de ser profundamente modificada por los efectos de la elevación de temperatura al reorganizarse lentamente a temperatura normal (fenómeno de sinéresis = agregación de cristales del hielo a través del tiempo).

Otras observaciones recientes condujeron de igual manera a advertir que para ciertos asfaltos, la simple repetitibilidad de la medida de penetración a 25° C puede afectarse notablemente, en valores mayores que los valores admitidos generalmente.

Es necesario considerar que toda medida efectuada sobre un asfalto representa, de hecho, únicamente un punto sobre una curva, la que evidentemente no puede ser asimilada a una recta paralela al eje de los tiempos. La repetitibilidad de la medida se debe entonces a la suma de las dispersiones ligadas a la prueba misma -- (problemas metrológicos) y a las dispersiones específicas del material clasificado.

De tal forma, las pruebas cruzadas en dos asfaltos 40/50 y 80/100, realizadas por el grupo de trabajo del Laboratorio de Puentes y Carreteras (LPC) en el año de 1985, condujeron a los valores de repetitibilidad y de reproductibilidad siguientes:

(Es necesario precisar que se descartaron tipos de asfaltos determinados según la antigua instrucción NF X 06-041 del mes de marzo de 1970, los cuales no responden, por consiguiente, a la nueva norma francesa homologada NF X 06-041 del mes de septiembre de 1983, que es la traducción íntegra de la norma ISO 5725 publicada en el año de 1981) (Tabla V).

T A B L A V

Características				Tomado de la norma NF-T 66-004	
Penetrabilidad	$m \leq 35$	$35 < m \leq 50$	$m > 50$	$m \leq 50$	$m > 50$
Repetitibilidad	2		0,04 m	1	0,025 m.
Reproductibilidad	3	0,08 m		4	0,09 m
Características				Tomado de la norma N F T 66-008	
Temperatura de la "Esfera y Anillo"	$m \leq 50$	$50 < m \leq 60$	$m > 60$	$30 < m \leq 80$	$m > 80$
Repetitibilidad	1	1	1	1	2
Reproductibilidad	1	1,5	2	2	4

El conocimiento de las regiones de penetración a 25° C y de la temperatura de reblandecimiento "Esfera y Anillo" permite realizar una extrapolación en cuanto a una consistencia 60° C de temperatura con ayuda de la representación de Heukelom, (Figura 4) para los asfaltos 40/50, 60/70 y 80/100.

