



FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA



Centro de Investigación y Desarrollo
de Educación en Línea



CENTRO DE INVESTIGACIÓN Y
DESARROLLO DE EDUCACIÓN EN LÍNEA
(CIDEL)

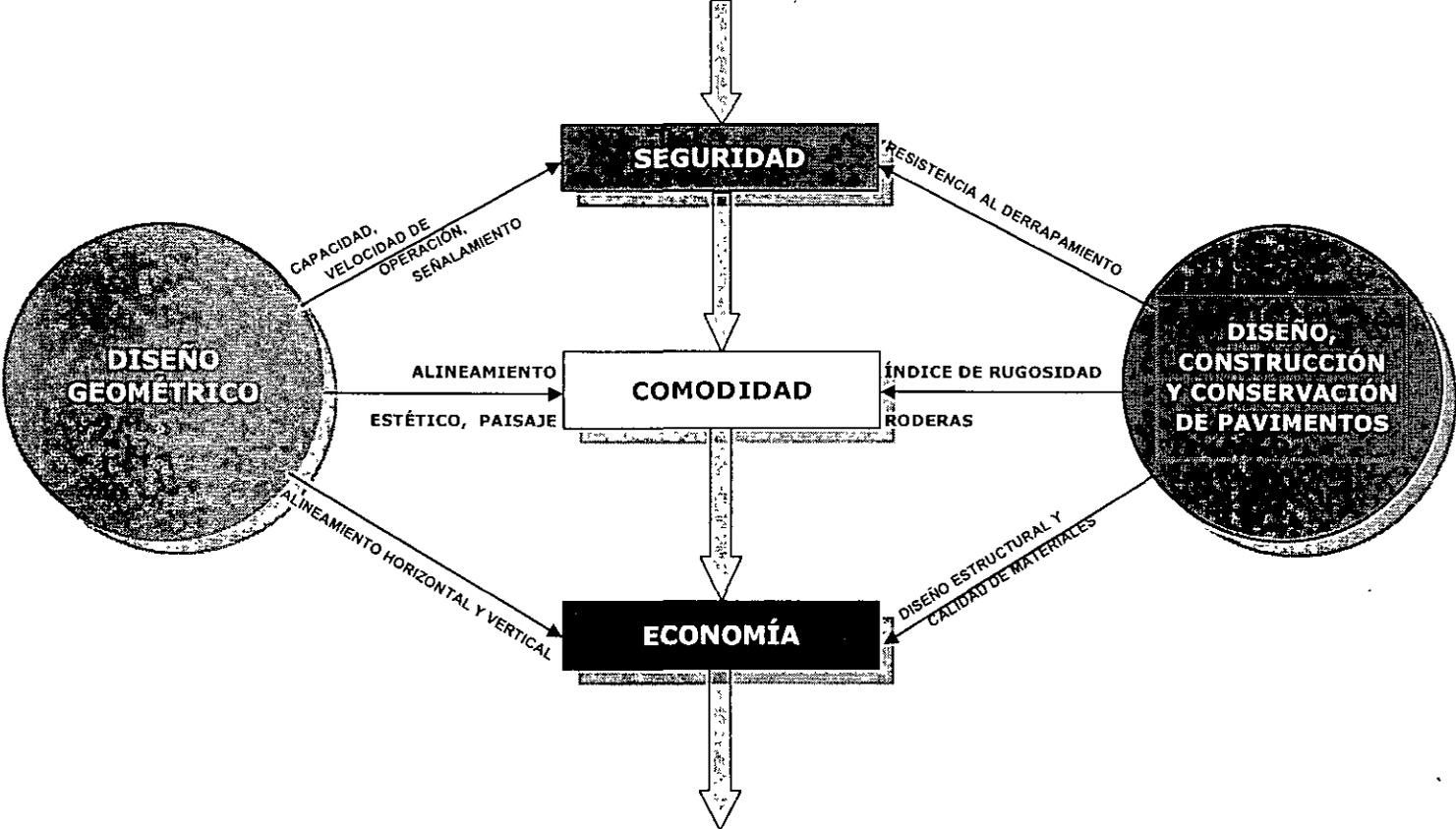


Instructor:

Ing. Roberto Sosa Garrido

ASPECTOS DE DISEÑO INVOLUCRADOS EN LAS FUNCIONES DE LA SUPERFICIE DE RODAMIENTO DE UNA CARRETERA

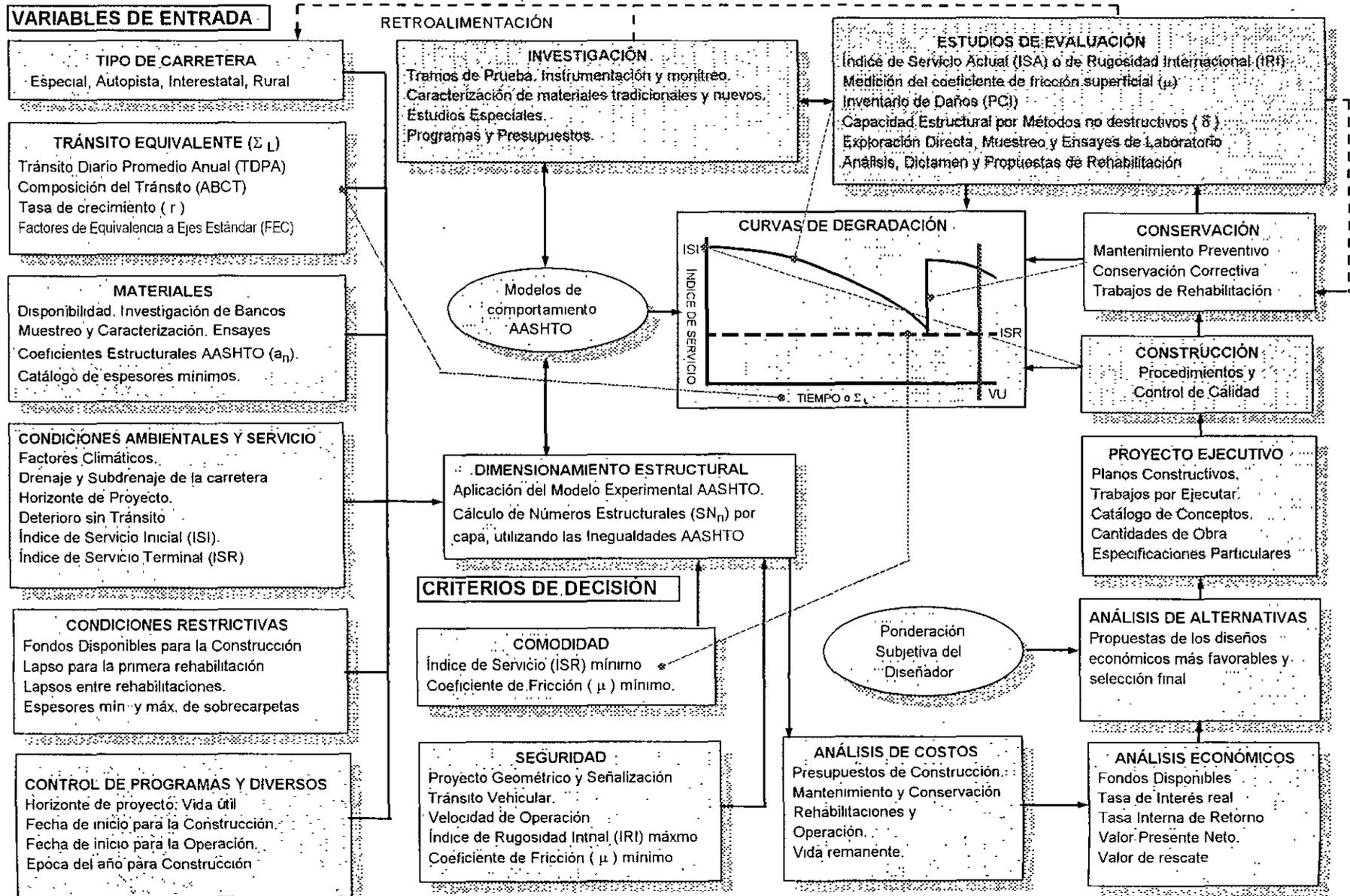
UNA CARRETERA DEBE PROPORCIONAR:



PARA BRINDAR UN TRANSPORTE EFICIENTE



SISTEMA DE ADMINISTRACIÓN DE PAVIMENTOS PROPUESTO POR LA AASHTO PARA CARRETERAS





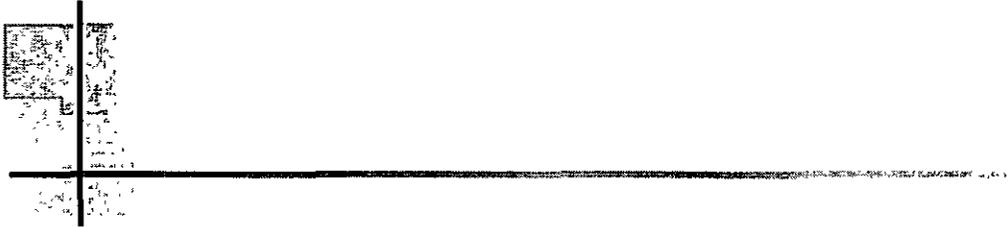
■ TIPOS DE FALLAS EN PAVIMENTOS

CRITERIOS DE FALLA EN PAVIMENTOS

EXISTEN DOS MODOS DE FALLA EN UN PAVIMENTO:

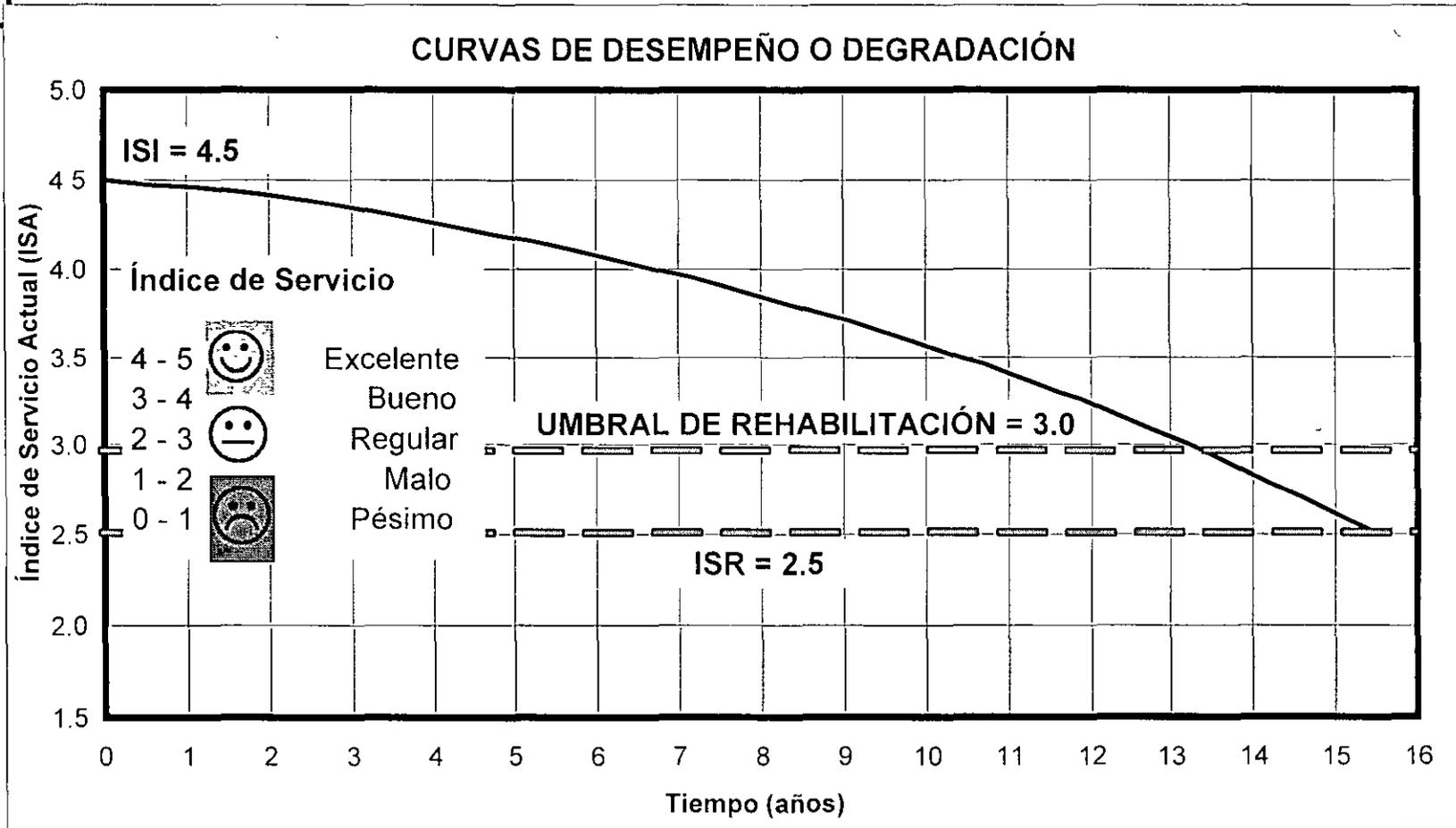
- a) **FALLA FUNCIONAL.** ES LA QUE SE PRESENTA EN UN PAVIMENTO CUANDO HA DEJADO DE CUMPLIR CON SUS FUNCIONES DE COMODIDAD, SEGURIDAD Y/O ECONOMÍA.

- b) **FALLA ESTRUCTURAL.** ES LA QUE ACONTECE CUANDO LOS ESFUERZOS Y/O DEFORMACIONES, INDUCIDOS POR EL TRÁNSITO VEHICULAR, REBASAN LA CAPACIDAD ESTRUCTURAL DEL PAVIMENTO.

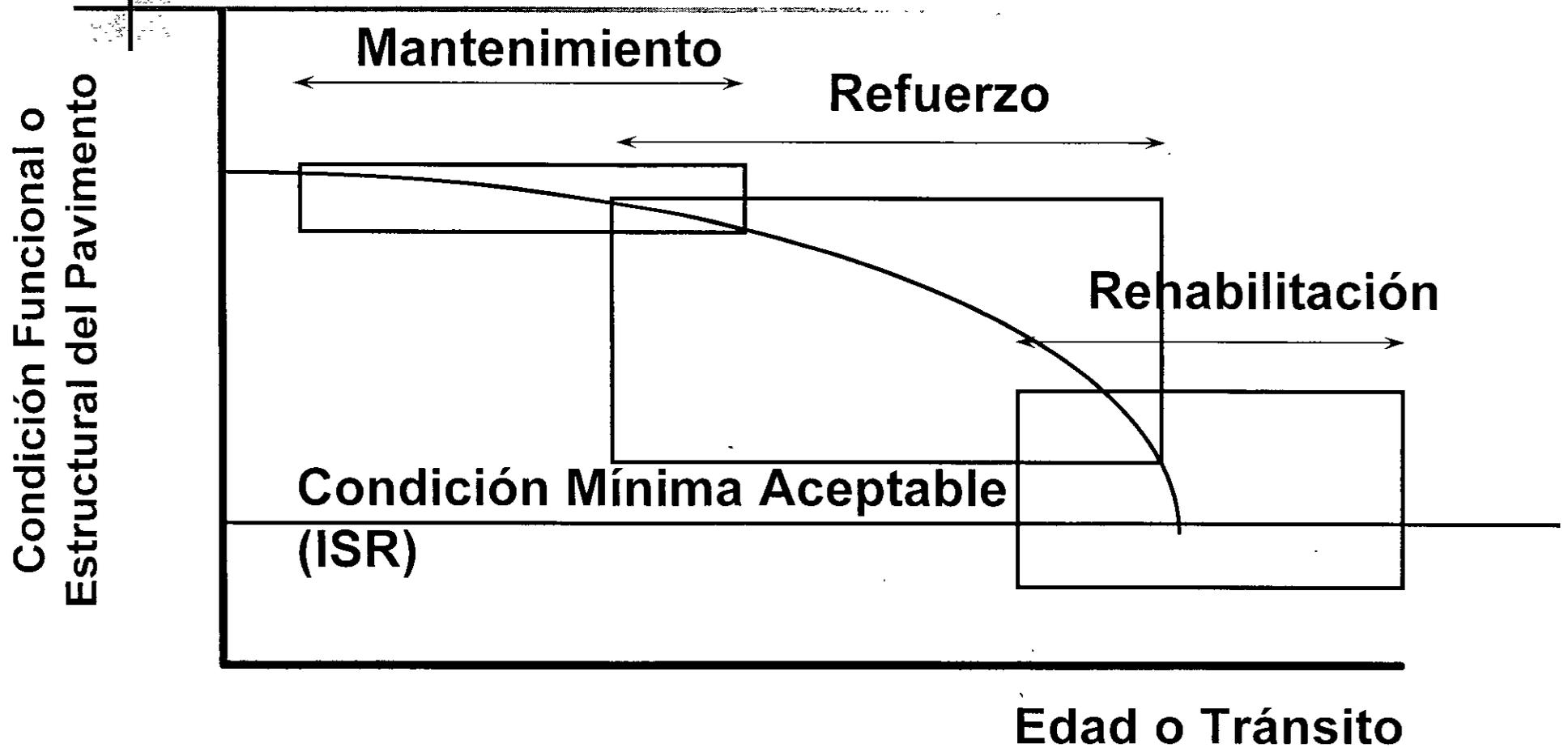


■ FALLA FUNCIONAL

MODELO DE FALLA FUNCIONAL DE UN PAVIMENTO POR COMODIDAD



UMBRALES DE CONSERVACIÓN

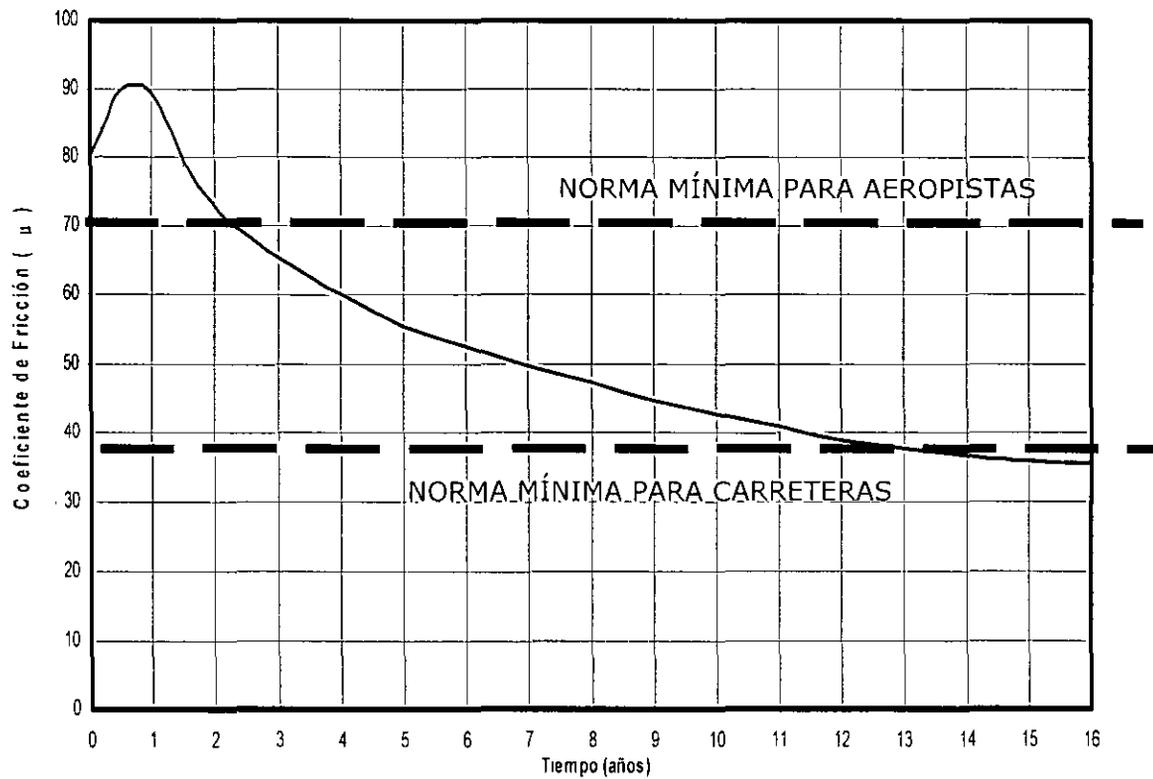


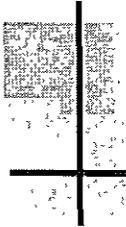
CRITERIOS DE FALLA POR COMODIDAD

Umbrales de Mantenimiento y Rehabilitación de Pavimentos

Indicador de Rugosidad	Valores Limite	
	Mantenimiento	Rehabilitación
Índice de Perfil Perfilógrafo de California (in/mi.)	20	70
Índice de Servicio	3.0	2.5
IRI (m/km)	2.81	3.81

DESEMPEÑO DEL COEFICIENTE DE FRICCIÓN SUPERFICIAL





■ FALLA ESTRUCTURAL



CRITERIOS DE FALLA ESTRUCTURAL EN PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

LAS FALLAS ESTRUCTURALES DE UN PAVIMENTO ASFÁLTICO SE MANIFIESTAN DE DOS MANERAS:

a) FALLA PLÁSTICA, POR ESFUERZO CORTANTE.

ESTE TIPO DE FALLA SE VA REVELANDO POR LA PROGRESIÓN DE DEFORMACIONES PERMANENTES ACUMULADAS, DE NATURALEZA PLÁSTICA, QUE SE MANIFIESTAN EN LOS AHUELLAMIENTOS O RODERAS, POR EL PASO DEL TRÁNSITO VEHICULAR.

b) FALLA POR FATIGA. SU CAUSA ES LA APLICACIÓN REPETITIVA DE LAS CARGAS QUE OCASIONAN DEFORMACIONES ELÁSTICAS EN EL SISTEMA, Y QUE SE ASOCIAN A ESFUERZOS DE TENSIÓN EXCESIVOS EN LA CARPETA, PRODUCIÉNDOSE AL FINAL UN PATRÓN DE GRIETAS DE TIPO RETICULAR.