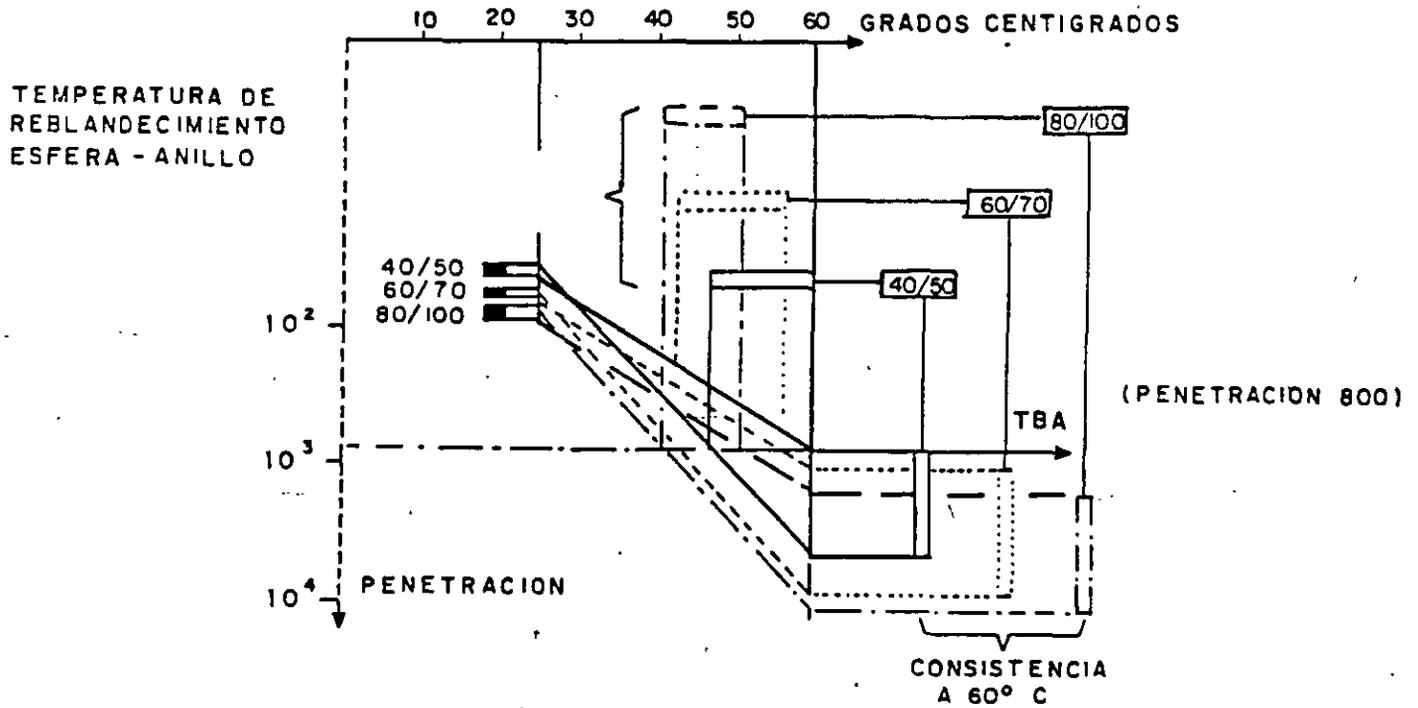


FIGURA 4.- Diagrama de Heukelom para asfaltos de diferentes categorías.

Parece ser evidente la causa de que se presente una superposición muy importante de consistencias a 60° C radica en que las regiones permitidas para temperaturas por la prueba "Esfera y Anillo" no dejan asociar la penetración a 25° C con la consistencia a 60° C ya que esta temperatura, un asfalto 40/50 puede ser sensiblemente más blando que un 80/100.

Densidad Relativa a 25° C

De hecho, no es evidente que este criterio sea un criterio de calidad. Es notorio que el conocimiento de la densidad es indispensable para la estimación de cambios volumétricos. Se cree que la densidad depende de una combinación de factores, como la aromaticidad y el contenido de asfaltenos. Al parecer de los miembros del grupo de investigación, el límite superior dado en la norma NF T. 66-001 para las diferentes categorías de asfalto, es elevado.

Pérdida de masa debida al calentamiento y penetración residual

Tomando en cuenta las condiciones en las que se efectúa la prueba (producto en masa y superficie libre angosta), se reconoce que ésta no puede considerarse una prueba de envejecimiento artificial, ya que simplemente permite asegurar la ausencia de una fracción volátil ligada a una contaminación eventual sin embargo el interés presentado por la penetración residual deja de lado las consideraciones anteriores, ya que éstas se consideran un poco estériles.

Punto de Inflamación

Este punto se relaciona con la seguridad en el transporte y en la manipulación de los productos inflamables.

Ductilidad

Parece que los valores mínimos impuestos por la norma son poco severos. En efecto, es adecuado cuestionar la temperatura a la cual deberá realizarse la prueba: si se tiene una información precedente sobre las posibilidades de deformación a temperaturas relativamente bajas será deseable realizar una prueba a una temperatura sensiblemente inferior a los 25° C. De la misma manera, si se busca evaluar las posibilidades de deformación será deseable variar el factor de velocidad.

Solubilidad en el tetracloroetileno

Son insolubles en el tetracloroetileno, los productos provenientes de una fragmentación térmica de los asfaltos (transformación de aceites pesados en gasolina). Esta prueba aporta por consiguiente una información sobre un "golpe de calor" eventual soportado por

el asfalto (o por la presencia de constituyentes ajenos en la mezcla misma).

Contenido en parafinas

En necesario reconocer la mala influencia de las parafinas en las características de los asfaltos. Se cree que su "cristalización" conduce a transiciones en el comportamiento reológico.

Las parafinas pueden ser igualmente responsables de anomalías de consistencia a temperaturas de compactación.

Finalmente, observamos que el método de dosificación es particularmente largo, fastidioso y poco preciso.

Conclusión

Al examinar críticamente la norma NF T 65-001, las especificaciones incluidas en ella garantizan una consistencia a una temperatura media (de 25° C), pero no aseguran nada en cuanto a las temperaturas de servicio elevadas, a la fragilidad a baja temperatura y a la susceptibilidad de la mezcla al envejecimiento.

PROBLEMAS PLANTEADOS PARA AJUSTAR LAS ESPECIFICACIONES CON LA CALIDAD

Se hizo evidente en estos últimos años, que las especificaciones no permitían evitar, ni la "fisuración por calor" (al inicio de los años 80) ni más recientemente, la formación de roderas (como consecuencia de las medidas tomadas para luchar contra la fisuración.)

En lo que concierne a la fisuración por calor, ésta se compara con una sensibilidad muy fuerte del asfalto de la mezcla al envejecimiento in situ, asociada a los asfaltos viejos que presentan pocas posibilidades de deformación a baja temperatura.