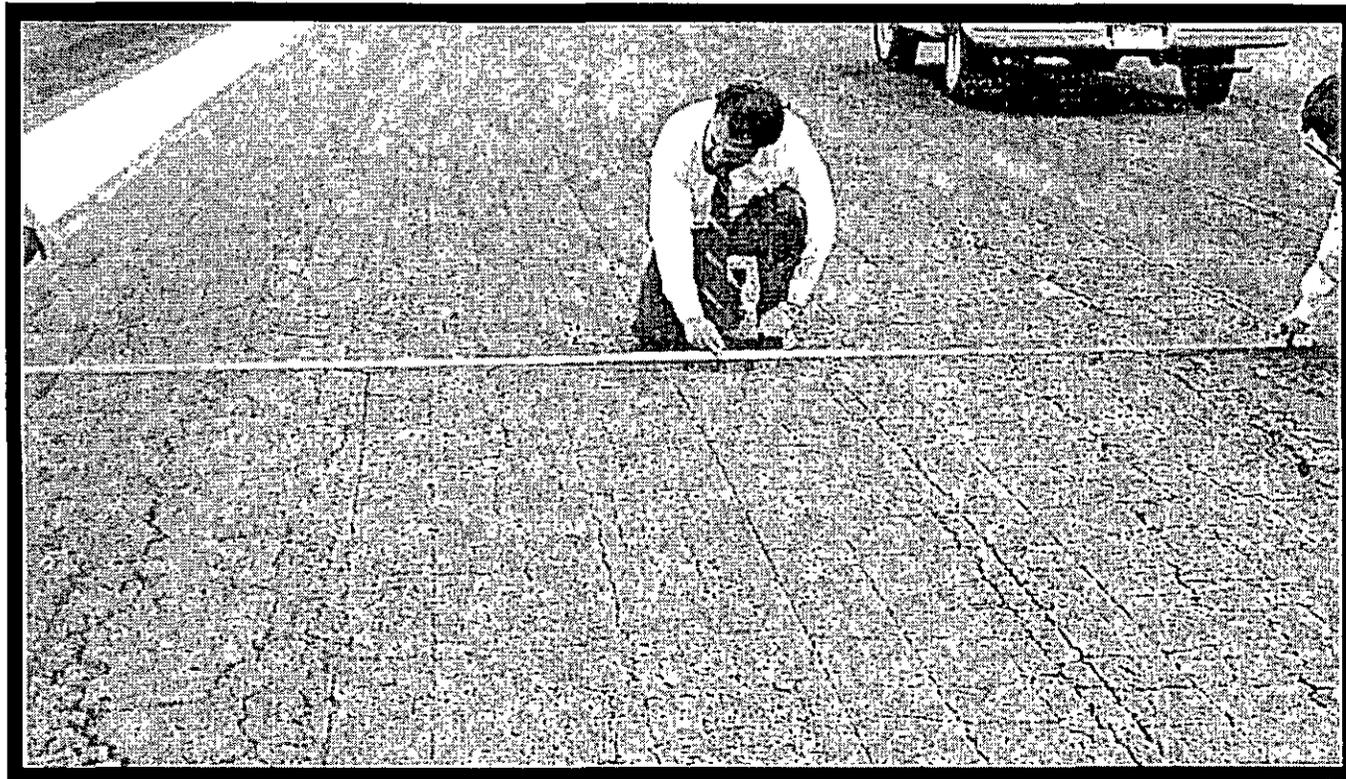


■ FALLA POR DEFORMACIÓN PLÁSTICA

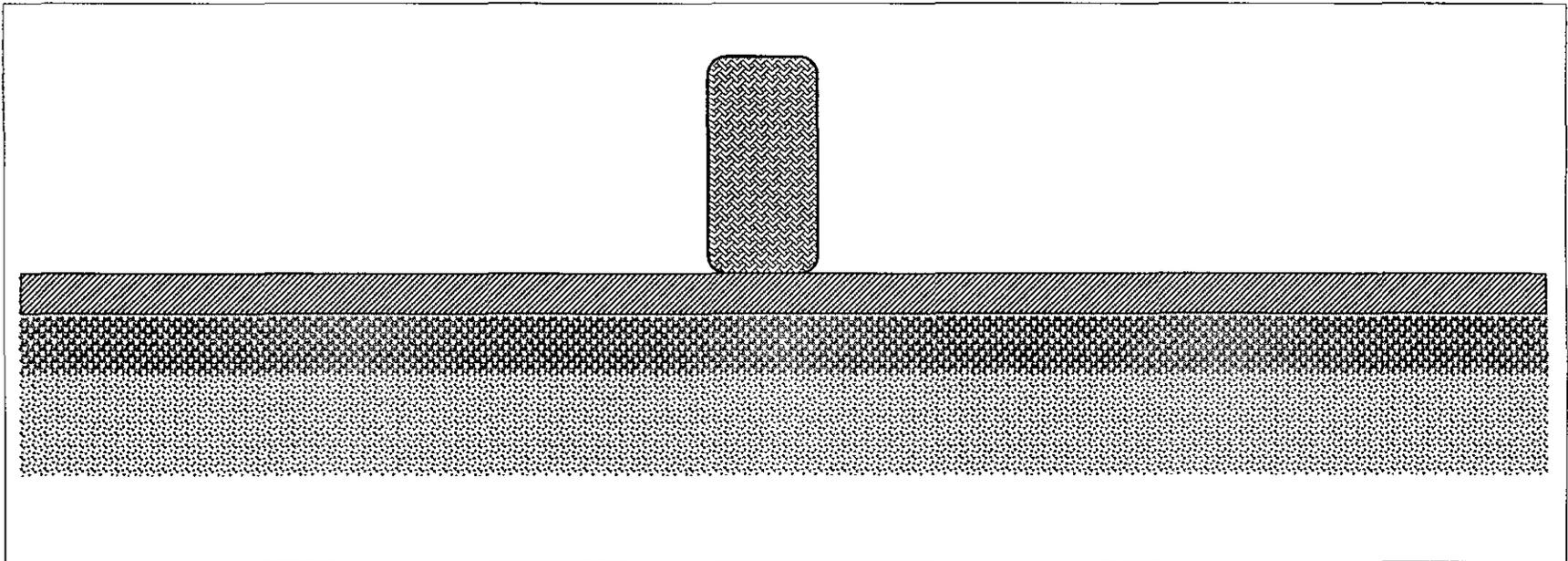
MANIFESTACIÓN DE UNA FALLA ESTRUCTURAL POR DEFORMACIÓN PLÁSTICA



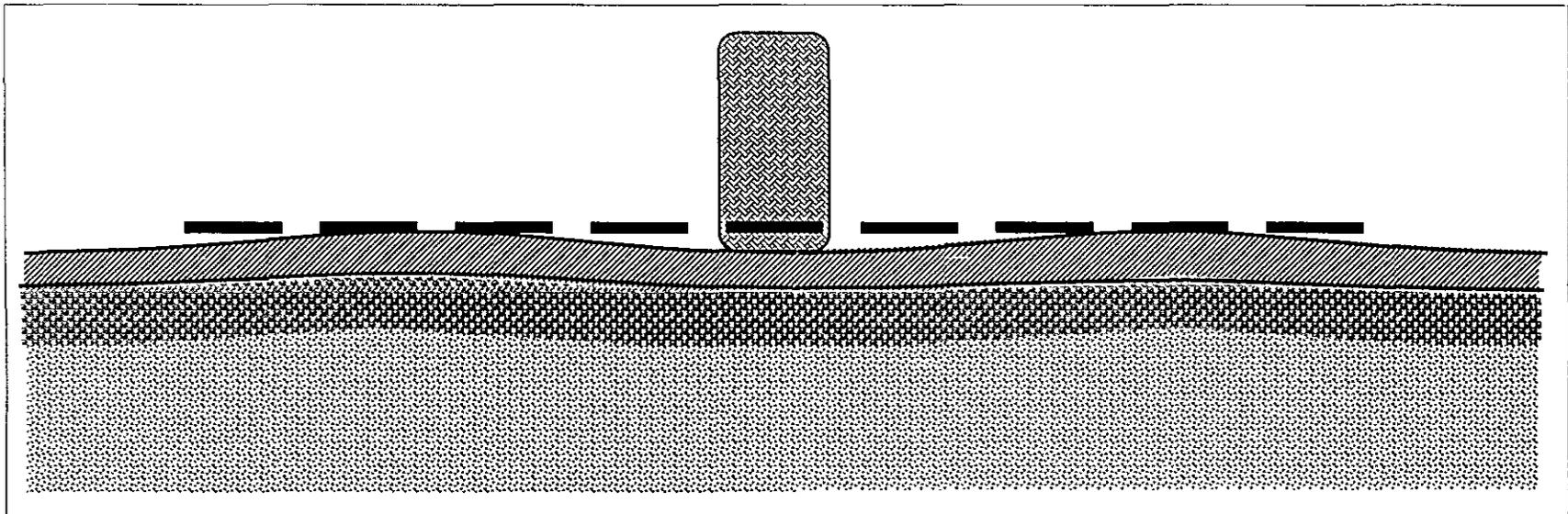
MANIFESTACIÓN DE UNA FALLA ESTRUCTURAL POR DEFORMACIÓN PLÁSTICA



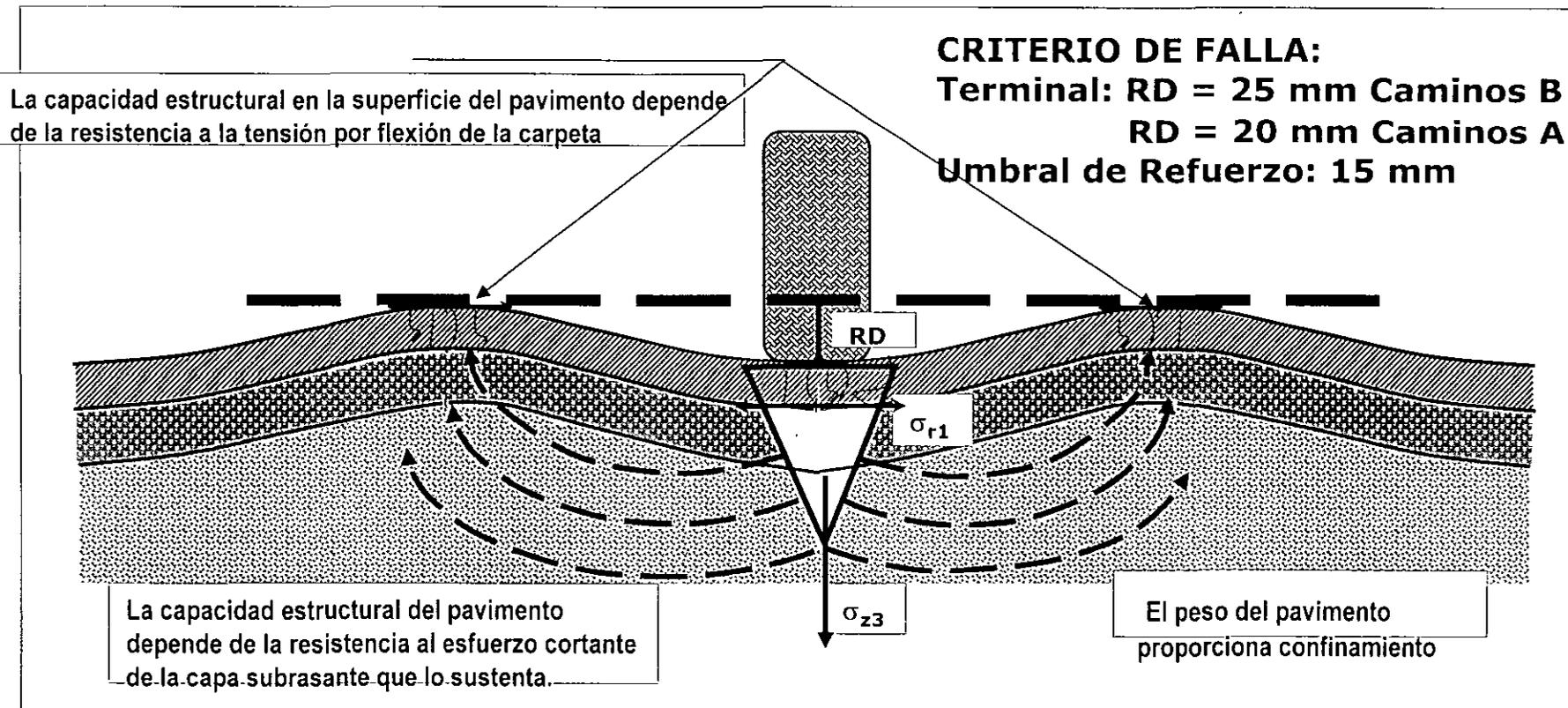
**MODELO DE FALLA ESTRUCTURAL DE UN PAVIMENTO ASFÁLTICO
POR DEFORMACIÓN PLÁSTICA PERMANENTE
ETAPA INICIAL AL PONERSE EN OPERACIÓN EL PAVIMENTO**



**MODELO DE FALLA ESTRUCTURAL DE UN PAVIMENTO ASFÁLTICO
POR DEFORMACIÓN PLÁSTICA PERMANENTE
ETAPA INTERMEDIA. SE DESARROLLAN LAS RODERAS**



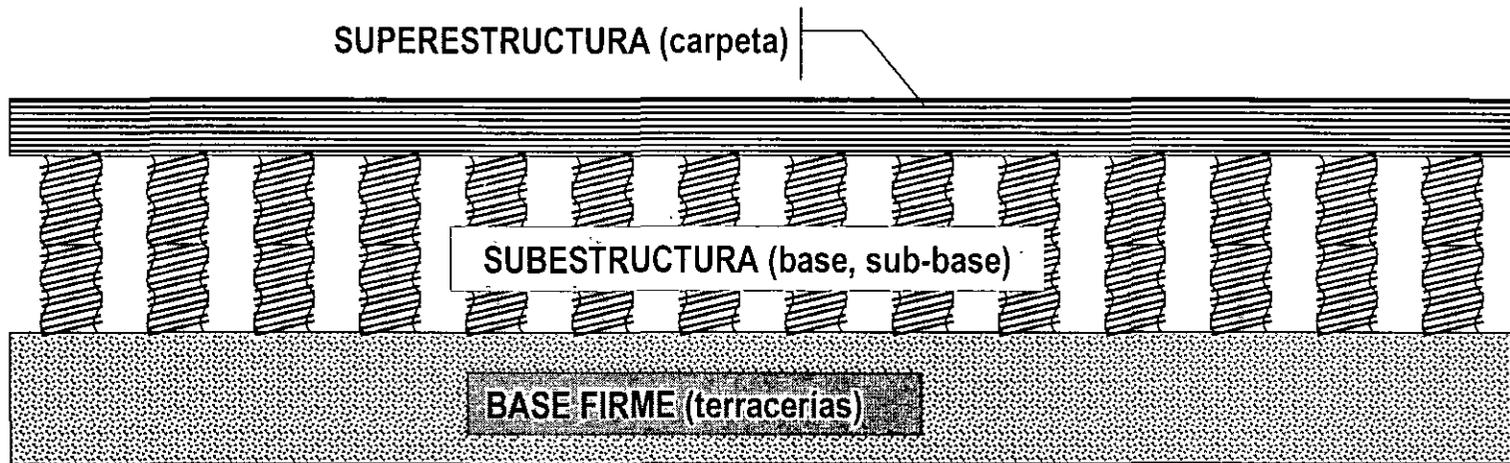
MODELO DE FALLA ESTRUCTURAL DE UN PAVIMENTO ASFÁLTICO POR DEFORMACIÓN PLÁSTICA PERMANENTE ETAPA FINAL. LAS RODERAS SON EXCESIVAS Y SE PRODUCEN GRIETAS LONGITUDINALES EN LA CARPETA





- **FALLA POR DEFORMACIONES ELÁSTICAS SUCESIVAS**

FALLA ESTRUCTURAL POR FATIGA DE UN PAVIMENTO ASFÁLTICO MODELO PICTOGRÁFICO



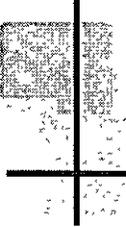
=

colchón

FENÓMENO DE FATIGA



PARA EL COLCHÓN... NO ES LO MISMO LA NOCHE DE BODAS



FENÓMENO DE FATIGA



QUE LAS BODAS DE PLATA

FALLA ESTRUCTURAL POR FATIGA DE UN PAVIMENTO ASFÁLTICO

La aplicación de cargas a través de neumáticos, que se desplazan sobre la superficie de rodamiento de un pavimento, producen en éste deformaciones (δ_t) con dos componentes, una vez que la carga se va moviendo de una a otra posición:

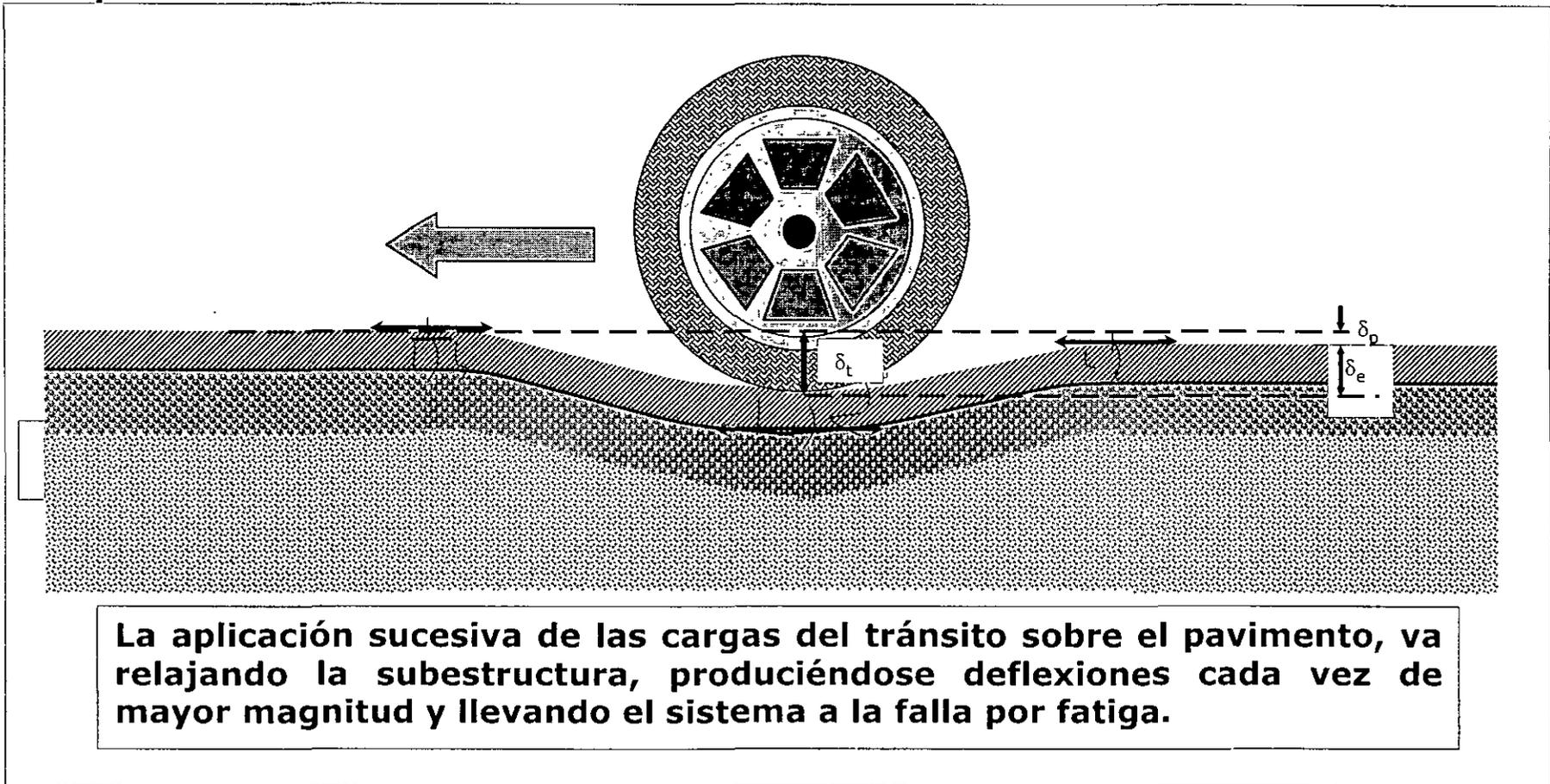
- a) deformaciones recuperables o elásticas (δ_e)
- b) deformaciones permanentes o plásticas (δ_p)

De la misma manera, también se van produciendo esfuerzos radiales de tensión (σ_r) máximos en la fibra inferior de la carpeta, en el punto de aplicación de la carga y, simultáneamente y de la misma magnitud, en la fibra superior de la misma carpeta, a una cierta distancia r del mismo punto.

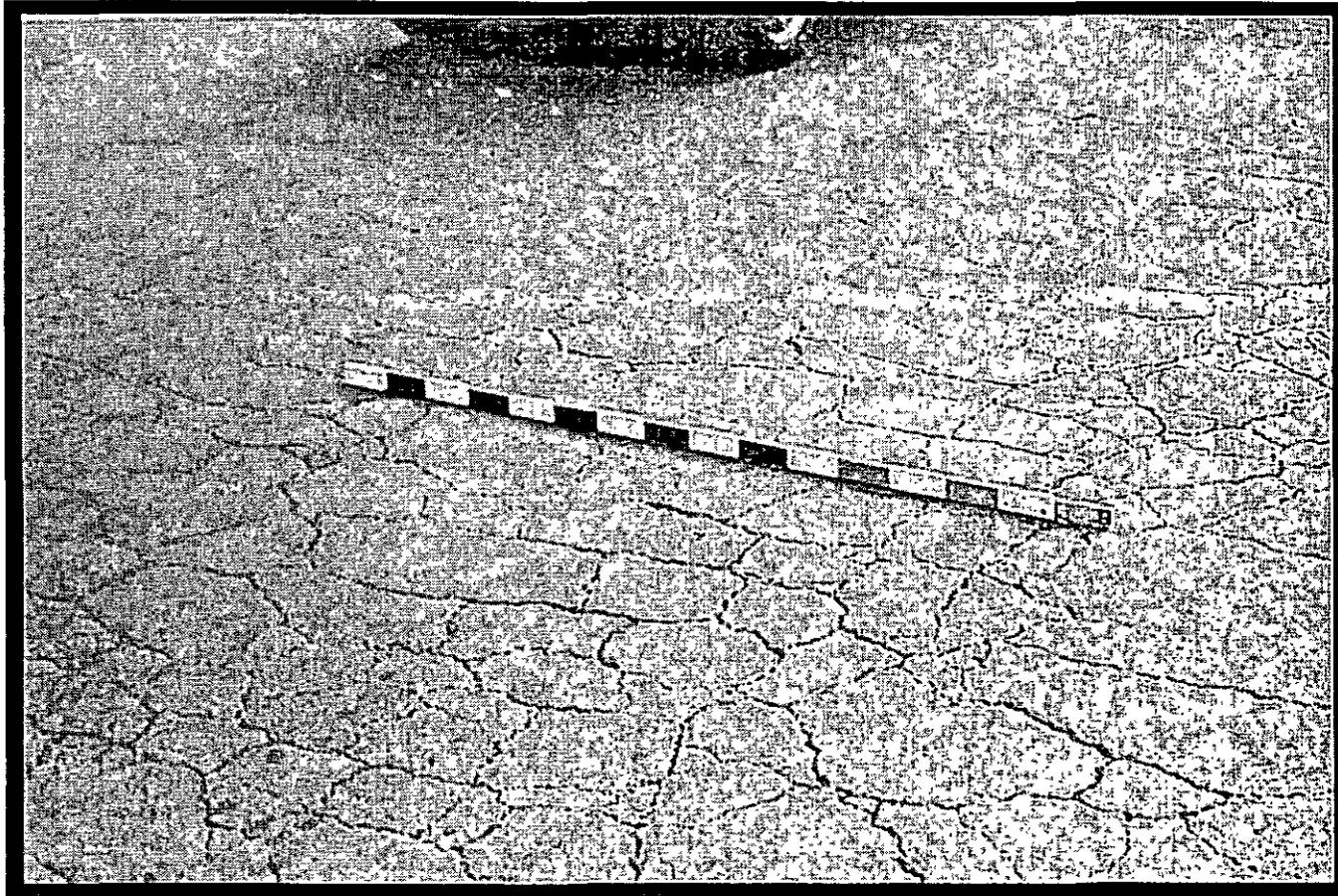
Cuanto mayores sean las deformaciones elásticas, cuanto más grandes serán los esfuerzos de tensión inducidos en la carpeta, produciéndose grietas de tipo reticular en la superficie, una vez que la resistencia a la tensión de la misma carpeta va siendo rebasada.