Problema de la fisuración por calor

En cuanto a la posibilidad de estimar susceptibilidad al envejecimiento, se cuenta con las siguientes alternativas:

— La prueba de Película Delgada (PPD - norma ASTM 1754) que consiste en calentar a 163° C, durante 5 horas, una capa de aglutinantes de 3.2 mm de espesor;

— La Prueba de Película Delgada Rodillada (PPDR) norma - -

ASTM D 2872 que consiste en calentar 35 g de asfalto contenido en una botella cilíndrica agitada por un movimiento de rotación alrededor de su eje horizontal durante 75 minutos, a 163° C de temperatura.

- El Método practicado por los alemanes (norma DIN 52 016) que expone al medio ambiente un evaporador rotativo ya sea de nitrógeno o de aire, lo que permite distinguir la variación en peso producido por la evaporación por oxidación.

Teniendo en cuenta su desarrollo y su reproductibilidad, lo más común es aplicar la norma ASTM D 2872, es decir, la PPDR (Esta norma ha sido objeto de pruebas contradictorias en la administración de refinerías, con resultados que se han considerado satisfactorios).

De este modo, el problema se resume a efectuar pruebas que posteriormente produzcan el envejecimiento artificial, para así analizar la evolución de las características del asfalto. Primeramente, el grupo de trabajo propone:

- La evolución del endurecimiento.
- La penetración residual.
- El punto de reblandecimiento "Esfera y Anillo".
- La ductilidad.
- La temperatura de fragilidad Fraass.

A este nivel, se presentan dos observaciones. Por una parte, si se adopta una prueba de envejecimiento artificial tal como la PPDR, se aporta información sobre la sensibilidad del asfalto de la mezcla en condiciones normales, por lo que no se admite, en el estado actual, que la prueba pueda ser comparada con una de sensibilidad al envejecimiento in situ. Por otra parte, ante el problema de la fisuración por calor y de susceptibilidad al envejecimiento (de la mezcla in situ) así como ante la posibilidad de deformación a bajas temperaturas, es necesario reconocer que, a pesar de la importancia del problema, todavía no hay quien proponga un método de prueba que permita evaluar estas características; esto se debe a que no se pueden considerar más que las pruebas existentes y no satisfactorias, para estudiar la ductilidad y la temperatura de fragilidad Fraass.

Problema de la formación de roderas

En lo que concierne a la consistencia a temperaturas de servicio elevadas, el problema está en evaluar o medir dicha consistencia.

Una primera aproximación consiste en evaluar o medir esta consis--

tencia a 60° C, conociendo, en todos los casos, la consistencia a 25° C (penetración) y la susceptibilidad térmica deducida, ya sea de la variación de la penetración con la temperatura (IP según "LCPC") o bien de la asimilación de la temperatura de reblandecimiento "Esfera y Anillo" a una temperatura de penetración de 800 (IP según Pfeiffer). Se puede en tal caso limitar las regiones de consistencia a 60° C, ya sea delimitando relativamente la región admisible del IP-"LCPC", o disminuyendo la temperatura de reblandecimiento "Esfera y Anillo".

La segunda aproximación consiste en medir directamente la viscosidad a 60° C. Esta medida puede realizarse como sigue:

- Por flujo capilar (norma ASTM D 2171) bajo presión reducida. Esta Prueba se practica rara vez en Francia.
- Por utilización de viscosímetros de cono plano.
- Por utilización de viscosímetros de planos deslizantes paralelos.

Esta medida simple y a priori, pone de manifiesto un gran número de problemas, de los cuales los más importantes son los siguientes:

- Material: En Francia existen muy pocos materiales que permitan practicar la norma ASTM D 2171; por otra parte, los viscosímetros cónico planos de precisión son muy costosos e implican el uso de un termostato extremadamente preciso y costoso; por otro lado, el viscosímetro de planos deslizantes, no es apropiado si la viscosidad a una temperatura de 60° C es superior a 10^4 P (1 KPa.s), lo cual generalmente no es adecuado para asfaltos.
- El asfalto mismo: En relación con lo mencionado al principio del artículo, sobre la penetración y la temperatura de reblandecimiento "Esfera y Anillo", se encontró exagerado el caso de la medida de la viscosidad a 60° C en la cual la forma de muestreo, la historia térmica y la manera de proceder tienen una gran influencia en el valor de la medición.

Es necesario señalar que la compilación de resultados experimentales obtenidos de doce asfaltos 40/50 condujo a lo siguiente:

- No existe una relación estrecha entre una consistencia a 60° C, extrapolada de la penetración a 25° C y del IP de la LCP, y la viscosidad medida con viscosímetro de planos deslizantes (coeficiente de correlación = 0.70);

esta relación se mejora si uno se basa en el IP de Pfeiffer (coeficiente de correlación = 0.78):

- Lo mismo sucede con la viscosidad compleja que se deduce de las mediciones tomadas con el viscoelastocímetro (coeficientes de 0.65 y 0.75 respectivamente);
- No se presentan relaciones estrechas entre las diversas medidas de viscosidad, ya que los coeficientes de correlación de las relaciones viscosidad en cono plano y la viscosidad en planos paralelos y viscosidad compleja, son respectivamente de 0.86, 0.75 y 0.85.