FALLA ESTRUCTURAL POR FATIGA DE UN PAVIMENTO ASFÁLTICO

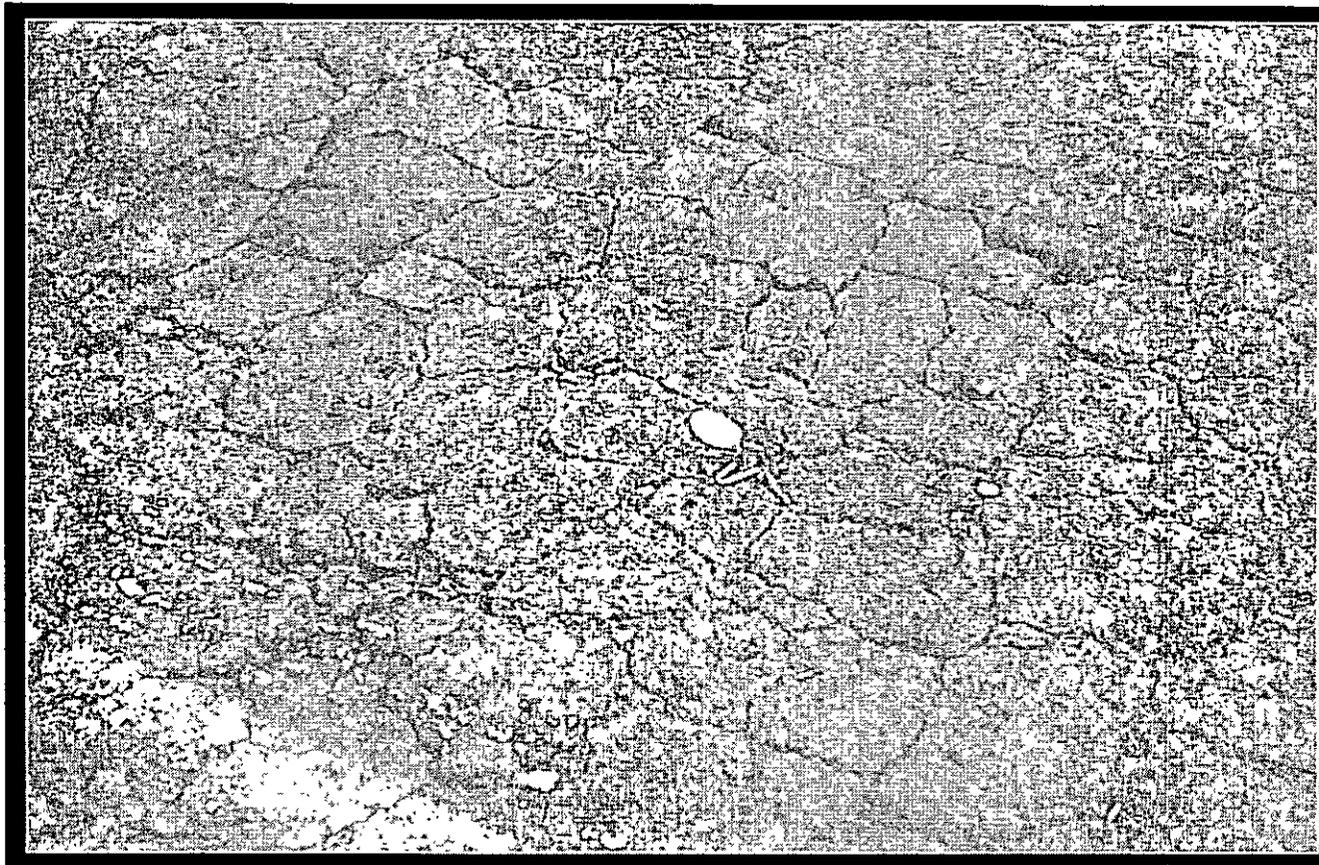
MECANISMO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES QUE SE PRODUCEN EN UN PAVIMENTO, AL PASO DE LAS CARGAS DE LOS VEHÍCULOS



MANIFESTACIÓN DE UNA FALLA ESTRUCTURAL POR FATIGA

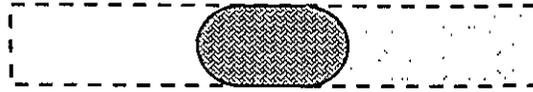


MANIFESTACIÓN DE UNA FALLA ESTRUCTURAL POR FATIGA

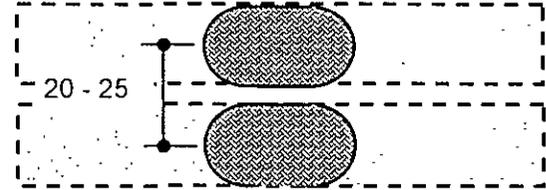


ARREGLO DE RUEDAS EN VEHÍCULOS CARRETEROS

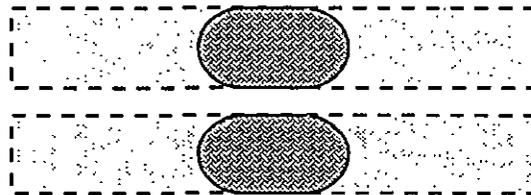
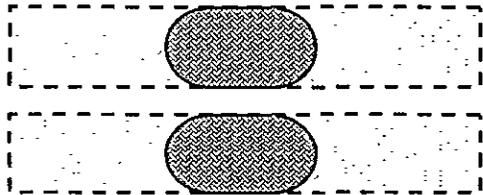
Llanta simple



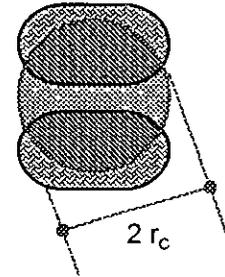
Rueda sencilla



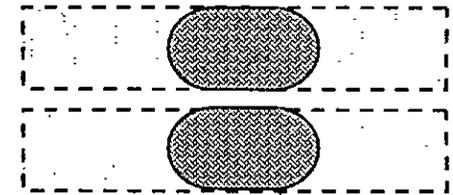
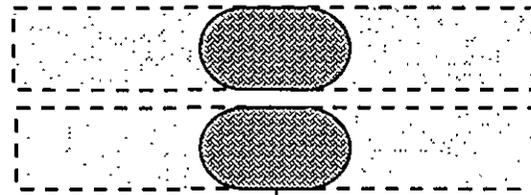
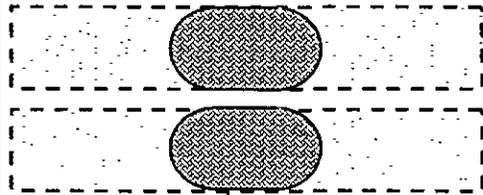
Arreglo en tándem



Área circular
equivalente A_c



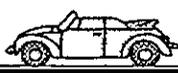
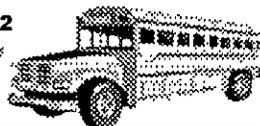
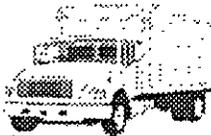
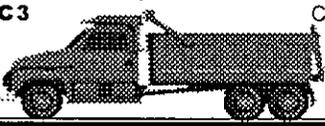
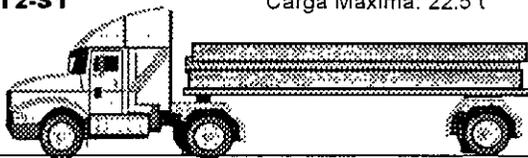
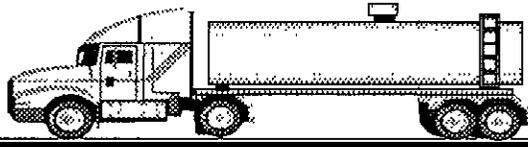
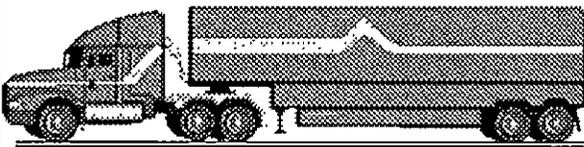
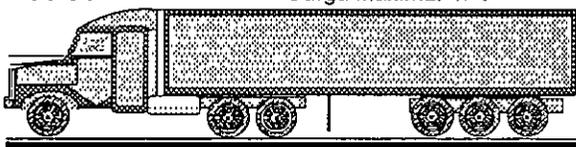
Arreglo tridem



120 - 130

120 - 130

VEHÍCULOS TIPO MÁS FRECUENTES EN CARRETERAS

Ap	Capacidad 5 pasajeros Carga Máxima: 0.6 t	
Ac	Carga Máxima 3.3 t	
B2	Capacidad 25 pasajeros Carga Máxima: 8.0 t	
B3	Capacidad 45 pasajeros Carga Máxima: 16.0 t	
C2	Carga Máxima: 15.5 t	
C3	Carga Máxima 19.5 t	
T2-S1	Carga Máxima: 22.5 t	
T2-S2	Carga Máxima 32 t	
T3-S2	Carga Máxima: 37 t	
T3-S3	Carga Máxima: 47 t	

Eje Núm	W_{vac}	W_{leg}	$W_{máx}$ (t)
------------	-----------	-----------	------------------

1	0.8	1.0	1.1
2	0.8	1.0	1.1
Σ	1.6	2.0	2.2

$$p_c = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

1	1.3	1.7	1.7
2	1.2	3.8	4.1
Σ	2.5	5.5	5.8

$$p_c = 4.6 \text{ kg/cm}^2$$

1	3.5	6.5	6.5
2	7.0	11.0	12.0
Σ	10.5	17.5	18.5

$$p_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

1	4.0	6.5	6.5
2	8.0	19.5	21.5
Σ	12.0	26.0	28.0

$$p_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

1	4.0	6.5	6.5
2	4.5	11.0	17.5
Σ	8.5	17.5	24.0

$$p_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

1	4.0	6.5	6.5
2	4.5	19.5	21.5
Σ	8.5	26.0	28.0

$$p_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

1	3.2	6.5	6.5
2	3.4	11.0	13.0
3	3.4	10.0	13.0
Σ	10.0	27.5	32.5

$$p_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

1	4.0	6.5	6.5
2	3.5	11.0	13.0
3	4.0	18.0	24.0
Σ	11.5	35.5	43.5

$$p_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

1	4.0	6.5	6.5
2	4.0	19.5	23.5
3	4.0	18.0	24.0
Σ	12.0	44.0	54.0

$$p_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

1	4.0	6.5	6.5
2	4.0	19.5	23.5
3	5.0	22.5	30.0
Σ	13.0	48.5	60.0

$$p_c = 6.0 \text{ kg/cm}^2$$

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

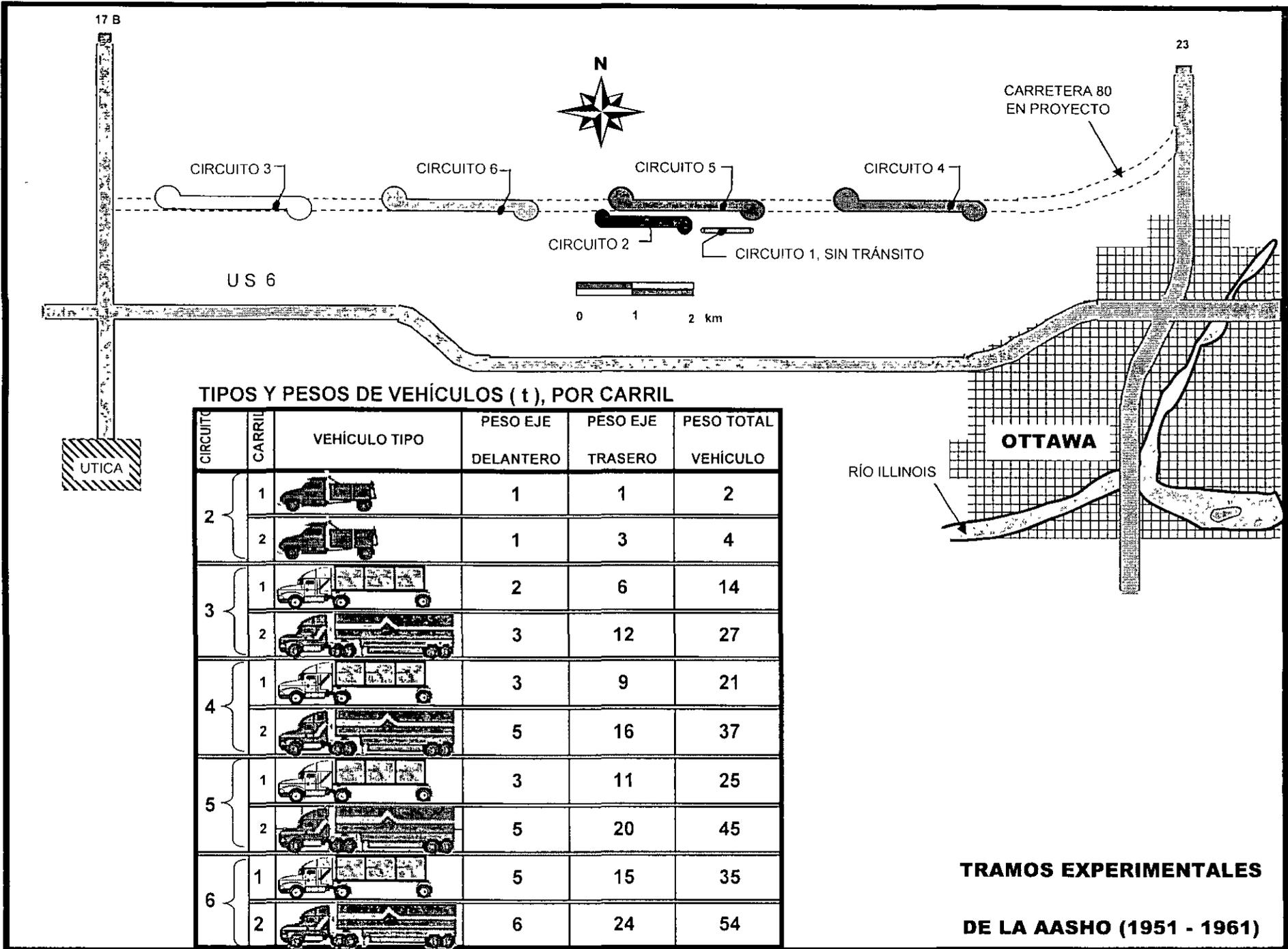
--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Fig. Características y Factores de Equivalencia de Carga (AASHTO) de los vehículos más frecuentes en Carreteras Mexicanas tipos A y B, con pavimento asfáltico o de concreto hidráulico. Cargas legales publicadas en el Diario Oficial del 7 enero de 1997



Factores de Equivalencia de Carga (FEC) para ISR =2.5

Pavimentos Asfálticos

W/eje (t)	EJES TIPO		
	Sencillo	Tándem	Tridem
0.8			
1	0.00066		
2	0.00551		
3	0.02457	0.00395	
4	0.07369	0.00843	
5	0.16786	0.01799	0.00523
6	0.32423	0.03387	0.00982
7	0.56507	0.06073	0.01672
8	0.91583	0.10045	0.02695
9	1.54486	0.15680	0.04068
10	2.49358	0.23003	0.06029
11	3.85434	0.32599	0.08710
12	5.74916	0.44555	0.12138
13	8.30363	0.59364	0.16423
14	11.70347	0.77707	0.21573
15	16.12112	0.99886	0.27752
16		1.26508	0.35071
17		1.63805	0.43719
18		2.12254	0.53672
19		2.71566	0.65261
20		3.42874	0.78439
21		4.28772	0.93517
22		5.30511	1.11157
23		6.49966	1.31118
24		7.90788	1.52470
25		9.53711	1.80737
26		11.5020	2.16073
27		13.8717	2.56695
28			3.01774
29			3.53856
30			4.13255

Pavimentos de Concreto

W/eje (t)	EJES TIPO		
	Sencillo	Tándem	Tridem
0.8	0.00035		
1	0.00052		
2	0.00396	0.001773	
3	0.01773	0.00411	
4	0.05798	0.00953	
5	0.14349	0.02210	0.00818
6	0.29902	0.04536	0.01626
7	0.55579	0.08369	0.02857
8	0.91549	0.14265	0.04863
9	1.52810	0.22601	0.07730
10	2.42296	0.34152	0.11655
11	3.70220	0.49270	0.16913
12	5.43853	0.68526	0.23649
13	7.73746	0.93670	0.32143
14	10.76832	1.28410	0.42566
15	14.5627	1.73777	0.55307
16	19.01445	2.30749	0.70520
17	23.87968	3.00075	0.89563
18		3.85672	1.13606
19		4.88243	1.43723
20		6.12224	1.79907
21		7.59020	2.21202
22		9.29275	2.71418
23		11.30319	3.28960
24		13.5918	3.95321
25		16.24481	4.72881
26		19.41567	5.61201
27		23.20545	6.61087
28			7.74887
29			9.03371
30			10.47548

Tabla Pesos brutos vehiculares legales, promedio sobrecargados y máximos registrados en la Red Federal de Carreteras Mexicanas (IMT, 1995)

VEHÍCULOS TIPO	PESO BRUTO VEHICULAR (PBV, t)					
	LEGAL		PROMEDIO SOBRECARGADO		MÁXIMO REGISTRADO	
	1980	1997	W	%	W	%
Camión C-2	15.5	17.5	24.0	37%	24.0	37%
Camión C-3	23.5	26.0	28.0	8%	36.0	38%
Tractocamión T3-S2	41.5	44.0	49.0	11%	60.0	36%
Tractocamión T3-S3	46.0	48.5	59.0	22%	72.0	48%
Tractocamión T3-S2-R4	77.5	68.5	79.0	15%	84.0	23%

Tabla Composición porcentual estimada de diversos tipos de vehículos carreteros, por sentido, en el carril de diseño (%DSLN).

VEHÍCULOS TIPO	NÚMERO DE CARRILES POR SENTIDO		
	1	2	3 ó más
Automóviles y camionetas de pasajeros (Ap)	100%	0%	0%
Camionetas de carga (Ac)	100%	50%	40%
Autobuses (B2 y B3)	100%	60%	40%
Camiones (C2 y C3)	100%	80%	70%
Tractocamiones con semiremolque (T-S)	100%	80%	70%
Vehículos con semiremolque y remolque	100%	100%	90%

**DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO ACUMULADO.
EJES ESTÁNDAR DE 8.2 t.
MÉTODO AASHTO (1993), PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS**

TABLA

OBRA : _____
 CARRETERA : _____
 TRAMO : _____
 SUBTRAMO : _____
 ORIGEN : _____

A. DATOS:

TDPA(2) en el año _____ : _____ % vehiculos vacíos (V_v): _____

D = _____ % vehic. c/sobrecarga (V_{sc}): _____

Año inicial de operaciones: _____ sobrecarga máxima: _____

TDPAi (1) (vehículos)	HORIZ (años)	r (%)	LANES /SENT.	COMPOSICIÓN (%)			
				Ap+Ac	B2+B3	C2+C3	T-S

C. TRÁNSITO EN MILES DE EJES ACUMULADOS (L)

AÑO	TDPA _n	CAT	Σ Lcl	Σ Lcc
0				
1				
2				
3				
4				
5				
6				
7				
8				
9				
10				
11				
12				
13				
14				
15				
16				
17				
18				
19				
20				

B. EJES EQUIVALENTES PROPORCIONALES

VEHICULO	%/DSLN	COMPOS	FEC _v	FEC _l	FEC _{sc}	FEC _{lp}	FEC _{cp}
Ap			0.00002	0.00132			
Ac			0.00226	0.06207			
B2			0.60762	4.28237			
B3			0.17414	3.47947			
C2			0.06712	4.28237			
C3			0.08600	3.47947			
T2-S1			0.10686	6.77595			
T2-S2			0.12467	6.40491			
T3-S2			0.09055	5.60201			
T3-S3			0.08735	4.68673			
C3-R2			0.17111	8.46663			
T3S2R4			0.05173	4.29186			
Sumas							

FÓRMULAS:

$$FECC_p = \%DSL_N \times COMPOS \times (V_v \times FEC_v + (1 - V_v - V_{sc}) \times FEC_l + V_{sc} \times FEC_{sc})$$

$$TDAP_n = TDAP_{n-1} \times (1 + r)$$

$$CAT = 365 \times ((1 + r)^n - 1) / r$$

$$\Sigma L = TDAP_1 \times CAT \times FECC_p$$

A. DATOS:			
TDPA(2) en el año _____			
D = _____			
Año inicial de operaciones. _____			
% vehículos vacíos (V_v) _____			
% vehíc d/sobrecarga (V_{sc}) _____			
sobrecarga máxima: _____			
TDPA _{i(t)} (vehículos)	HORIZ (años)	r (%)	LANES /SENT
COMPOSICION (%)			
Ap+Ac	B2+B3	C2+C3	T-S

COMPOSICIÓN EN EL CARRIL DE DISEÑO EN EL TDPA INICIAL EN EL CARRIL DE DISEÑO

VEHICULO	%/DSLN	COMPOS	COMP/DSGL	TDPA _(t)	RELATIVO
Ap					
Ac					
B2					
B3					
C2					
C3					
T2-S1					
T2-S2					
T3-S2					
T3-S3					
C3-R2					
T3S2R4					

**DETERMINACIÓN DE COEFICIENTES DE DAÑO. APLICACIÓN DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA UNAM
EJEMPLO**

Datos:

eje _____ ejes 1° _____

P = _____ t

$p_c =$ _____ kg/cm²

z = _____ cm

$$r_c = \sqrt{1333 P / 6 \pi p_c} = \sqrt{\quad\quad\quad}$$

$r_c =$ _____ cm

2° Cálculo de los esfuerzos:

$$\sigma_{zi} = p_c \left[1 - \frac{z^3}{(r_{ci}^2 + z^2)^{1.5}} \right] = \quad \times \left[\frac{\quad}{\quad} \right] = \quad \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_{zeq} = 5.8 \left[1 - \frac{z^3}{(15^2 + z^2)^{1.5}} \right] = \quad \times \left[\frac{\quad}{\quad} \right] = \quad \text{kg/cm}^2$$

3° Cálculo del coeficiente de daño, K_d

$$\log K_{60} = \frac{\log \sigma_{zi} - \log \sigma_{zeq}}{\log A} = \frac{\quad}{\quad} = \quad$$

$K_{60} =$

**DETERMINACIÓN DEL FACTOR DE EQUIVALENCIA DE CARGA (FEC). MÉTODO AASHTO
EJEMPLO**

De la Tabla de FEC de la AASHTO:

$FEC_3 =$

COEFICIENTES DE DAÑO DE VEHÍCULOS CARRETEROS (K). MÉTODO DEL INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM.

VEHÍCULO TIPO: TRACTOCAMIÓN CON SEMIREMOLQUE Y REMOLQUE, T3-S2-R4

CAMINO TIPO	EJE TIPO	PESO (t)			PRESIÓN (kg/cm ²)	K _v				K _{MEDIO}				K _M			
		VACÍO	MEDIO	MÁXIMO		z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60	z = 0	z = 15	z = 30	z = 60
A	SENCILLO	4.0	5.7	6.5	6.0												
	TÁNDEM	4.0	17.1	23.5	6.0												
	TÁNDEM	3.5	15.7	22.0	6.0												
	TÁNDEM	3.3	8.8	10.0	6.0												
	TÁNDEM	3.2	15.7	22.0	6.0												
	Σ =	18.0	63.0	84.0													

FEC

--	--	--

TABLA CARACTERIZACIÓN DE MATERIALES EN LAS ESTRUCTURAS VIALES. NORMAS ASTM.

PROPIEDADES FUNDAMENTALES	ENSAYES TÍPICOS PARA SU VALORACION	MÉTODOS DE PRUEBA	DESIGNACIÓN	TERRENO DE CIMENTACIÓN	TERRACERÍAS Y SUBRASANTE	SUB-BASE Y BASE	CARPETA ASFÁLTICA	CARPETA DE CONCRE	
CLASIFICACION Y ESTRUCTURACION	Clasificación de suelos	SUCS	ASTM D-2487						
	Clasificación de rocas	análisis petrográfico							
	Contenido de agua (w)	por secado al horno	ASTM D-2216						
		aparato nuclear	ASTM D-3017						
	Masa volumétrica "in situ" (γ_d)	muestra inalterada	ASTM D-2937						
		trompa y arena	MMP.1.08.J						
		cono de arena	ASTM D-1556						
		volúmetro de membrana	ASTM D-2167						
	Masa volumétrica seca suelta (γ_{ds})	aparato nuclear (suelos)	ASTM D-2922						
		aparato nuclear (mezcl. asf.)	ASTM D-2950						
		en suelos y gravas	ASTM C-29/M						
		en arenas	ASTM C-1252						
	Límites de consistencia	Líquido (wL) y plástico (wP)	ASTM D-4318						
	Granulometría (G.S.F)	mallas e hidrómetro	ASTM D- 422						
finos por lavado		ASTM D-1140							
Forma y textura de partículas	índice de forma	ASTM D-3398							
Contenido de asfalto (a)	aparato nuclear	ASTM D-4125							
COMPACTABILIDAD (γ_{dmax} y W_o)	por impactos (Proctor)	AASHTO estándar	ASTM D- 698						
		AASHTO modificada	ASTM D-1557						
		en suelos estabilizados	ASTM D- 558						
	por presión estática (Porter)	Porter estándar SCT	6 01 01 002-K 06						
	por amasado en suelos (Hveem)	California (301)	ASTM D-2844						
	por vibración (e_{min})	mesa vibratoria	ASTM D-4253						
RESISTENCIA	Compresión sin confinar (q_u)	en suelos	ASTM D-2166						
		en suelos estabilizados	ASTM D-1633						
		en cilindros moldeados	ASTM C- 39						
	Compresión simple repetitiva	Módulo dinámico (E)	ASTM D-3497						
	Compresión triaxial (c, ϕ)	no consolidada no drenada	ASTM D-2850						
		consolidada no drenada	ASTM D-4767						
		consolidada drenada							
	Compresión triaxial repetitiva	Módulo de rigidez (M_R)							
	Pruebas de placa	no repetitiva (k)	ASTM D-1196						
		repetitiva (S)	ASTM D-1195						
	Falling Weight Deflectometer	Módulo Elástico (E_R)	ASTM D-4694						
	Valor Relativo de Soporte (CBR)	en muestra inalterada	MS-10, CAP 8						
		"in situ"	ASTM D-4429						
		Cuerpo de Ingenieros	ASTM D-1883						
Estabilidad y presión de exudación	California, Cal 301(R, p_{exud})	ASTM D-2844							
Estabilidad en mezcla asfáltica	California, Cal 304 (S)	ASTM D-1560							
TENSIÓN	Tensión en compresión diametral	Marshall	ASTM D-1559						
		Tensión indirecta (E_R)	ASTM D-4123						
	Tensión por flexión	Cohesímetro (Cal 304)	ASTM D-1560						
		en suelos estabilizados	ASTM D-1635						
	Tensión por flexión repetitiva	Módulo de resiliencia (E_s)	ASTM C- 683						

NOTAS: ASTM : American Standards of Testing and Materials

B: British Standards

Cal. California Highway Department

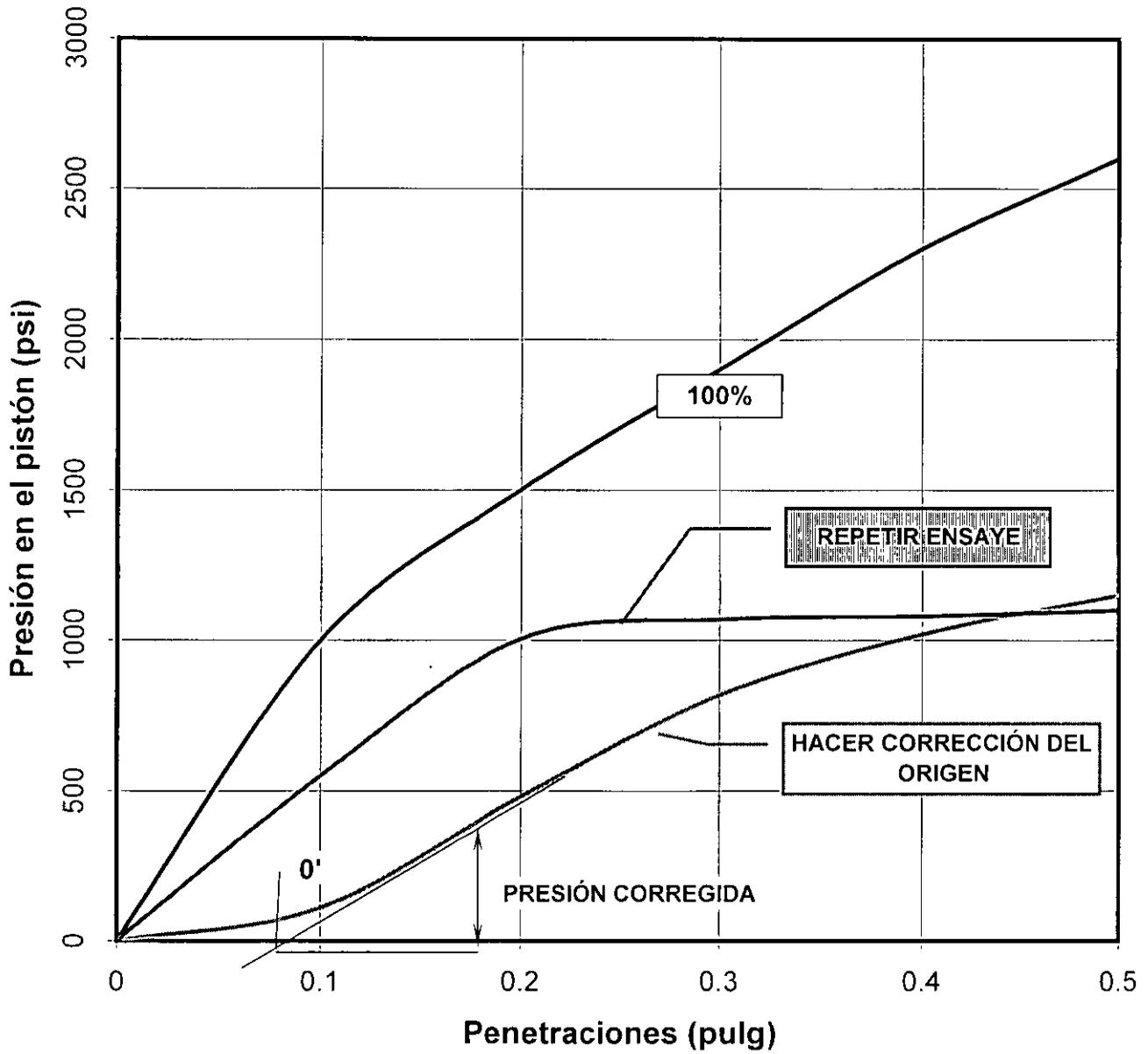
MMP. Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales. Normatividad para la Infraestructura del Transporte de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes

MS: Manual de suelos del Instituto del Asfalto

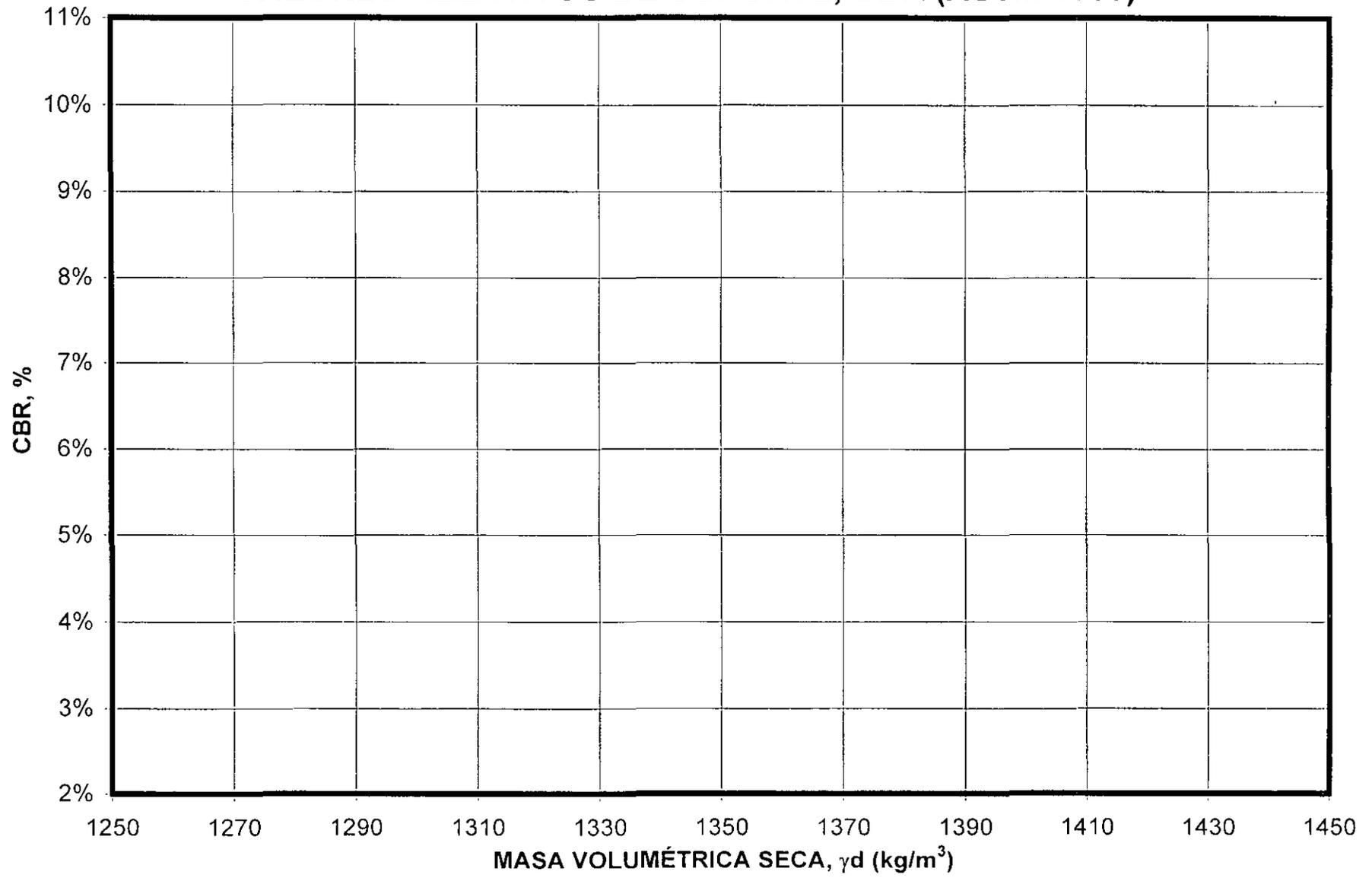
T Texas Highway Department

resto Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Libros 6 01 01 y 6.01.03

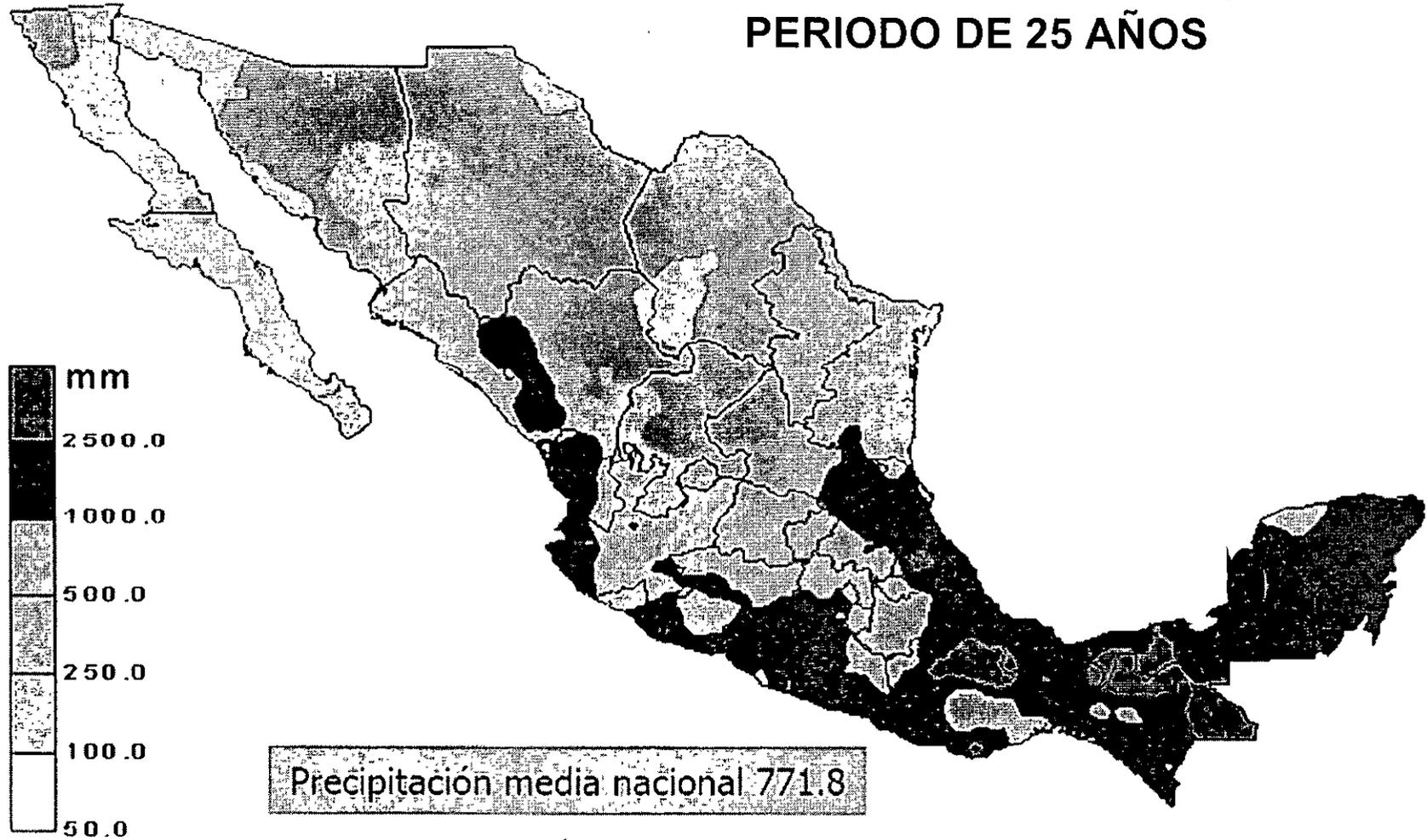
RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CBR



VALORES RELATIVOS DE SOPORTE, CBR (ASTM 1883)



PRECIPITACIÓN MEDIA ANUAL PERIODO DE 25 AÑOS



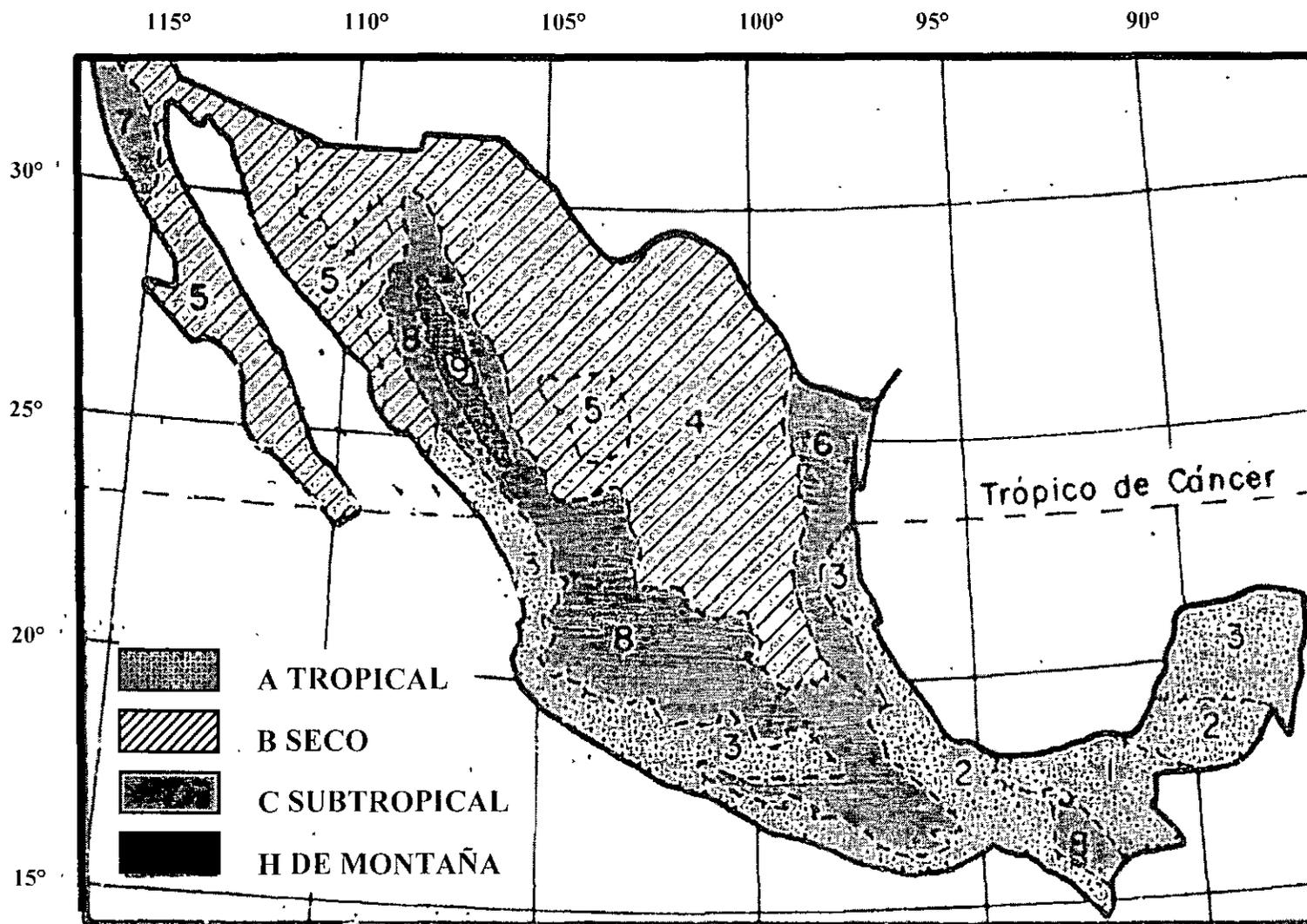
ZONAS SISMICAS DE MEXICO



SISMICIDAD

- | | |
|---------|------------|
| A BAJA | C ALTA |
| B MEDIA | D MUY ALTA |

CLASIFICACIÓN DE CLIMAS



POLOGÍA DE CLIMAS EN MÉXICO (Köppen – Geiger)

A	1	Afa	TROPICAL	Ecuatorial tipo amazónico caluroso regular
	2	Ama		Subecuatorial tipo sudanés, caluroso regular
	3	Awa		Tropical tipo senegalés con variaciones térmicas
B	4	BSk	SECO	Estepario tipo senegalés o tipo sirio. Caluroso o templado medio con oscilaciones térmicas sensibles
	5	BWh		Desértico, tipo sahariano extremo
C	6	Cfa	SUBTROPICAL	Subtropical mediterráneo con influencia de monzón, tipo chino, caluroso medio y oscilaciones térmicas
	7	Csb		Mediterráneo, tipo portugués templado medio. Veranos secos y calientes
	8	Cwh		Subtropical de altura, tipo mexicano, templado regular
H	9	H	DE MONTAÑA	De montaña extremo, tipo alpino

Primera letra

A, C, D Suficiente calor y precipitación para el crecimiento de árboles grandes

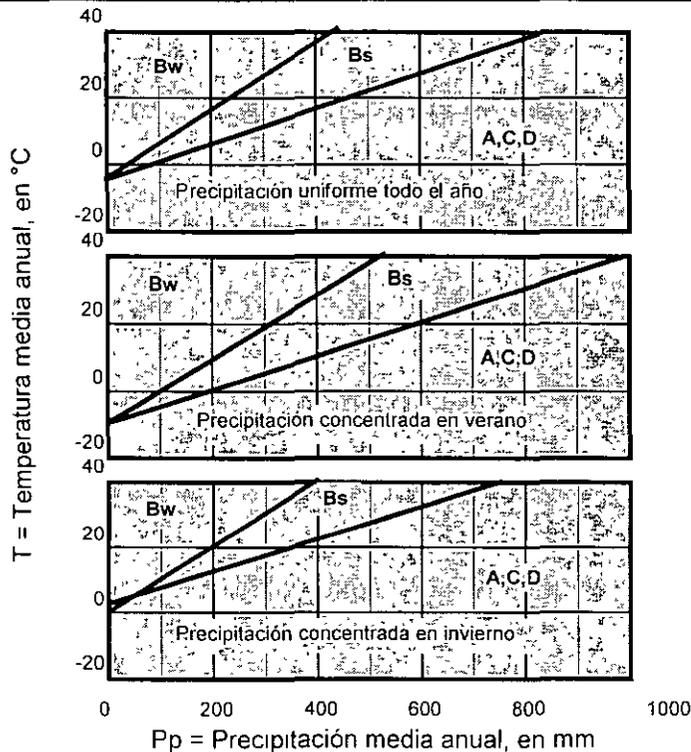
- A Climas tropicales. Todas las temperaturas medias mensuales mayores de 18°C
- B Climas secos. Fronteras determinadas mediante las gráficas T-Pp
- C Climas templado-calurosos. Temperatura media del mes más frío entre -3 y 18°C
- H Clima montañoso. Extremo, tipo alpino

Segunda letra

- S Clima estepario
- W Clima desértico
- f Suficiente precipitación todos los meses
- a Clima selvático, a pesar de una estación seca
- s Estiaje en el verano
- w Estiaje en el invierno

Tercera letra

- a Temperatura media del mes más caluroso, mayor de 22°C
- b Temperatura media del mes más caluroso, menor de 22°C (por lo menos cuatro meses tienen medias mayores de 10 °C)
- c Menos de cuatro meses tienen medias mayores de 10°C
- h Seco y caliente. Temperatura media anual mayor de 18°C
- k Seco y frío. Temperatura media anual menor de 18°C



	AUTOPISTA: _____ TRAMO: _____ SUB-TRAMO: _____ ORIGEN: _____ TABLA CLASIFICACIÓN CLIMATOLÓGICA
--	---

Datos de la Estación Metereológica en _____

1. DATOS

TIPO DE PAVIMENTO: _____

MES	PRECIPITACIÓN		OBSERVACIONES TERMOMÉTRICAS			DIAS DE HELADA
	PLUVIAL (mm)	DIAS DE LLUVIA	MEDIA MENS (°C)	MAX. EXTREMA (°C)	MIN. EXTREMA (°C)	
ene						
feb						
mar						
abr						
may						
jun						
jul						
ago						
sep						
oct						
nov						
dic						
	p (mm)		t anual	t máx	t mín	

2. FACTOR REGIONAL DE WYOMING

$$R = p + nf + h + d$$

Precipitación pluvial (mm)		nivel freático (m)		Heladas (días)		Drenaje (h)	
p		nf		h		d	
< 380	0	> 3.0	0	< 5	0	bueno	0
380 - 760	6	1.2 - 3.0	6	5 - 30	4	regular	2
> 760	8	< 1.2	10	> 30	8	pobre	4

Factor	Valor	Calific.
Precipitación pluvial p (mm)		
Nivel Freático nf (m)		
Heladas (h)		
Drenaje		
FACTOR REGIONAL:		

3. CLASIFICACIÓN DE KÖPPEN-GEIGER _____

4. PROPORCIÓN DE HUMEDECIMIENTO _____

5. COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd): _____

**FÓRMULA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS (1993)
DERIVADA DE LOS TRAMOS EXPERIMENTALES DE LA AASHTO**

$$\log \Sigma L = -t_{Qu} \times s_o + 9.36 \times \log (SN + 1) - 0.2 + \frac{\log (\Delta IS / 2.7)}{0.40 + 1094 / (SN + 1)^{5.19}} + 2.32 \times \log M_R - 8.07$$

Donde

ΣL ; Tránsito acumulado, en ejes equivalentes de ejes estándar (peso por eje sencillo de 8 2 t)

t_{Qu} ; Coeficiente de student para un nivel de confianza Q_u

s_o ; Desviación estándar global combinado para las predicciones del tránsito y del desempeño del pavimento

SN ; Número estructural de las capas arriba de la que las sustenta, conforme a la resistencia (M_R)

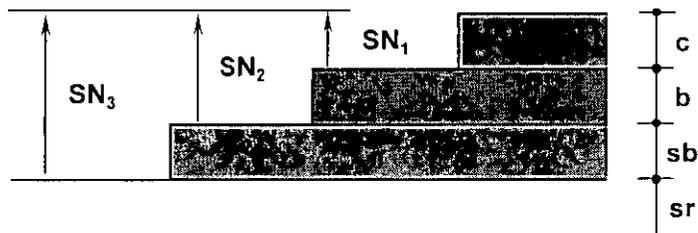
$\Delta IS = ISI - ISR$; Caída del Índice de Servicio (ISA), para un periodo dado de la vida útil del pavimento

ISI ; Índice de Servicio de la superficie de rodamiento al inicio de su operación

ISR ; Índice de Servicio de Rechazo, al final de la vida útil de la carretera (criterio de falla funcional)

M_R ; Módulo de rigidez (psi) de la capa de sustentación de las capas restantes del pavimento

ANÁLISIS DE DISEÑO POR CAPAS



$$SN_3 = a_1 c + a_2 b m_2 + a_3 sb m_3$$

Valores mínimos

Donde:

a_n ; Coeficientes estructurales experimentales, de cada capa (1/cm)

c, b, sb ; Espesores de carpeta, base y sub-base, respectivamente (cm)

m_n ; Coeficientes de drenaje para capas de agregados sin estabilizar

INEGUALDADES PROPUESTAS POR AASHTO (1993)

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

$$SN^*_1 = a_1 c^* \geq SN_1$$

$$b^* \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2 m_2} \geq b$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 = a_1 c^* + a_2 m_2 b^* \geq SN_2$$

$$sb^* \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3} \geq sb$$

n^* , SN^*n espesor de capa o número estructural real, el cual debe ser igual o mayor al valor requerido

**FÓRMULA DE DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS (1993)
DERIVADA DE LOS TRAMOS EXPERIMENTALES DE LA AASHTO**

$$\log \Sigma_L = -t_{Qu} \times s_o + 9.36 \times \log (SN + 1) - 0.2 + \frac{\log (\Delta IS / 2.7)}{0.40 + 1094 / (SN + 1)^{5.19}} + 2.32 \times \log M_R - 8.07$$

Donde:

Σ_L ; Tránsito acumulado, en ejes equivalentes de ejes estándar (peso por eje sencillo de 8.2 t)

t_{Qu} ; Coeficiente de student para un nivel de confianza Q_u

s_o ; Desviación estándar global combinado para las predicciones del tránsito y del desempeño del pavimento

SN ; Número estructural de las capas arriba de la que las sustenta, conforme a la resistencia (M_R)

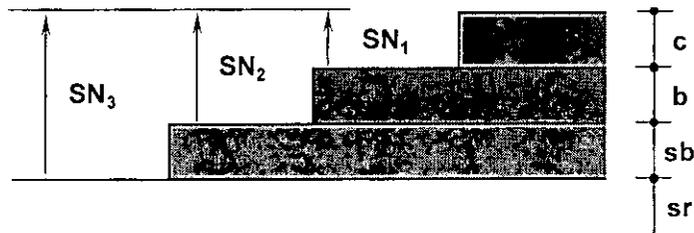
$\Delta IS = ISI - ISR$; Caída del Índice de Servicio (ISA), para un periodo dado de la vida útil del pavimento

ISI ; Índice de Servicio de la superficie de rodamiento al inicio de su operación

ISR ; Índice de Servicio de Rechazo, al final de la vida útil de la carretera (criterio de falla funcional)

M_R ; Módulo de rigidez (psi) de la capa de sustentación de las capas restantes del pavimento

ANÁLISIS DE DISEÑO POR CAPAS



$$SN_3 = a_1 c + a_2 b m_2 + a_3 sb m_3$$

Valores mínimos

Donde

a_n ; Coeficientes estructurales experimentales, de cada capa (1/cm)

c, b, sb ; Espesores de carpeta, base y sub-base, respectivamente (cm)

m_n ; Coeficientes de drenaje para capas de agregados sin estabilizar

INEGUALDADES PROPUESTAS POR AASHTO (1993)

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

$$SN^*_1 = a_1 c^* \geq SN_1$$

$$b^* \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2 m_2} \geq b$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 = a_1 c^* + a_2 m_2 b^* \geq SN_2$$

$$sb^* \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3} \geq sb$$

n^* , SN^*n espesor de capa o número estructural real, el cual debe ser igual o mayor al valor requerido

**DETERMINACIÓN DEL TRÁNSITO ACUMULADO.
EJES ESTÁNDAR DE 8.2 t.**

MÉTODO AASHTO (1993), PARA PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

TABLA

OBRA	LIBRAMIENTO "LA PIEDAD"
CARRETERA	MÉXICO - GUADALAJARA
TRAMO	ENTRONQUE LAGUNA LARGA - ENTRONQUE CANOAS
SUBTRAMO	DEL KM 75+796.93 AL KM 93+600
ORIGEN	IRAPUATO, GTO.