Es necesario remarcar, sin embargo, que estas regresiones se calcularon en base a un grupo de puntos dudosos y bastante específicos ya que sólo correspondían a una sola clase de asfaltos 40/50. Las correlaciones serían sin duda alguna mucho mejores, si el estudio abarcara otras clases de asfaltos para caminos (60/70 y 80/100).

En lo que respecta a la extrapolación que puede realizarse de la consistencia del asfalto a 60° C y la estabilidad de la mezcla a temperaturas de servicio elevadas, nada permite decir realmente, si será mejor basarse en el estudio de penetración a 60° C de temperatura o en el de viscosidad medida (considerando el material el proceso de operación).

INVESTIGACION DE NUEVAS PRUEBAS:

La idea sobre la adecuación de las "especificaciones de calidad" crea la necesidad de realizar una investigación a dos niveles:

El primer nivel corresponde a los elementos que faltan por establecer de manera que se puedan identificar los límites de las especificaciones para las pruebas aprobadas, tales como el IP del LCPC y la ductilidad conforme a la PPDR (aún cuando en este caso se presenta igualmente el problema de la temperatura a la que debe medirse preferentemente). Así mismo, debe realizarse una acción importante sobre la medida de la consistencia a 60° C de temperatura y sobre la relación entre esta medida y el porcentaje de la mezcla para bacheo. De igual manera, hace falta tener un cierto número de datos que permitan establecer las características después de realizar la prueba PPDR considerando la susceptibilidad de la mezcla a la fisuración por contracción térmica.

Un primer punto es el de la medición de la densidad, ésta es indispensable considerando su importancia al presentarse los problemas de composición de las mezclas: Todas las bombas dosificadoras y los medidores del equipo suministrador de mezclas son volumétricos siendo así, será necesario saber medir de manera eficaz la densi-

del aglutinante a temperatura de la mezcla, en lugar de extrapolar la a partir de una medición a 25° C y de un coeficiente de dilatación cúbico tomado de la información existente.

El segundo punto se refiere al problema creado al no saber cuantificar las características que deben intervenir en los criterios de calidad. Particularmente este es el caso de las propiedades a baja temperatura, para las cuales será necesario disponer de pruebas que permitan identificar lo siguiente:

- La temperatura por abajo de la cual el asfalto se fragiliza y no es autorreparable;
- Las posibilidades de deformación, considerando las diversas gamas de aceleración simulando por una parte -- las fuerzas térmicas y por la otra, las fuerzas dinámicas ocasionadas por el tránsito.

Igualmente, puede situarse en esta categoría todo lo referente al mineral de asfalto:

- Influencia de arenillas en la susceptibilidad al envejecimiento y en las propiedades de los asfaltos;
- Influencia del conjunto asfalto-agregados en los fenómenos de desprendimiento (porcentaje de agua en las mezclas).

Prácticamente, sugerimos hacer un esfuerzo especial para la medición directa de las posibles deformaciones de los asfaltos a baja temperatura, originadas por una gama relativamente extensa de aceleraciones de fuerza sobre los aglutinantes artificiales y naturalmente viejos; de manera que se determinen objetivamente los parámetros deseables de la prueba de ductilidad para el perfeccionamiento de un ensaye normal de tracción directa.

En conclusión, es indispensable desarrollar especificaciones para asfaltos puros con el objeto de lograr una mejor adecuación de la calidad. Los objetivos principales de este desarrollo deberán consistir en tener una mejor previsión de la consistencia de los asfaltos en mezclas a temperaturas de servicio elevadas, así como una sensibilidad limitada en cuanto a su evolución en el momento de aplicar la mezcla, asociada a la conservación de posibles deformaciones y autorreparaciones a bajas temperaturas. Estos objetivos se perseguirán en el plan de trabajo del grupo de estudio sobre los asfaltos, dirigido por M. Sauterey, quien piensa realizar este plan en un período de dos años.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- (1) COMPAÑIA DE ASFALTO CHEVRON.- Especificaciones de Pavimentación con Asfaltos Graduados Residuales, Newsletter, No. 72 16, 1972.
- (2) PUZINAUSKAS V. P.- Propiedades de los Cementos Asfálticos. Reporte de Investigación, No. 80-2, Instituto de Asfalto, noviembre - 1980.
- (3) CAMARA DE INVESTIGACION DEL TRANSPORTE, CONSEJO NACIONAL DE INVESTIGACION, Carreteras de América. Acelerando la búsqueda para la innovación, Reporte Especial, 202, 1984.