A. DATOS:

TDPA(2) en el año 2003 : 6,187 % vehiculos vacios (V_v): 10%
 D = 0.52 % vehic. c/sobrecarga (V_{sc}): 15%
 Año inicial de operaciones: 2007 sobrecarga máxima: 30%

TDPAi (1) (vehículos)	HORIZ (años)	r (%)	LANES /SENT	COMPOSICIÓN (%)			
				Ap+Ac	B2+B3	C2+C3	T-S
3,764	15	4.0	3	85.00	12.00	2.00	1.00

C. TRANSITO EN MILES DE EJES ACUMULADOS(L)

AÑO	TDAP _n	CAT	Σ L _{cl}	Σ L _{cc}
0	2006	3,619	-	-
1	2007	3,764	365	404
2	2008	3,914	745	824
3	2009	4,071	1,139	1,261
4	2010	4,234	1,550	1,715
5	2011	4,403	1,977	2,188
6	2012	4,579	2,421	2,679
7	2013	4,762	2,883	3,190
8	2014	4,953	3,363	3,722
9	2015	5,151	3,863	4,275
10	2016	5,357	4,382	4,849
11	2017	5,571	4,923	5,447
12	2018	5,794	5,484	6,069
13	2019	6,026	6,069	6,716
14	2020	6,267	6,677	7,388
15	2021	6,518	7,309	8,088
16	2022	6,778	7,966	8,815
17	2023	7,049	8,650	9,572
18	2024	7,331	9,361	10,359
19	2025	7,625	10,100	11,177
20	2026	7,930	10,869	12,028

B. EJES EQUIVALENTES PROPORCIONALES

VEHICULO	%/DSLN	COMPOS	FEC _v	FEC _i	FEC _{sc}	FEC _{lp}	FEC _{cp}
Ap	0%	68.00%	0.00002	0.00132	0.0015	0.000	0.000
Ac	40%	17.00%	0.00226	0.06207	0.0806	0.004	0.004
B2	40%	7.20%	0.60762	4.28237	5.3669	0.123	0.117
B3	40%	4.80%	0.17414	3.47947	4.9438	0.067	0.065
C2	70%	1.20%	0.06712	4.28237	10.2109	0.036	0.040
C3	70%	0.80%	0.08600	3.47947	4.9852	0.019	0.019
T2-S1	70%	0.00%	0.10686	6.77595	14.9368	0.000	0.000
T2-S2	70%	0.03%	0.12467	6.40491	15.2101	0.001	0.001
T3-S2	70%	0.30%	0.09055	5.60201	9.3176	0.012	0.012
T3-S3	70%	0.41%	0.08735	4.68673	11.6689	0.013	0.015
C3-R2	90%	0.22%	0.17111	8.46663	16.2560	0.017	0.017
T3S2R4	90%	0.04%	0.05173	4.29186	10.6521	0.002	0.002
Sumas.	100.0%				0.294	0.290	

FÓRMULAS:

$$FEC_{cp} = \%DSL_N \times COMPOS \times (V_v \times FEC_v + (1 - V_v - V_{sc}) \times FEC_i + V_{sc} \times FEC_{sc})$$

$$TDAP_n = TDAP_{n-1} \times (1 + r)$$

$$CAT = 365 \times ((1 + r)^n - 1) / r$$

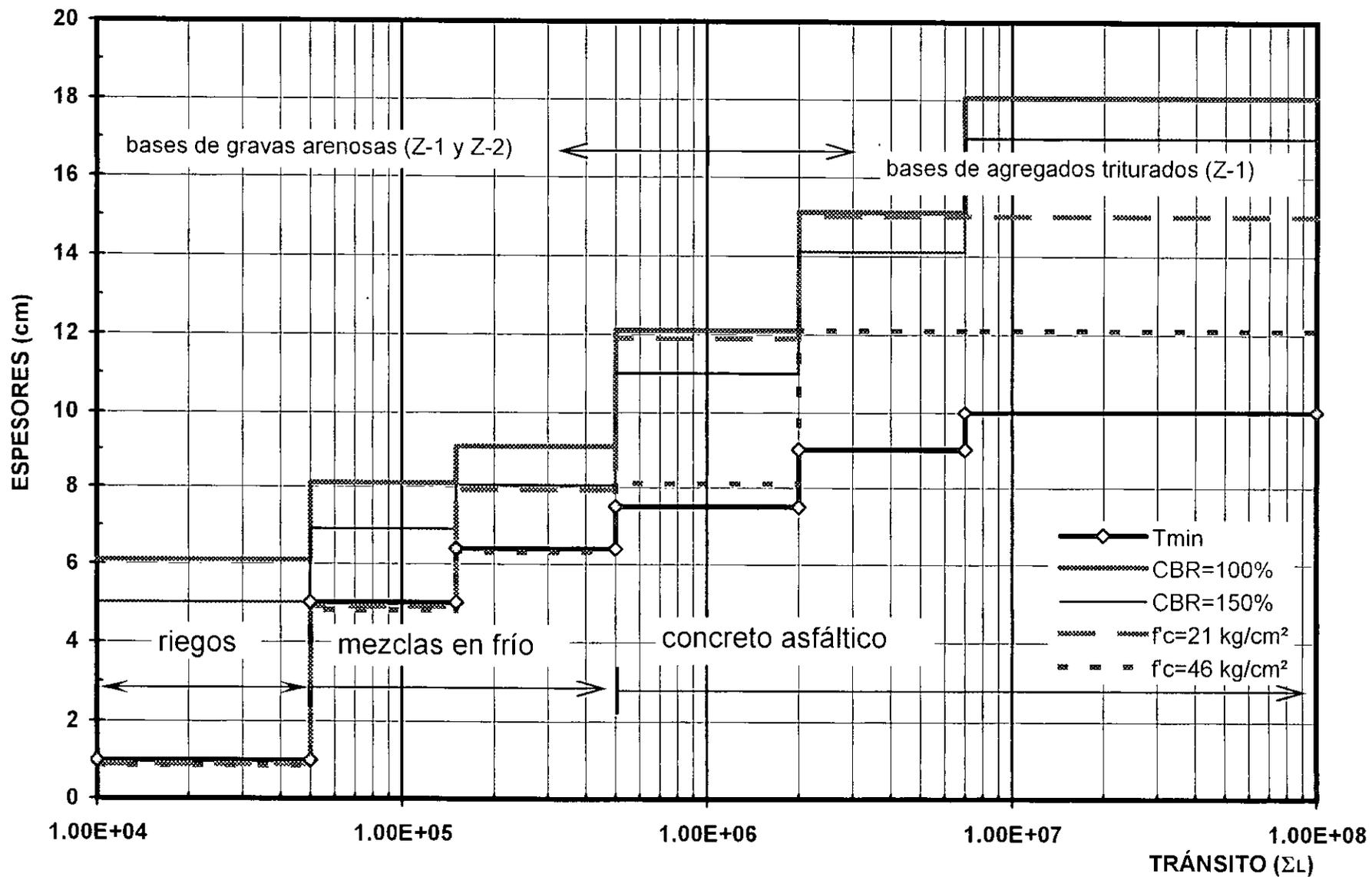
$$\Sigma L = TDAP_n \times CAT \times FEC_p$$

A. DATOS			
TDPA(2) en el año 2003 6,187			
D = 0.52			
Año inicial de operaciones: 2007			
% vehiculos vacios (V _v) 10%			
% vehic c/sobrecarga (V _{sc}) 15%			
sobrecarga máxima: 30%			
TDPA _{i(t)} (vehiculos)	HORIZ (años)	r (%)	LANES /SENT
3,764	15	4.0	3
COMPOSICION (%)			
Ap+Ac	B2+B3	C2+C3	T-S
85.00	12.00	2.00	1.00

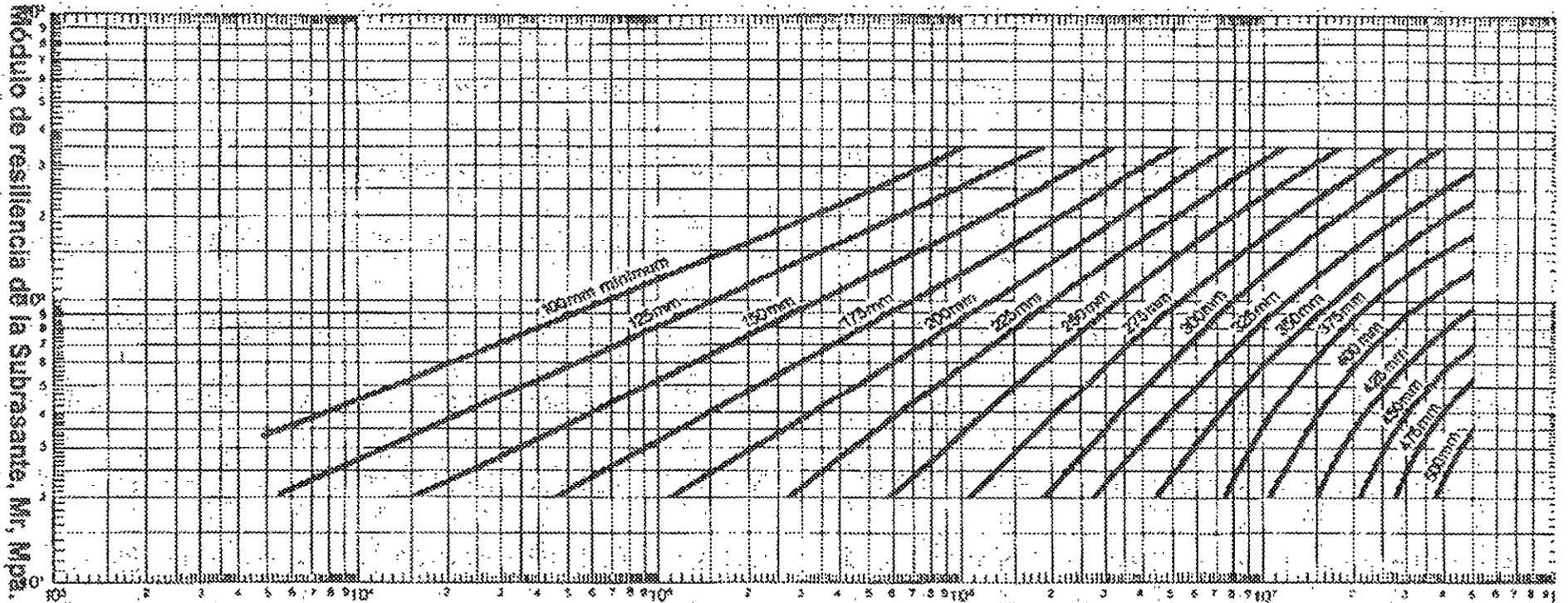
COMPOSICIÓN EN TDPA INICIAL EN EL
EL CARRIL DE DISEÑO CARRIL DE DISEÑO

VEHICULO	%DSL	COMPOS	COMP/DSGL	TDPA _{i(t)}	RELATIVO
Ap	0%	68.00%	0.000%	0	0.00%
Ac	40%	17.00%	6.800%	256	49.52%
B2	40%	7.20%	2.880%	108	20.89%
B3	40%	4.80%	1.920%	72	13.93%
C2	70%	1.20%	0.840%	32	6.19%
C3	70%	0.80%	0.560%	21	4.06%
T2-S1	70%	0.00%	0.000%	0	0.00%
T2-S2	70%	0.03%	0.021%	1	0.19%
T3-S2	70%	0.30%	0.210%	8	1.55%
T3-S3	70%	0.41%	0.287%	11	2.13%
C3-R2	90%	0.22%	0.198%	7	1.35%
T3S2R4	90%	0.04%	0.036%	1	0.19%
			13.75%	517	100.00%

ESPEORES MÍNIMOS DE CARPETA ASFÁLTICA. CRITERIO DE LA AASHTO



MÉTODO DE DISEÑO DEL INSTITUTO DEL ASFALTO (1993)



Ejes Equivalentes da 80 kN (18,000 lb).

GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO
ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (15.5°C).

CATÁLOGO DEL MOPU DE ESPAÑA

Tabla Secciones estructurales de pavimentos para TDPA menor de 50 vehiculos pesados

ESTRUCTURACIÓN DE MATERIALES	SECCIÓN NÚMERO																	
	411	412	413	414	415	416	421	422	423	424	425	426	431	432	433	434	435	436
Concreto vibrado						20						20						20
Concreto asfáltico	5	TS	8	6	TS		5	TS	8	6	TS		5	TS	8	6	TS	
Concreto compactado					20						20						20	
Grava - cemento				18						18*						18*		
Suelo - cemento			25	15					22*						22			
Grava triturada	30	30					20	20					30	30				
Grava natural	20	25	20		20	20	20	25			20							
CBR en subrasante	entre 5 y 10%						entre 10 y 20%						> 20%					

TS, Tratamiento superficial de uno o dos riegos

(*) Sólo sobre capa subrasante estabilizada con cal o cemento

Tabla Secciones estructurales de pavimentos para TDPA entre 50 y 200 vehiculos pesados

ESTRUCTURACIÓN DE MATERIALES	SECCIÓN NÚMERO																	
	311	312	313	314	315	316	321	322	323	324	325	326	331	332	333	334	335	336
Concreto vibrado						21						21						21
Concreto asfáltico	20	18	12	6	TS		18	15	12	6	TS		18	15	12	6	TS	
Concreto compactado					20						20						20	
Grava - cemento				18						18						20*		
Suelo - cemento			25	20	15				22*	15	15				22			
Grava triturada	25	25					25	25										
Grava natural		25	20			20		25				20						
CBR en subrasante	entre 5 y 10%						entre 10 y 20%						> 20%					

TS, Tratamiento superficial de uno o dos riegos

(*) Sólo sobre capa subrasante estabilizada con cal o cemento

CATÁLOGO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS DEL TRRL DE INGLATERRA

Tabla Secciones estructurales de pavimentos para Tránsito Acumulado (ΣL) < $0,3 \times 10^6$

ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACIÓN	SECCIÓN NÚMERO											
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Concreto asfáltico												
Mezcla asfáltica en frío	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS
Grava - cemento o cal		15	15		15	15		15	15		13	15
Suelo - cemento o cal			15			15			15			10
Base asfáltica												
Grava triturada	15	13		15	13		15	13		15	13	
Grava cribada	30	20	24	20	10	13	13			10		
CBR en subrasante	menor de 5%			entre 5 y 7%			entre 8 y 14%			mayor de 15%		

TS, Tratamiento superficial de dos riegos

Tabla Secciones estructurales de pavimentos para Tránsito Acumulado (ΣL) entre $0,3$ y $0,7 \times 10^6$

ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACIÓN	SECCIÓN NÚMERO											
	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
Concreto asfáltico												
Mezcla asfáltica en frío	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS
Grava - cemento o cal		15	15		15	15		18	15		13	15
Suelo - cemento o cal			18			15			15			10
Base asfáltica												
Grava triturada	15	15		15	13		15	13		15	13	
Grava cribada	40	20	23	25	13	13	18			10		
CBR en subrasante	menor de 5%			entre 5 y 7%			entre 8 y 14%			mayor de 15%		

TS, Tratamiento superficial de dos riegos

CATÁLOGO PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS DEL TRRL DE INGLATERRA

Tabla Secciones estructurales de pavimentos para Tránsito Acumulado (ΣL) $< 0,3 \times 10^6$

ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACIÓN	SECCIÓN NÚMERO											
	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Concreto asfáltico												
Mezcla asfáltica en frío	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS
Grava - cemento o cal		15	15		15	15		15	15		13	15
Suelo - cemento o cal			15			15			15			10
Base asfáltica												
Grava triturada	15	13		15	13		15	13		15	13	
Grava cribada	30	20	24	20	10	13	13			10		
CBR en subrasante	menor de 5%			entre 5 y 7%			entre 8 y 14%			mayor de 15%		

TS, Tratamiento superficial de dos riegos

Tabla Secciones estructurales de pavimentos para Tránsito Acumulado (ΣL) entre $0,3$ y $0,7 \times 10^6$

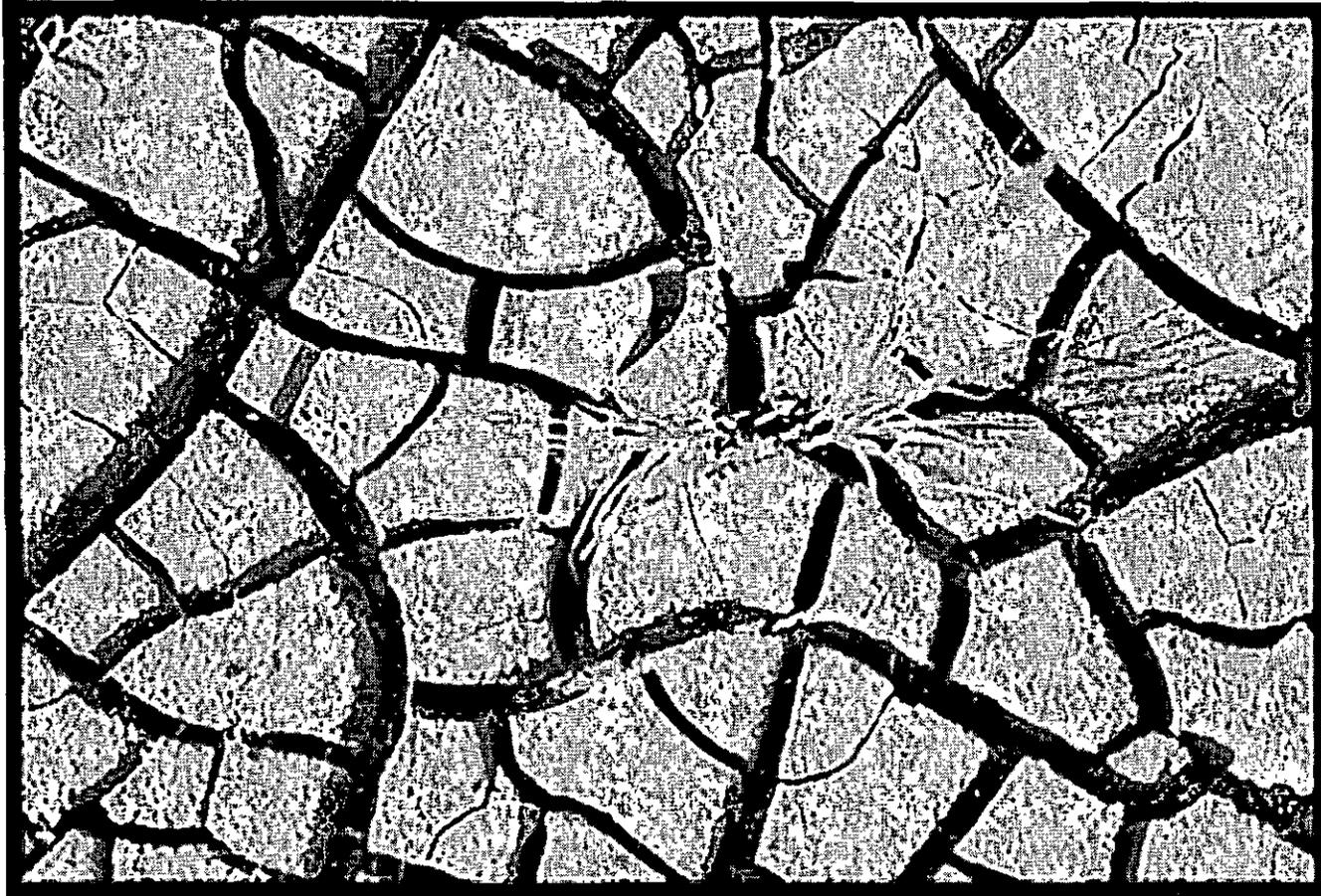
ALTERNATIVAS DE ESTRUCTURACIÓN	SECCIÓN NÚMERO											
	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34
Concreto asfáltico												
Mezcla asfáltica en frío	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS	TS
Grava - cemento o cal		15	15		15	15		18	15		13	15
Suelo - cemento o cal			18			15			15			10
Base asfáltica												
Grava triturada	15	15		15	13		15	13		15	13	
Grava cribada	40	20	23	25	13	13	18			10		
CBR en subrasante	menor de 5%			entre 5 y 7%			entre 8 y 14%			mayor de 15%		

TS, Tratamiento superficial de dos riegos

MANIFESTACIONES NATURALES DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DESECADAS



MANIFESTACIONES NATURALES DE LAS ARCILLAS EXPANSIVAS DESECADAS

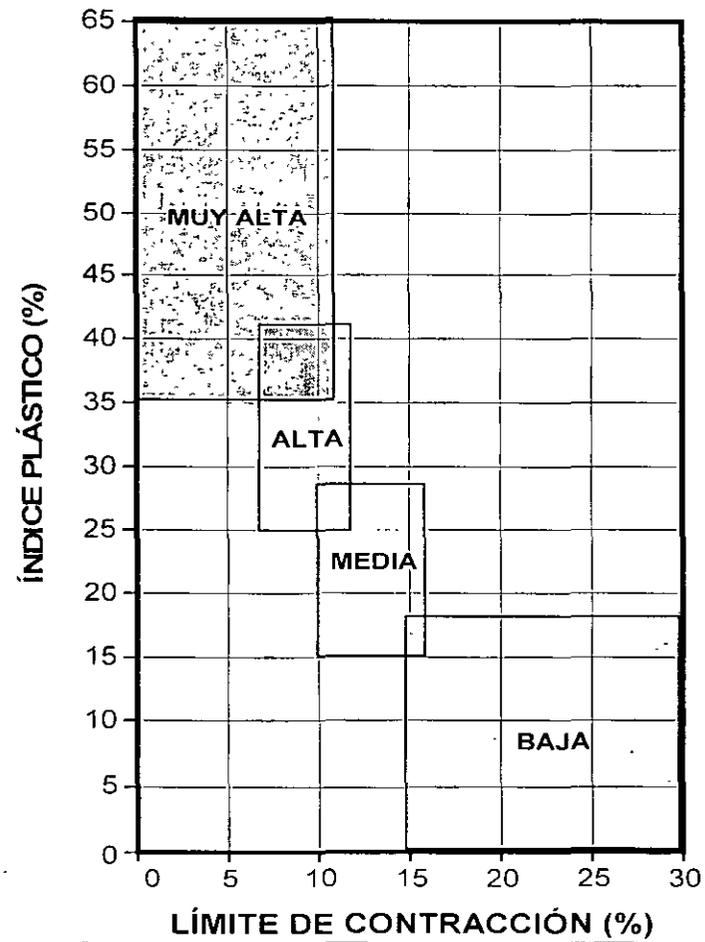


MANIFESTACIÓN DE UNA ARCILLA DESECADA EN PROCESO DE SATURACIÓN



**CRITERIOS PARA LA
IDENTIFICACIÓN DE SUELOS
POTENCIALMENTE EXPANSIVOS**

CRITERIO DE W.G. HOLTZ



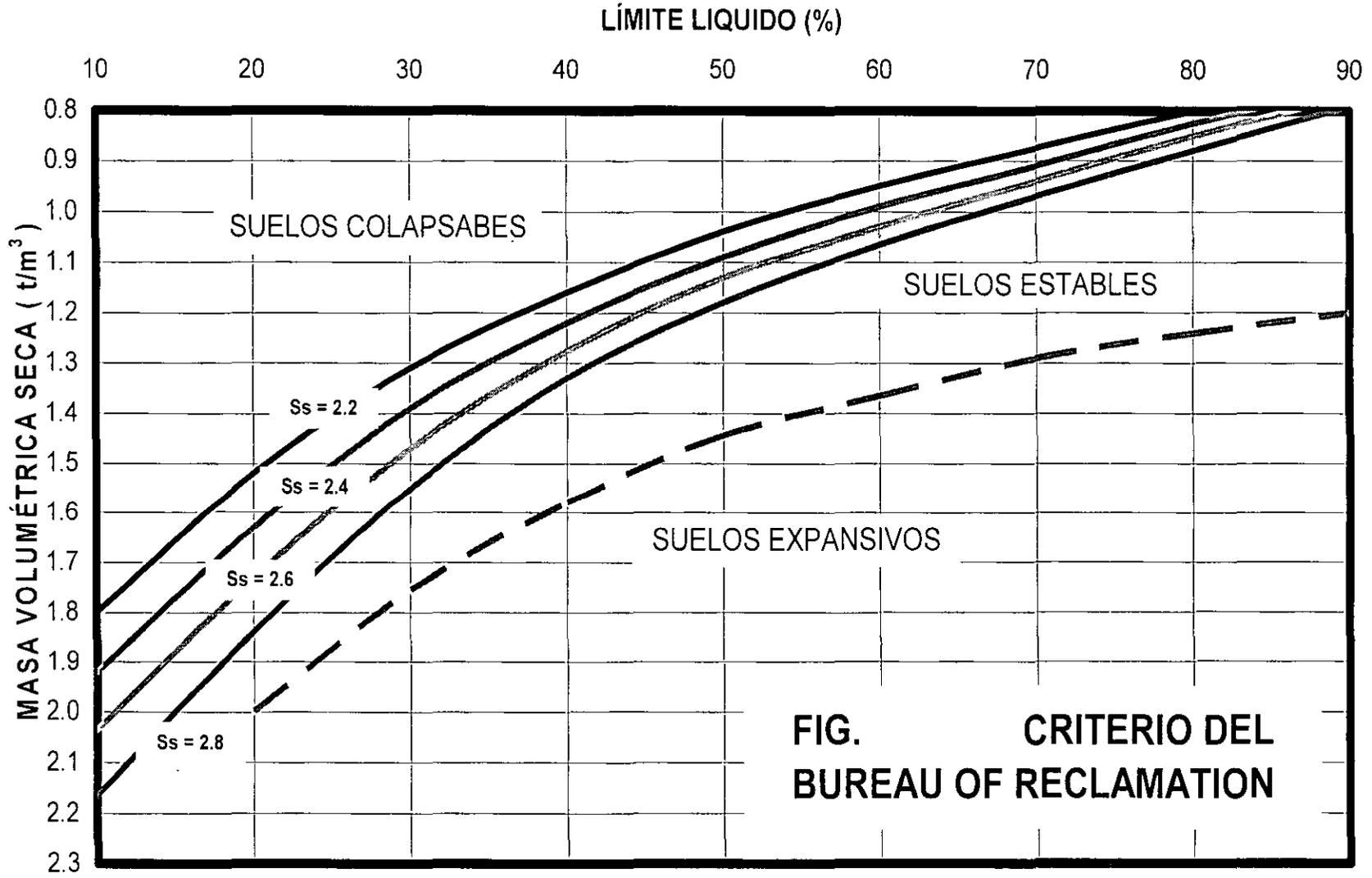
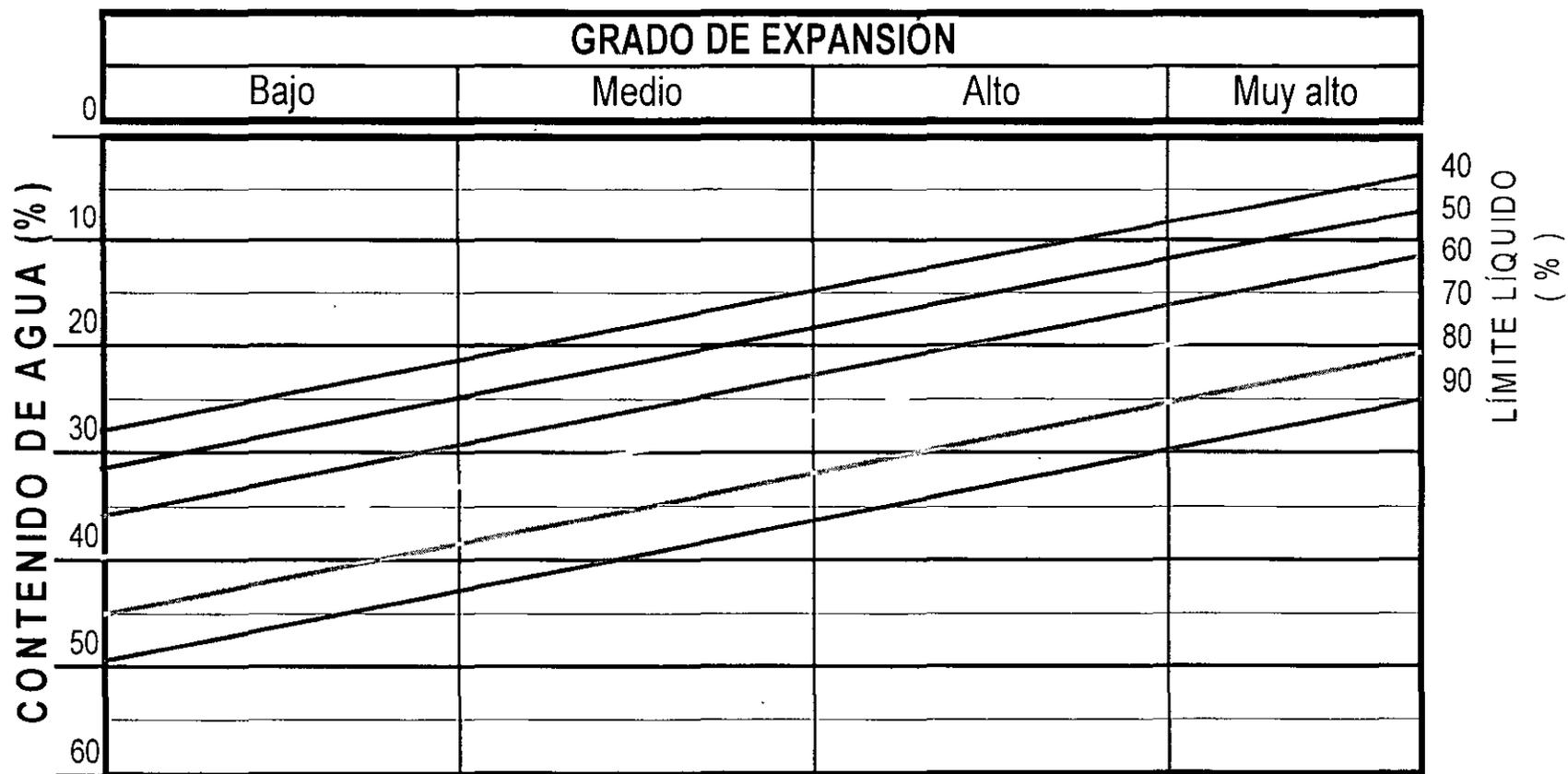


FIG. CRITERIO DEL BUREAU OF RECLAMATION

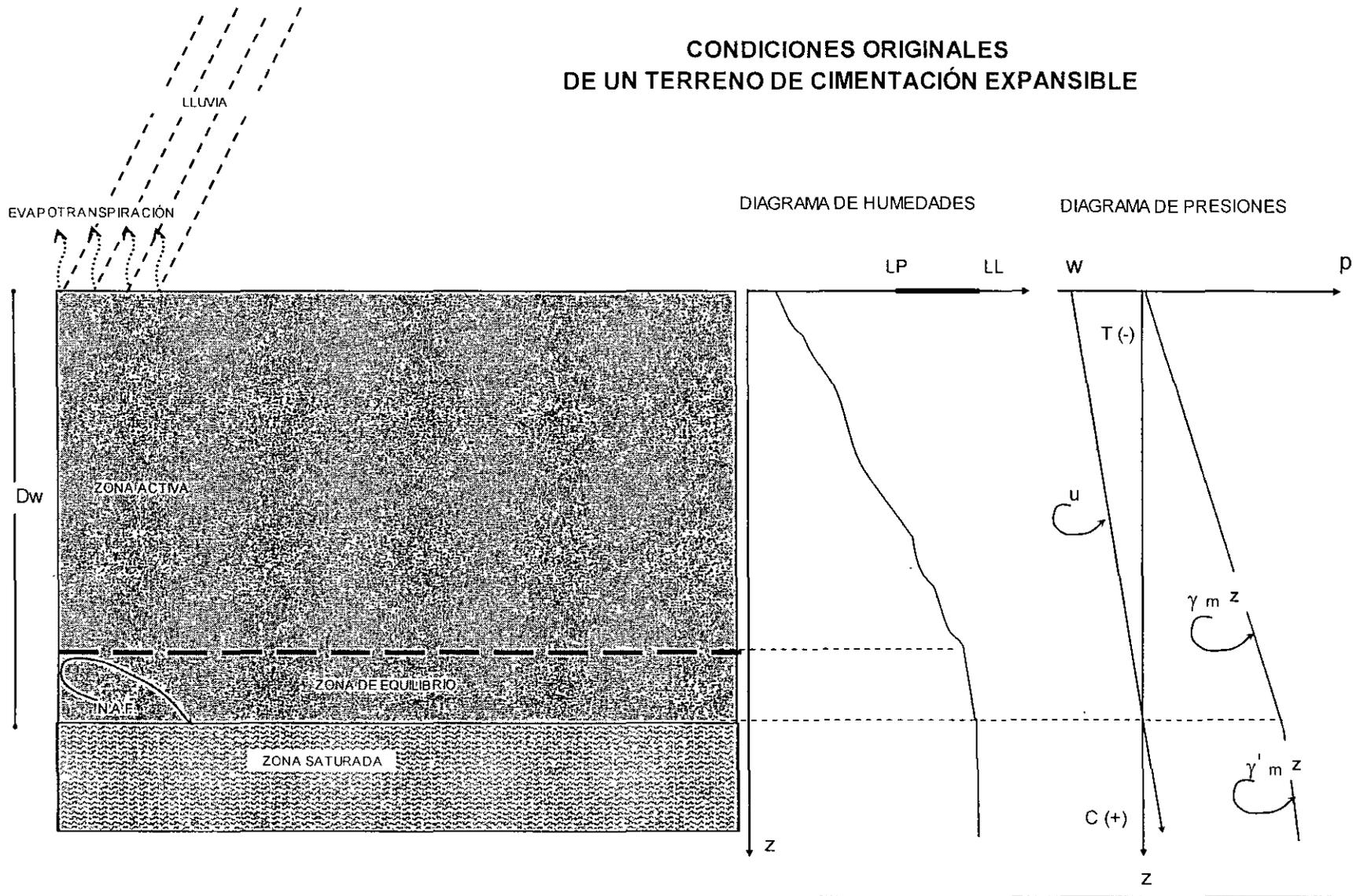
IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS Y COLAPSABLES

CRITERIO DE GHAZZALY PARA LA PREDICCIÓN DEL GRADO DE EXPANSIÓN

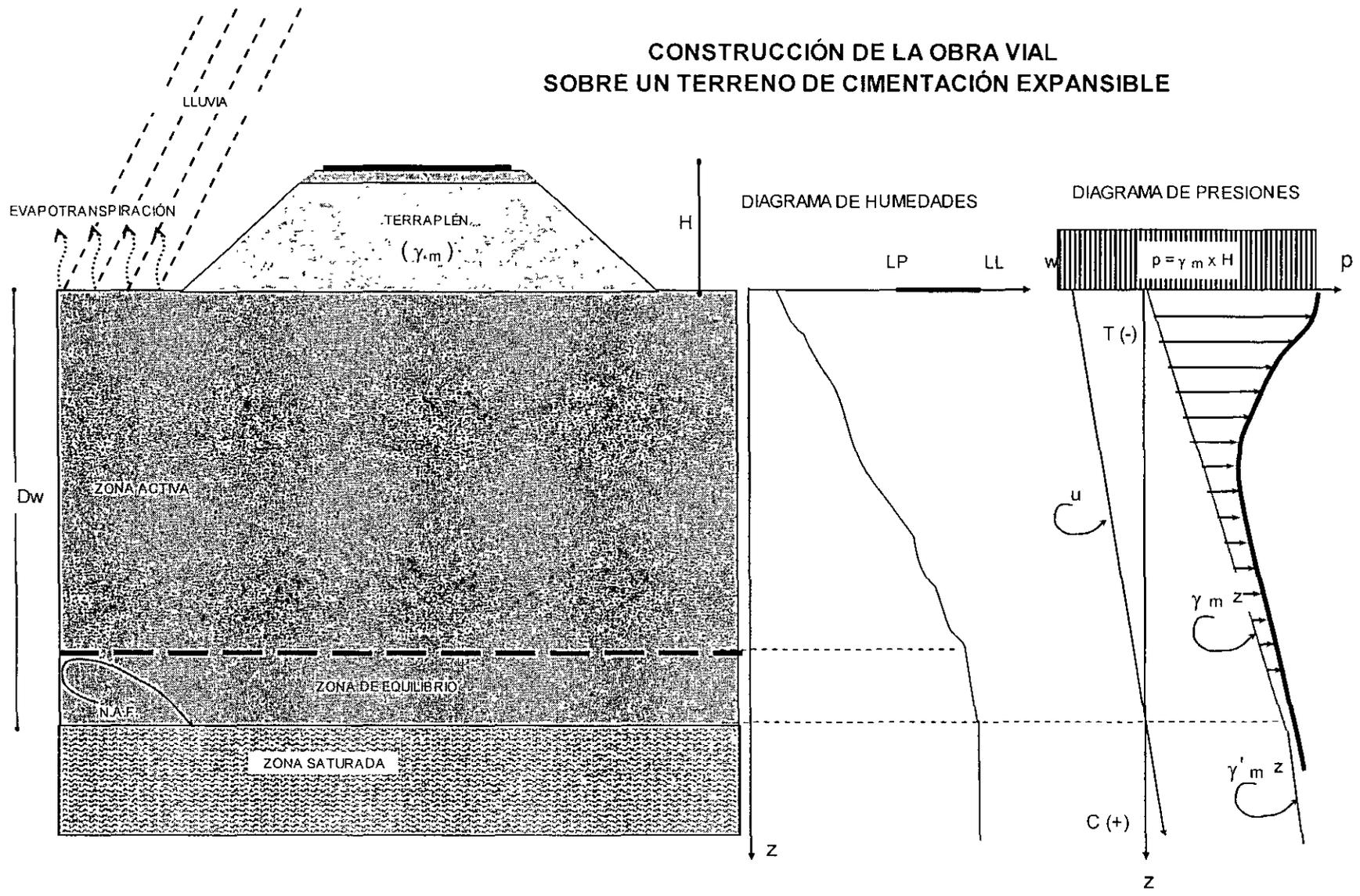


EFEECTO DE LOS SUELOS EXPANSIBLES EN LOS PAVIMENTOS

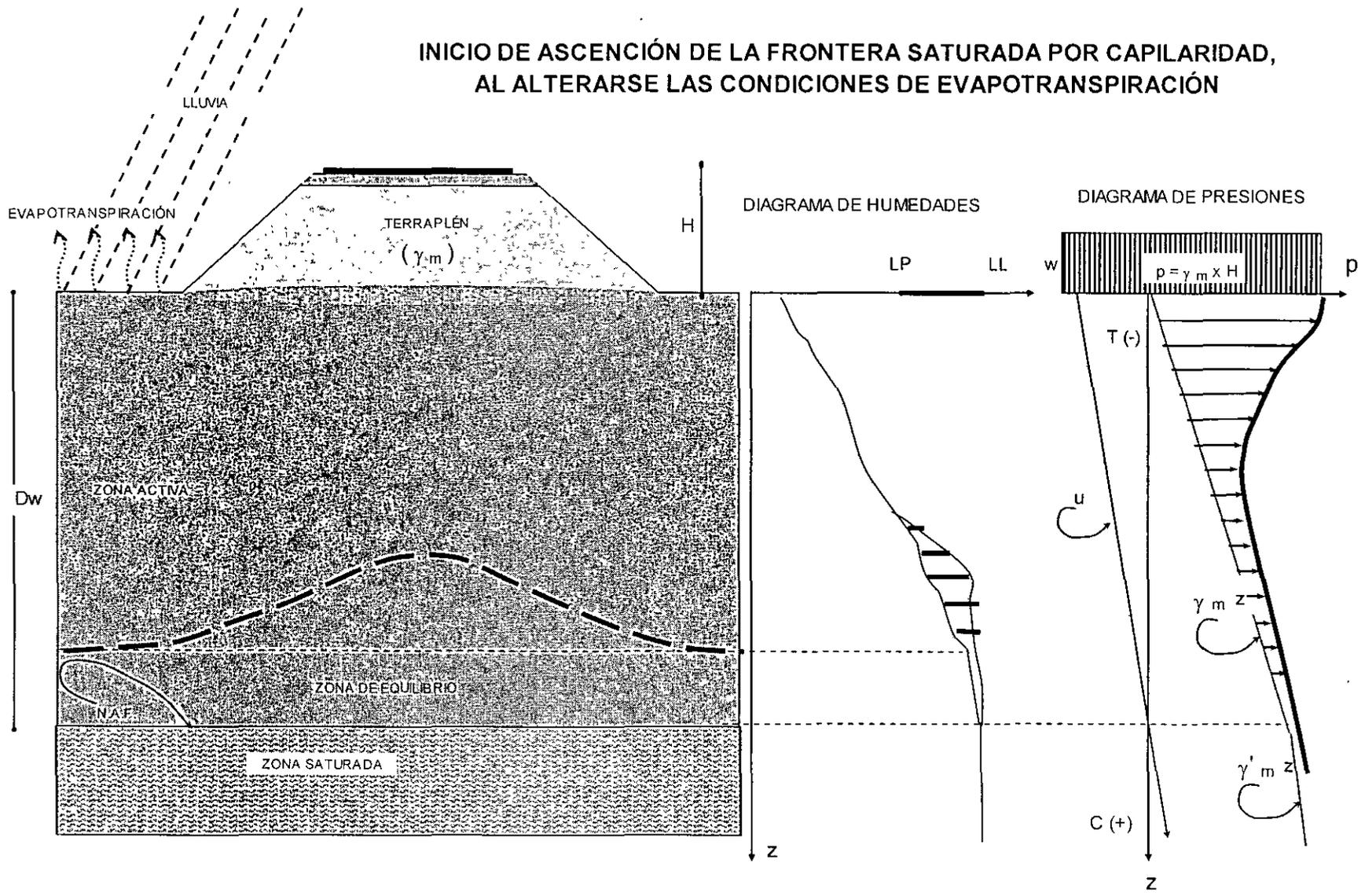
CONDICIONES ORIGINALES DE UN TERRENO DE CIMENTACIÓN EXPANSIBLE



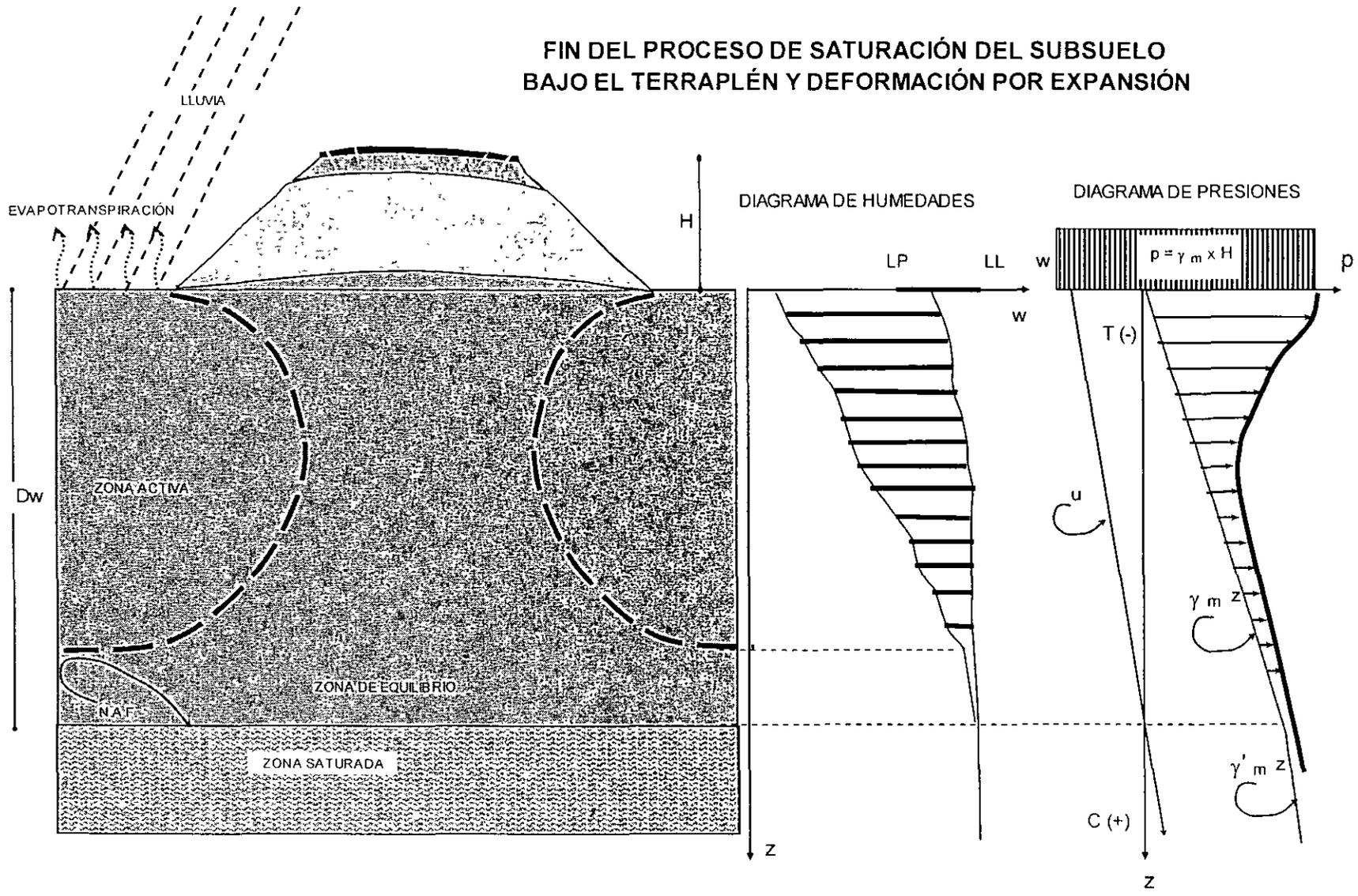
CONSTRUCCIÓN DE LA OBRA VIAL SOBRE UN TERRENO DE CIMENTACIÓN EXPANSIBLE

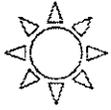


INICIO DE ASCENCIÓN DE LA FRONTERA SATURADA POR CAPILARIDAD,
AL ALTERARSE LAS CONDICIONES DE EVAPOTRANSPIRACIÓN

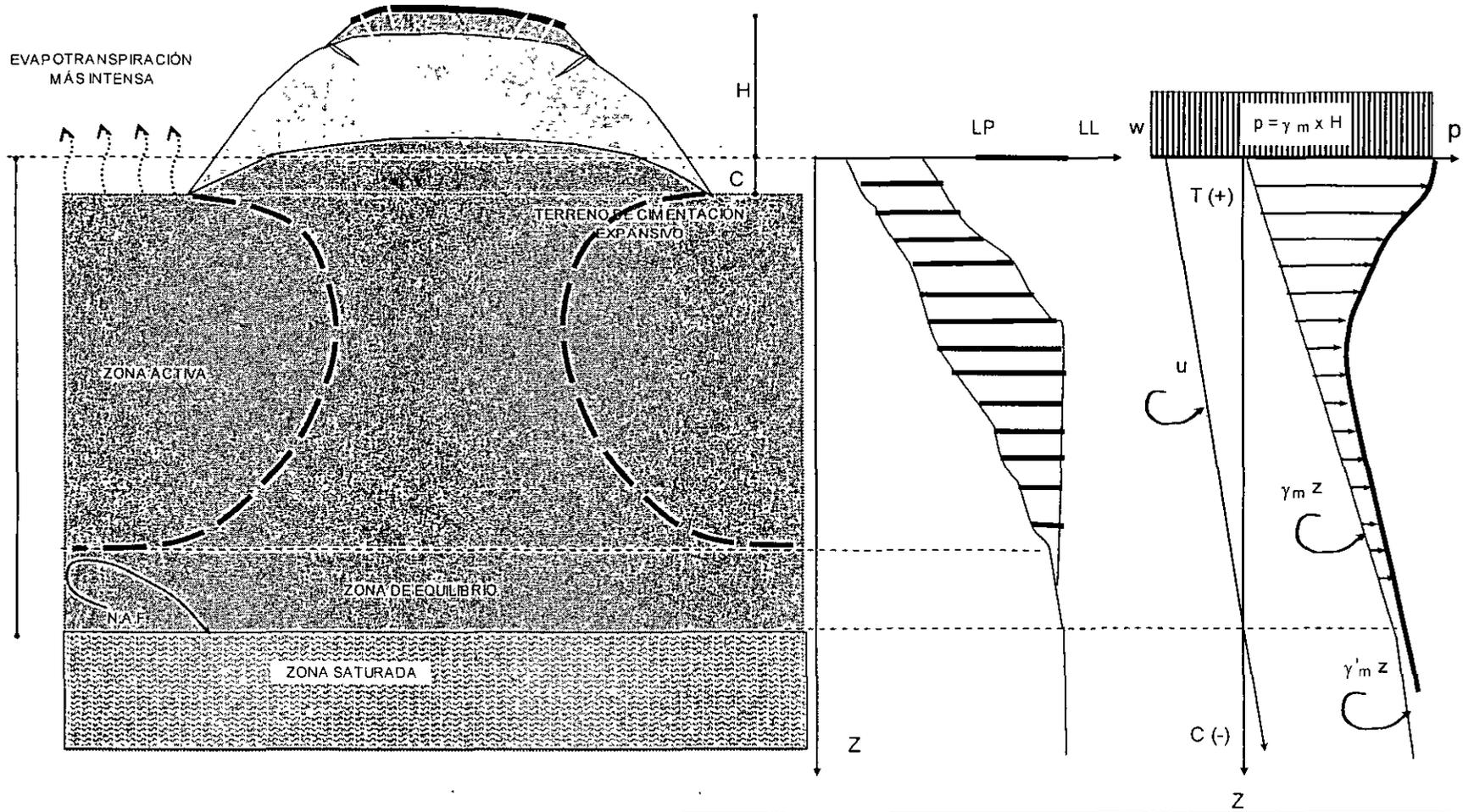


FIN DEL PROCESO DE SATURACIÓN DEL SUBSUELO BAJO EL TERRAPLÉN Y DEFORMACIÓN POR EXPANSIÓN



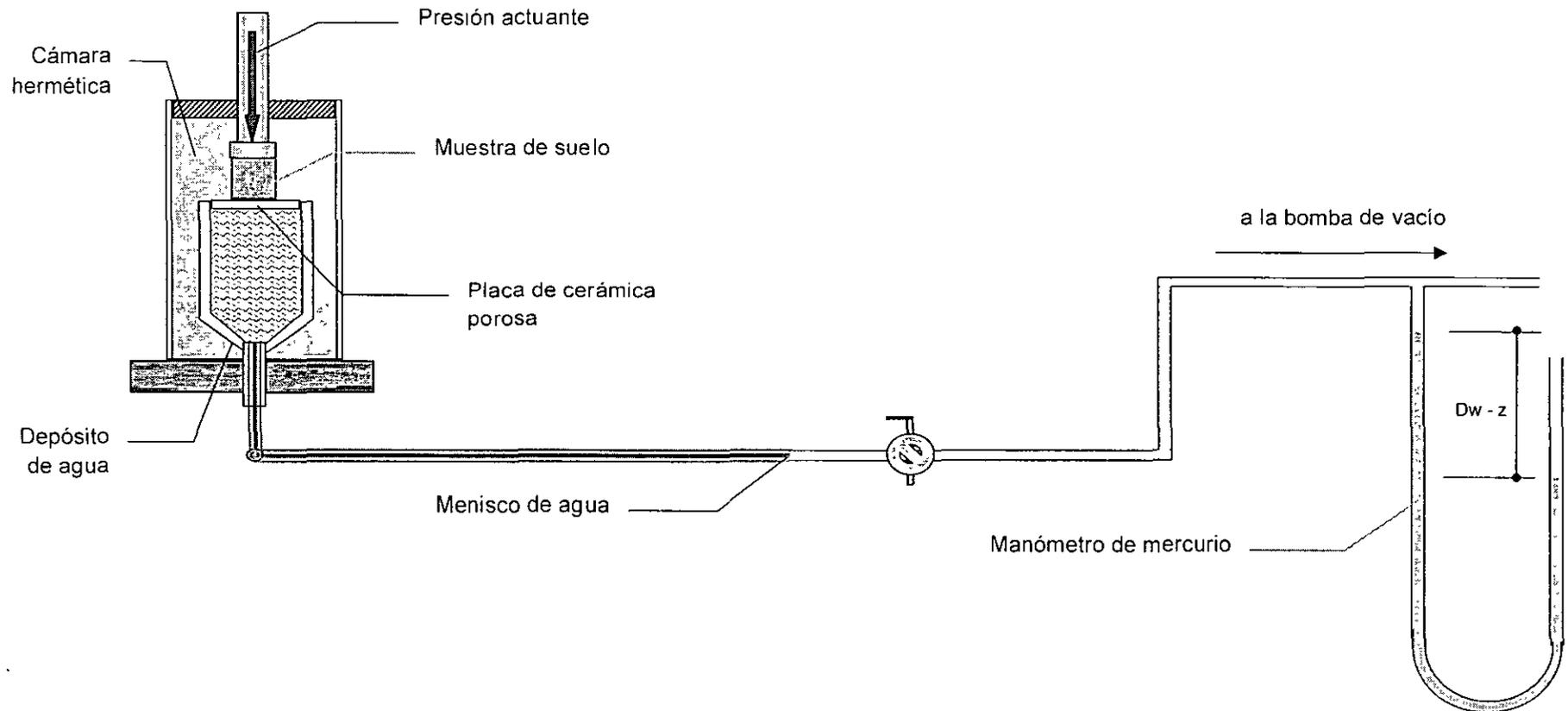


EN ÉPOCA DE ESTIAJE EL TERRENO DE CIMENTACIÓN SE CONTRAE Y SE INTENSIFICA EL AGRIETAMIENTO Y LA DEFORMACIÓN DEL TERRAPLÉN

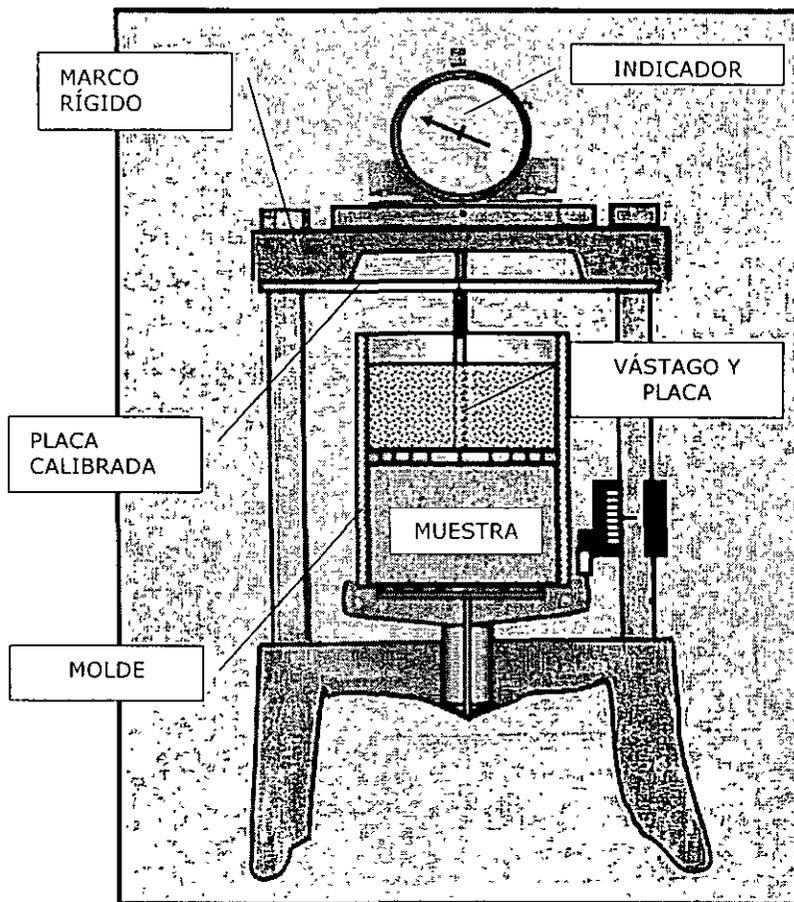


DISPOSITIVO DE CRONEY

PARA LA DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE SUCCIÓN DE UN SUELO



DISPOSITIVO DE HVEEM PARA DETERMINAR LA PRESIÓN DE EXPANSIÓN DE UN SUELO



LA MUESTRA DE SUELO SE EXPANDE POR EFECTO DE LA SATURACIÓN QUE PROPICIA EL AGUA COLOCADA SOBRE ÉLLA, EN DIRECCIÓN ASCENDENTE Y PRODUCE UNA PRESIÓN VERTICAL SOBRE LA PLACA PERFORADA Y EL VÁSTAGO QUIENES, A SU VEZ, TRANSMITEN UNA FUERZA PUNTUAL VERTICAL SOBRE LA PLACA DE ACERO INOXIDABLE, PREVIAMENTE CALIBRADA.

A CADA DEFORMACIÓN (FLECHA) DE LA PLACA, PROVOCADA POR LA FUERZA ASCENDENTE DEL VÁSTAGO Y MEDIDA EN EL INDICADOR, CORRESPONDE UNA PRESIÓN TRANSMITIDA POR EL SUELO.

$$P_{\text{exp}} = \delta \times K / A$$

Donde:

δ , lectura en el indicador

K, constante elástica de la placa calibrada (kg/div)

A, área del molde (cm²)

DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS, INCLUYENDO CARRETERAS DE ALTAS ESPECIFICACIONES

DISPAV-5 VERSIÓN 2.0

SANTIAGO CORRO CABALLERO*
GUILLERMO PRADO OLLERVIDES*

*** Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM**

The reproduction of this document, or parts of it, or the copy of the 'DISPAV-5' computer program and other included files, are forbidden without the authors' and Institute's written permission

Prohibida la reproducción parcial o total de este informe, o la copia del programa del programa de cómputo 'DISPAV-5' y otros archivos incluidos, sin la autorización escrita de los autores y del Instituto

Institute of Engineering, UNAM, 1999

Instituto de Ingeniería, UNAM, 1999

ÍNDICE	iii
ABSTRACT	v
RESUMEN	vii
1. INTRODUCCIÓN AL CRITERIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL	1
<i>1.1 Opciones de cálculo</i>	<i>3</i>
<i>1.2 Entrada al programa interactivo de cómputo DISPAV-5</i>	<i>4</i>
2. PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL	5
<i>2.1 Entrada de datos del proyecto</i>	<i>5</i>
<i>2.2 Diseño por deformación permanente en la rodada</i>	<i>14</i>
<i>2.3 Revisión del diseño por efectos de fatiga</i>	<i>16</i>
<i>2.4 Ajustes al diseño anterior</i>	<i>17</i>
3. PROCEDIMIENTO PARA REVISIÓN	21
<i>3.1 Entrada de datos</i>	<i>21</i>
<i>3.2 Vida previsible por deformación permanente y por fatiga</i>	<i>25</i>
<i>3.3 Cálculo de la vida previsible para otros pavimentos</i>	<i>25</i>
<i>3.4 Impresión de resultados</i>	<i>25</i>
4. ECUACIONES DE DISEÑO Y VALORES TÍPICOS DEL VRSz	27
<i>4.1 Deformación permanente acumulada</i>	<i>27</i>

4.2	<i>Deformaciones unitarias críticas de tensión</i>	30
4.3	<i>Compatibilidad entre los informes de la Versión N° 1 del Método de Diseño y la Versión N° 2</i>	31
	• <i>Ecuaciones de deformación permanente</i>	32
	• <i>Ecuaciones de fatiga</i>	33
	• <i>Tabla con valores relativos de soporte típicos</i>	34
5.	MANUAL DEL USUARIO DEL PROGRAMA TRANSIT5	35
5.1	<i>Objetivo</i>	35
5.2	<i>Ejecución del programa</i>	36
5.3	<i>Secuencia operativa del programa</i>	36
5.4	<i>Criterio de cálculo</i>	37
6.	MANUAL DEL USUARIO DEL PROGRAMA MODULO-5	39
6.1	<i>Objetivo del programa</i>	39
6.2	<i>Secuencia operativa del programa</i>	41
	• <i>6.2.1 Métodos de los laboratorios Shell</i>	41
	• <i>6.2.2 Método del Instituto del Asfalto</i>	42
	• <i>6.2.3 Método de Witczak</i>	43
	• <i>6.2.4 Método del Instituto del Transporte de Texas</i>	44
6.3	<i>Resultados</i>	44
7.	DIAGRAMAS DE FLUJO	45
7.1	<i>DISPAV-5</i>	47
7.2	<i>TRANSIT5</i>	57
7.3	<i>MODULO-5</i>	59
8.	EJEMPLOS DE APLICACIÓN	61
8.1	<i>Ejemplo 1</i>	61
8.2	<i>Ejemplo 2</i>	81
8.3	<i>Ejemplo 3</i>	90
9.	RECONOCIMIENTO	95
10.	BIBLIOGRAFÍA	97

ABSTRACT

This report is intended to describe the use of the updated method of design developed by the authors at the Institute of Engineering, UNAM.

The theory is consistent with the general concepts presented in 1974 in the technical report 325 of the *Institute's of Engineering Series*. The report was carefully analyzed in terms of the extensive information obtained in test roads, typical highways in the national network, and full-scale testing in the circular test-track at the Institute.

Extensive research has been made up to date, which confirms the basic assumptions of the design method:

- Mechanistic approach for the two main modes of failure of pavements, which include:

A rigid plastic model and Terzaghi's load bearing capacity criteria, to estimate the long-term permanent deformation of the unbound pavement layers. The theoretical-empirical model is consistent with the full-scale experimentation.

An elastic model to determine the road performance, based on the fatigue cracking failure of the asphalt bound layers, taking into account the critical tension strain on those layers.

- A probabilistic approach to estimate appropriate confidence levels.

- Analytic calculation of truck damage factors. The model takes into account total load, type of axle, tire pressure and the depth where the relative damage factor is estimated.
- Characterization of materials based on their long-term actual performance in the road.

The updated design method includes, among other features:

- (a) Distress models to estimate the ultimate permanent deformation of the pavement, based on full-scale tests in the field and in the laboratory.
- (b) Models to determine the fatigue performance of asphalt mixes, based on extensive research realized at the Institute, taking into account the specific climate and traffic conditions of Mexico.

Compared respect other recognized international pavement design methods the results are satisfactory, both for normal roads and for high-standard expressways.

Presently, a new version of the Design Method is available for use in asphalt pavements and semi-rigid structural sections (DISPAV-5, Trial Version 3.0). It will be presented in Visual Basic and other languages, and it will include new features to simplify the structural design of normal roads and expressways. The new update will combine the simplicity of Catalogs of structures, and the accuracy of Analytical Models. Before the release of this new trial version (3.0), there will be a stage of implementation of the model and characterization of cement treated bases and subbases. It is expected to release the version (3.0), for practical use, within one more year, approximately.

RESUMEN

Este informe tiene el propósito de describir el empleo del método actualizado de diseño desarrollado por los autores en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

La teoría es compatible con los conceptos generales presentados en el informe técnico 325 de las *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*. El informe fue analizado cuidadosamente con base en la amplia información obtenida en tramos de prueba, carreteras típicas de la red nacional, y pruebas a escala natural en la pista circular del Instituto.

Hasta la fecha se ha realizado una extensa investigación, la cual confirma los postulados básicos del método de diseño:

- Planteamiento mecanicista para las dos formas principales de falla de los pavimentos:

Un modelo rígido plástico y los criterios de capacidad de carga de Terzaghi, para estimar la deformación permanente a largo plazo de las capas de pavimento no tratadas con ligantes. El modelo teórico-empírico concuerda con la experimentación a escala natural.

Un modelo elástico para determinar el comportamiento del camino, basado en la falla por agrietamiento a fatiga de las capas ligadas con asfalto, tomando en cuenta la deformación unitaria crítica a tensión en esas capas.

- Un enfoque probabilista para estimar los niveles de confianza apropiados.
- Cálculo analítico de los factores de daño por camión. El modelo toma en cuenta carga total, tipo de eje, presión de llanta, y la profundidad a la cual se estima el factor de daño relativo.
- Caracterización de los materiales con base en su comportamiento real a largo plazo en el camino.

El método de diseño actualizado incluye, entre otras características:

- (a) Modelos de deterioro para estimar la deformación permanente del pavimento a la falla, basados en pruebas a escala natural en el campo y en el laboratorio.
- (b) Modelos para determinar el comportamiento a fatiga de las mezclas asfálticas, basados en la extensa investigación realizada en el Instituto, tomando en cuenta las condiciones particulares de clima y tránsito de México.

Comparado con otros métodos internacionales reconocidos para el diseño de pavimentos los resultados son satisfactorios, tanto para caminos normales como para carreteras de altas especificaciones.

Actualmente, se dispone de una nueva versión del Método de Diseño para uso en pavimentos asfálticos y secciones estructurales semirrígidas (DISPAV-5, Versión Preliminar 3.0). Se presentará en Visual Basic y otros lenguajes, e incluirá nuevas características para simplificar el diseño de caminos normales y de carreteras de altas especificaciones. La nueva actualización combinará la sencillez de los Catálogos de estructuras y la precisión de los Modelos Analíticos. Antes de la distribución de esta nueva versión de prueba (3.0), habrá una etapa de implementación del modelo y caracterización

de bases y subbases estabilizadas con cemento. Para uso práctico, se espera distribuir la versión (3.0) dentro de un año más, aproximadamente.

1. INTRODUCCIÓN AL CRITERIO DE DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente informe se presenta la versión más reciente del criterio de diseño estructural desarrollado por los autores, en el Instituto de Ingeniería, UNAM. Los conceptos empleados en las versiones anteriores, han mostrado ser compatibles con el trabajo actual que amplía la información experimental e incluye el caso de carreteras de altas especificaciones y la información actualizada sobre comportamiento a fatiga de mezclas asfálticas típicas del país.

Para simplificar el empleo del método de diseño se utiliza un programa interactivo de cómputo, DISPAV-5 - Diseño de Pavimentos, empleando secciones estructurales hasta de cinco capas -, lo cual simplifica mucho el empleo del método de diseño ya que incorpora tanto el cálculo por deformación permanente, en el modelo elasto-plástico desarrollado en el Informe 325 de las Series del Instituto de Ingeniería, como el cálculo por fatiga empleando modelos elásticos de varias capas tal como se recomienda en dicho informe.

El programa utiliza el planteamiento teórico-experimental propuesto en los informes números 325 y 444 del Instituto de Ingeniería, UNAM, complementado con los resultados de las numerosas investigaciones realizadas desde 1964 a 1988 y la información existente en el ámbito internacional.

El DISPAV-5 es un programa de tipo interactivo que permite calcular tanto carreteras de altas especificaciones como carreteras normales. Su fundamento es teórico-experimental, y para su aplicación se emplean conceptos y métodos de cálculo mecanicistas.

Entre las adiciones incluidas, respecto al método original, publicado en 1974, está la de incorporar de manera explícita un modelo mecanicista para determinar las deformaciones unitarias de fatiga, basado en los estudios experimentales realizados en el Instituto de Ingeniería, UNAM, sobre mezclas asfálticas típicas durante los años 1985 a la fecha.

También se agrega un nuevo modelo desarrollado para diseñar estructuras de carreteras de altas especificaciones tomando en cuenta tanto la deformación permanente acumulada (rodera) como el agrietamiento a fatiga en las capas ligadas con asfalto. El modelo original para caminos normales, no sufrió cambios adicionales y también está incorporado al DISPAV-5.

El método de diseño está fundamentado en la extensa experimentación realizada a escala natural, tanto en el campo como en el laboratorio, y los estudios analíticos llevados a cabo dentro del programa experimental del Instituto de Ingeniería, UNAM. Al comparar sus predicciones con diversos criterios ampliamente reconocidos en el extranjero, los resultados son satisfactorios.

En lo que se refiere al diseño por deformación permanente es importante señalar que el método previene la deformación excesiva en las capas no estabilizadas con asfalto (base, sub-base, subrasante y terracería). Además, se considera que las mezclas asfálticas se han proyectado de manera cuidadosa y que por tanto las deformaciones de las capas asfálticas son relativamente pequeñas.

Debe mencionarse que existe una alta dependencia entre las características mecánicas de las mezclas asfálticas y las variaciones climáticas en la carretera, combinadas con la frecuencia e intensidad de las sollicitaciones del tránsito. Debido a este problema existen variaciones muy altas en los módulos de rigidez (o módulos "elásticos") de las mezclas asfálticas durante la vida de servicio del camino:

La determinación del "módulo de rigidez equivalente", que representa las condiciones normales de la carretera durante las diferentes épocas del año, presenta una dificultad significativa para su determinación, en todos los métodos de diseño, y en la práctica este es uno de los factores de diseño que requiere experimentación amplia y buen juicio del proyectista para llegar a un proyecto adecuado.

Para resolver dicho problema, se requiere zonificación de la carretera, análisis por estación climática y estudios analíticos, aplicando la ley de Miner para determinar el "módulo de rigidez equivalente" de las capas asfálticas, que produce el mismo comportamiento estructural de la carretera que el que ocurre en la realidad, donde las variaciones de módulo de rigidez se presentan durante las diferentes horas del día y de la noche, con fuertes diferencias según la zona geográfica y la estación del año.

En consecuencia, el método de diseño estructural del Instituto de Ingeniería, UNAM, presupone un proyecto adecuado de las mezclas asfálticas, mediante el proporcionamiento cuidadoso de las mismas y la elección adecuada de los materiales empleados en ellas.

La prevención de este tipo de deformación en las capas asfálticas es de mucha importancia cuando las temperaturas son altas y los espesores son gruesos, sobre todo si el tránsito es de tipo pesado.

Al aplicar el método de diseño estructural del Instituto de Ingeniería, UNAM, debe tenerse suficiente información sobre los insumos requeridos, ya que la confiabilidad de los resultados del cálculo depende de que los datos empleados sean representativos de las propiedades esperadas de los materiales en el lugar, durante la vida de servicio de la obra vial.

1.1 Opciones de cálculo

El programa permite dos procedimientos de cálculo, que se detallan en los capítulos 2 y 3.

- 1. Diseño de un pavimento, a partir de un tránsito de proyecto y de características mecánicas de materiales conocidos. En este caso se llega a la determinación de los espesores de capa requeridos para el tránsito de proyecto deseado.**
- 2. Determinación de la vida previsible por deformación permanente y por agrietamiento debido a fatiga, del sistema de capas analizado.**

1.2 Entrada al programa interactivo de cómputo DISPAV-5

El programa opera, de manera ejecutable en computadoras con sistemas operativos Windows 3.1, 3.11, Windows 95/ 98 / NT, lo cual requiere que el disco duro tenga archivos tipo FAT. No requiere de instalación especial en la computadora y la velocidad de la misma puede ser de 66 MHz en adelante.

Para iniciar el cálculo hay que introducir el disquete del programa en el puerto A: \, con todo el conjunto de programas del DISPAV-5. Para iniciar el cálculo se abre el archivo DISPAV-5.exe, que de manera interactiva solicitará los insumos requeridos.

Para mayor rapidez de cálculo, los programas incluidos en el disquete DISPAV-5 pueden copiarse a una carpeta o a un subdirectorio del disco duro de la computadora.

2. PROCEDIMIENTO PARA DISEÑO ESTRUCTURAL

El procedimiento tiene varias etapas:

1. Entrada de datos.
2. Diseño por deformación
3. Revisión del diseño anterior para efectos de fatiga.
4. En caso de que no se satisfaga el criterio de fatiga se puede modificar el diseño resultante.

2.1 *Entrada de datos del proyecto*

El programa requiere la alimentación de información referente al tipo de carretera, tránsito de proyecto, materiales a emplear y nivel de confianza. A continuación se detallan esos pasos, en el orden pedido por el programa.

2.1.1 Tipo de carretera

Se presentan dos modelos de diseño:

1. Diseño de carreteras de altas especificaciones en las cuales se requiere conservar un nivel de servicio alto de la superficie de rodamiento, durante toda la vida de servicio. Al término de la vida de proyecto la deformación esperada con este modelo

de diseño es del orden de $\Delta_{20} = 1.2$ cm (percentil 80 de la deformación máxima) con agrietamiento ligero o medio

2. Diseño en carreteras normales en donde la deformación permanente esperada, al término de la vida de proyecto, es de $\Delta_{20} = 2.5$ cm, con agrietamiento medio o fuerte. En este tipo de diseño se debe hacer mantenimiento rutinario frecuente.

Es importante hacer notar que el comportamiento del pavimento depende de manera significativa del control de calidad en la construcción y de un mantenimiento adecuado. En el caso de carpetas asfálticas el diseño de la mezcla asfáltica es un elemento importante en el comportamiento y se requiere un diseño cuidadoso para evitar la falla prematura.

En el caso de los caminos de altas especificaciones las consideraciones anteriores tienen mayor relevancia, y es necesario elegir materiales de construcción de muy buena calidad; emplear un diseño correcto en las mezclas asfálticas, considerando la posibilidad de realizar pruebas de comportamiento de las mismas, para tener una mayor confiabilidad en el proyecto; y por último aplicar un control de calidad riguroso durante la construcción.

2.1.2 Tránsito de proyecto

El método requiere dos tránsitos de proyecto:

- Tránsito equivalente para el diseño por fatiga de las capas ligadas (**daño superficial**), y
- Tránsito equivalente para el diseño por deformación permanente acumulada (**daño profundo**).

En la experimentación se toman en cuenta las cargas reales. Sin embargo en el proceso de análisis se acostumbra utilizar el "Tránsito Equivalente", usualmente referido a ejes

sencillos con llantas gemelas y peso estándar de 8.2 t, el cual produce el mismo daño que el "Tránsito Mezclado" que se presenta en la realidad.

En carreteras de dos carriles, el tránsito del carril del proyecto se considera como la mitad del total que soportará la carretera. En carreteras con más de dos carriles, debe estimarse la proporción de vehículos que soportará el carril de proyecto. Esta decisión es muy importante porque influye de manera directa en el costo de la carretera, y en su comportamiento en condiciones reales de servicio. Si no se cuenta con información confiable, pueden estimarse las siguientes distribuciones del tránsito total para dicho carril de proyecto:

DISTRIBUCIÓN DEL TRÁNSITO EN EL CARRIL DE PROYECTO

Número de carriles en ambas direcciones	Coefficiente de distribución en el carril de proyecto, en por ciento
2	50
4	40 - 50
6	30 - 40

Para anotar los insumos correspondientes al tránsito equivalente, en el carril de proyecto, que deberá soportar la carretera durante su vida útil se dispone de dos alternativas:

1. Si se conocen los tránsitos equivalentes de 8.2 toneladas métricas (18,000 libras) en el carril de proyecto, basta simplemente introducirlos, anotando su valor en millones de ejes estándar, apretando después la tecla de entrada.
2. Si se desconocen dichos tránsitos equivalentes, se pueden estimar, empleando la subrutina incluida en el programa, a partir de los siguientes datos:
 - Tránsito diario promedio en el carril de proyecto, en número de vehículos.
 - Composición del tránsito, por tipo de vehículo, en por ciento.

- Carga por eje (sencillo, doble o triple) de cada tipo de vehículo, en toneladas métricas.
- Proporción de vehículos cargados y vacíos, en forma global o por cada tipo de unidad.
- Tasa de crecimiento anual del tránsito, en por ciento.
- Período de proyecto, en años.

Después de haber calculado el tránsito de proyecto, el programa lo clasifica en cuatro niveles, con objeto de establecer espesores mínimos de capa, de acuerdo con lo siguiente:

Niveles del tránsito equivalente en el carril de proyecto

Nivel del tránsito equivalente	Ejes equivalentes de 8.2 toneladas métricas
I	$T \leq 10^6$
II	$10^6 < T \leq 10^7$
III	$10^7 < T \leq 5 \times 10^7$
IV	$5 \times 10^7 < T$

2.1.3 Capas consideradas

Para iniciar el diseño se requiere saber como lo concibe el proyectista y se piden las capas que se están considerando incluir.

Desde el punto de vista estructural es conveniente emplear un número de capas no mayor de cinco, de tal manera que tanto el análisis como la construcción correspondan a un proyecto bien definido, fácil de construir y de conservar durante su vida de servicio.

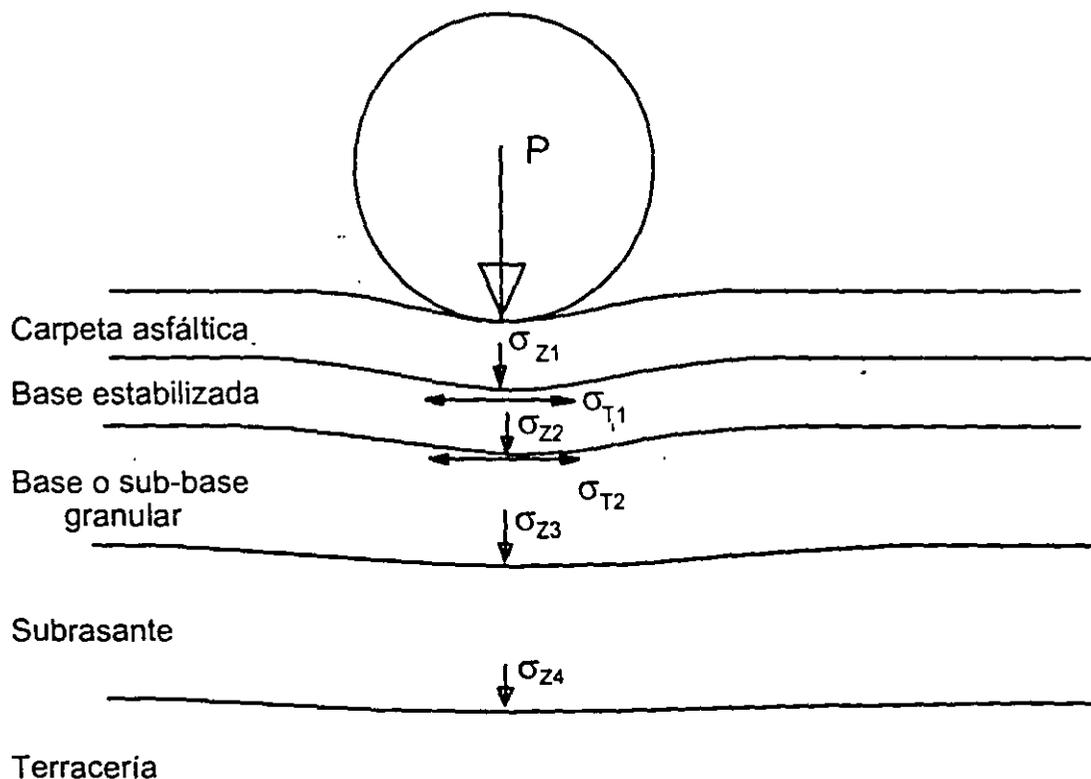
De acuerdo con lo anterior, el programa DISPAV-5 está proyectado para analizar secciones estructurales con un máximo de cinco capas, las cuales pueden ser:

1. Carpeta asfáltica,
2. Base granular, o estabilizada con asfalto,
3. Sub-base granular,

- 4. Subrasante, y
- 5. Terracería.

El número mínimo de capas consideradas es dos, y una de ellas debe ser la terracería. También se establece como restricción que la primera capa sea carpeta o base.

La posibilidad de incluir una base estabilizada con asfalto se considera más adelante, después de hacer el análisis de esfuerzos y deformaciones unitarias de tensión en la carpeta.



Ejemplo de una sección estructural típica

La capa de terracería se analiza como un medio semi – infinito, aspecto que hay que tomar en cuenta cuando se realiza el análisis de deflexiones de la sección estructural.

El método de diseño proporciona una estimación adecuada de las deformaciones unitarias por fatiga en las capas estabilizadas con asfalto, empleando el modelo elástico de cinco capas (CHEV4), con las adaptaciones realizadas en el Instituto de Ingeniería, UNAM..

2.1.4 Valores relativos de soporte críticos, VRSz

A continuación se piden los Valores Relativos de Soporte críticos de cada una de las capas no estabilizadas. El VRSz es una de las variables de proyecto más importantes y el proyectista debe poner mucho cuidado en su estimación de manera que sea representativo de las condiciones esperadas en el camino durante la vida de servicio de la obra vial. Se pueden consultar los informes 325 y 444 de la *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*, para recomendaciones sobre su elección.

En este punto el programa revisa los Valores Relativos de Soporte críticos introducidos (VRSz), en relación con los valores máximos y mínimos permisibles para cada capa.

El VRSz crítico es comparado con el máximo permisible (VRSmax) el cual está basado en consideraciones prácticas de proyecto. Si dicho VRSz es mayor, entonces se toma el VRSmax como valor de proyecto (VRSp) para efectos de diseño por deformación permanente acumulada; conservando el VRSz estimado por el proyectista para su utilización posterior.

VRSmax para todos los niveles de tránsito, (VRSp)

Capa	VRSmax
Base	120
Sub-base	30
Subrasante	20
Terracería	20

Los valores máximos de **VRSz** se establecen para obtener espesores razonables desde el punto de vista constructivo, y por confiabilidad del diseño.

Los **VRSz** mínimos se especifican para limitar la calidad mínima de la base y de la terracería.

VRSz mínimos, para todos los niveles de tránsito	
Material	VRSp mínimo permisible por proyecto, en por ciento
Base	70
Terracería	3

Si se introducen valores menores a éstos el programa se detiene.

En el caso de la terracería, un **Valor Relativo de Soporte (VRSz)** muy bajo implica un terreno de cimentación que requiere estudios geotécnicos especiales para diseñar la sección estructural de la carretera. En este caso es posible que existan problemas serios de drenaje, o un nivel freático alto, que causen consolidación de la sección estructural de la carretera y problemas en el comportamiento del pavimento.

Una calidad indeseable de la terracería ocasiona problemas no considerados en el método de diseño (como consolidación, expansión y otros) y no resulta adecuado diseñar si no se corrigen previamente estos problemas.

2.1.5 Módulos elásticos de las capas no estabilizadas

Para el diseño por fatiga se requieren encontrar las deformaciones unitarias críticas de tensión en la parte inferior de la carpeta. Para esto se necesita conocer el módulo de rigidez (módulo elástico) de las capas no estabilizadas.

El programa solicita al usuario ese módulo de rigidez. En caso de que no se tenga una estimación fundamentada de ese valor se presenta al usuario la opción de estimarlo a partir del **VRSz** crítico esperado en el lugar (sin afectarlo por restricciones de valores mínimos o máximos), de acuerdo con el modelo desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM, igual a: $E = 130 \text{ VRSz}^{0.7}$.

Las relaciones empíricas entre el módulo de rigidez y el **VRSz** deben tomarse con precaución pues se obtienen para condiciones muy generales y pueden requerir modificaciones en proyectos específicos. El programa permite que el usuario cambie los valores sugeridos, para tomar en cuenta su experiencia con los materiales específicos del proyecto.

2.1.6 Módulo de rigidez de la carpeta

Los requisitos establecidos en el modelo hacen necesario contar con carpeta asfáltica para tránsito de proyecto medios y altos; para tránsito bajo su inclusión es opcional.

Para fines de cálculo estructural, cuando se utiliza carpeta asfáltica se requiere introducir el módulo de rigidez, o módulo dinámico, en kg/cm^2 . La estimación del módulo de rigidez de proyecto es un procedimiento que debe hacerse con mucho cuidado, ya que debe representar el comportamiento de dicha capa en condiciones de servicio, durante la vida útil de la carretera.

En la reología de las mezclas asfálticas, la temperatura y el tiempo de aplicación de carga tienen una influencia significativa en el valor del módulo en un momento determinado, por lo cual se recomienda hacer estudios regionales para fijar los valores de proyecto.

Lo anterior puede hacerse analíticamente aplicando la ley de **Miner** al análisis detallado de la información experimental, por épocas climáticas.

En el diseño por deformación el módulo de la carpeta se requiere solo para estimar el coeficiente de equivalencia de esa capa, en relación con la base granular. Esta estimación se obtiene aplicando el criterio de Odemark, como la raíz cúbica de la relación de módulos elásticos de ambas capas; para llegar a coeficientes congruentes se tomó como referencia una base con $VRSz = 100$ por ciento.

Si no se conoce el módulo de rigidez de la carpeta el programa se detiene para darle oportunidad al proyectista de obtenerlo experimentalmente, o de estimarlo a partir de la composición volumétrica, características del asfalto, frecuencia de aplicación de carga y temperatura, por medio del programa MODULO-5.

El programa MODULO-5 está basado en la experiencia de diferentes instituciones y se incluye como apoyo para estimar los módulos de rigidez, pero no forma parte del programa de diseño DISPAV-5.

Al obtener el módulo de la capa asfáltica es necesario considerar con cuidado la temperatura de proyecto y la frecuencia de aplicación de la carga.

La frecuencia de aplicación de la carga depende de la velocidad de operación de los vehículos (de los vehículos pesados en particular) y de la profundidad de la capa. El programa suministra sugerencias para frecuencias de aplicación aplicables a diferentes profundidades medias de capa y para la velocidad de operación normal de una carretera (del orden de 90 k.p.h.; en caso de velocidades menores, por ejemplo en carriles de ascenso para vehículos pesados, se debe hacer la corrección adecuada).

2.1.7 Relaciones de Poisson

También se necesita la relación de Poisson de todas las capas. Este parámetro es difícil de determinar experimentalmente ya que se requieren maquinas de prueba con una instrumentación que permita medir con precisión las deformaciones resilientes vertical y horizontal. El programa suministra valores promedio para cada capa y permite al usuario

modificar esos valores en caso de contar con información confiable de ese parámetro para los materiales específicos que emplea.

2.1.8 Nivel de confianza del proyecto

El nivel de confianza se refiere a la probabilidad de que la duración real del pavimento sea al menos igual a la de proyecto. Se sugiere el empleo de un nivel de 85 por ciento, pero el método permite al usuario el empleo de cualquier nivel entre 50 y 99 por ciento.

Con este dato termina la entrada de datos del proyecto por deformación permanente y se pasa al cálculo de espesores.

2.2 Diseño por deformación permanente en la rodada

Al tener el tránsito equivalente, los $VRSz$ de las capas no estabilizadas, el módulo elástico de la carpeta, y el nivel de confianza del proyecto, se determinan los espesores requeridos para cada capa de la sección estructural, empleando los modelos matemáticos desarrollado para ese fin.

Se recomienda consultar los informes 325 y 444 de las Series del Instituto de Ingeniería, UNAM así como la extensa información experimental disponible, en relación con los modelos matemáticos sobre diseño por deformación permanente.

En caso de que al determinar los espesores se encuentre alguna capa que requiera espesores muy pequeños (menores que 10 cm) se pone a consideración del proyectista la conveniencia de reconsiderar el proyecto desechando el uso de esa capa. Si el proyectista está de acuerdo con ello se calculan de nuevo los espesores sin esa capa. Si no se acepta la sugerencia, el diseño continúa con las capas propuestas inicialmente, ajustando el espesor calculado al espesor mínimo correspondiente a esa capa y al tránsito de proyecto.

2.2.1 Espesores mínimos de cada capa

El espesor obtenido para cada capa se compara con el espesor mínimo especificado para el nivel de tránsito de proyecto establecido. Si el espesor calculado es menor al mínimo especificado, se toma dicho espesor mínimo como espesor de proyecto, y se disminuyen los espesores de las capas inferiores, de acuerdo con los coeficientes estructurales de esas capas.

Los espesores mínimos especificados para las capas de base y sub-base se fijan por consideraciones constructivas, fundamentados en el comportamiento de carreteras en condiciones reales de servicio.

Espesores mínimos de las capas de pavimento, en cm				
Capa	Tránsito			
	I	II	III	IV
Carpeta *	0	5	5	5
Base *	15	15	15	15
Sub-base *	15	15	15	15
Subrasante **	20	30	30	30
Subrasante ***	30	40	40	40

Notas.
Aplicable a caminos normales y carreteras de altas especificaciones (*)
Aplicable a caminos normales (**)
Aplicable a carreteras de altas especificaciones (***)

Se estima que los caminos con tránsito equivalente menor de un millón de ejes estándar pueden construirse con un tratamiento superficial, sobre una base de buena calidad. Para tránsitos mayores es conveniente la colocación de una carpeta de concreto asfáltico, o base asfáltica con un tratamiento superficial.

Al terminar esta etapa se presenta al proyectista el diseño por deformación, tanto el calculado sin restricción de espesores, como el recomendado por espesores mínimos.

Si el proyecto incluye una carpeta asfáltica se pregunta al proyectista si desea continuar el análisis por fatiga. **Se recomienda que el proyectista continúe ese camino, ya que es indispensable para realizar el análisis estructural completo.**

Si el proyectista decide no continuar el análisis por fatiga por no tener carpeta asfáltica, sino simplemente un riego de sello, el programa finaliza con el diseño por deformación permanente acumulada, dando oportunidad al usuario de imprimir el resultado.

2.3 *Revisión del diseño por efectos de fatiga*

2.3.1 *Revisión de los módulos elásticos*

El programa revisa que la relación de módulos entre dos capas adyacentes no estabilizadas no sobrepase cierto límite, para evitar la generación teórica de esfuerzos de tensión excesivos en la parte inferior de la capa superior. Esta relación límite se toma de estudios de la compañía Shell: $K = 0.2 h^{0.45}$, donde K es la relación de módulos admisible, h es el espesor de la capa superior en mm.

En caso de que se exceda la relación de módulos el programa propone el ajuste recomendable en el valor de los módulos de rigidez, si el proyectista acepta la sugerencia se hace el ajuste, en caso contrario se continúa con los valores iniciales.

2.3.2 Cálculo de la deformación unitaria de tensión en la carpeta

Con los datos anteriores se pasa al cálculo de la deformación unitaria de tensión en la carpeta, para ello se hace uso del programa de computadora CHEV4, desarrollado por la compañía CHEVRON y adaptado primero en Sudáfrica y después en el Instituto de Ingeniería, UNAM (CHEV5).

El programa permite el empleo de cinco capas.

2.3.3 Vida previsible por deformación permanente y por fatiga

El valor calculado de la deformación unitaria de tensión en la carpeta, permite la obtención de la vida previsible por fatiga, empleando el modelo matemático de vida por fatiga, desarrollado en el Instituto de Ingeniería, UNAM; de acuerdo con el nivel de confianza elegido para el proyecto.

2.4 Ajustes al diseño anterior

La vida previsible obtenida antes se compara con el tránsito de proyecto y el resultado puede ser alguno de los siguientes:

- La vida previsible por fatiga o por deformación es menor que el tránsito de proyecto correspondiente. En este caso se requieren ajustes para obtener un diseño adecuado.
- Las vidas previsibles son iguales a la de proyecto (dentro de una tolerancia de +/- 10% del tránsito de proyecto), o alguna de ellas está en esa tolerancia y la otra es mayor. Tomando en cuenta la posibilidad real de que uno de los dos criterios sea el que defina el espesor, y el otro criterio quede sobrado; aquí se considera que el pavimento puede ser el adecuado, aunque conviene buscar ajustes al diseño para tratar de obtener un diseño más económico.

- Ambas vidas previsibles son mayores que el tránsito de proyecto, tomando en cuenta la tolerancia de 10%. En este caso se considera que el diseño requiere ajustes para tener un diseño más económico.

El procedimiento seguido en cada uno de los casos anteriores se describe a continuación.

2.4.1 La vida previsible es menor que el tránsito de proyecto

En este caso el programa presenta cuatro opciones al proyectista:

1. Cambiar las propiedades de las capa(s) asfáltica(s). En esta opción no se permite cambiar el número de capas, solo cambiar el módulo de rigidez de las capas asfálticas. En general se recomienda que si se van a cambiar los materiales se piense el proyecto de nuevo, reiniciando desde el principio.

2. Aumentar el espesor de alguna(s) capa(s). En esta segunda opción se permite modificar el espesor de algunas capas del pavimento. Por ejemplo aumentar el espesor de carpeta y disminuir el espesor de alguna capa inferior, cuidando siempre los espesores mínimos.

3. Considerar la colocación de una base asfáltica. La tercera opción incorpora una capa de base asfáltica al proyecto. En este caso se requiere meter las características mecánicas de la nueva capa:

- Espesor propuesto para esta capa.
- Módulo de rigidez. El proyectista debe tenerlo, en caso contrario debe terminar la corrida del programa para estimar su valor, ya sea en pruebas de laboratorio, o estimarlo con el programa MODULO.

- Relación de Poisson.

Si una vez introducida la base asfáltica el número de capas del pavimento es mayor que cinco, se requiere eliminar una de las capas no asfálticas, para no rebasar el número máximo de capas aceptado por el programa. Si el número de capas, incluida la base asfáltica, no rebasa cinco no se requiere ningún ajuste.

Después de haber ajustado el número de capas, en caso de ser necesario, el proyectista tiene opción de modificar los espesores de las capas restantes, para tomar en cuenta los cambios realizados.

4. Terminar la corrida del programa. En este caso el programa le da la opción de imprimir el último diseño encontrado, antes de terminar.

Después de cambiar las propiedades de los materiales (si eligió la alternativa 1) o de incrementar algunos espesores de capa (si eligió la alternativa 2) o definir la capa de base asfáltica (si tomó la tercer alternativa), el programa vuelve a calcular la vida previsible por fatiga y por deformación para el nuevo sistema de capas y compara de nuevo con los tránsitos de proyecto.

2.4.2 La vida previsible está en un intervalo de +/- 10% del tránsito de proyecto

En este caso se tiene ya un diseño que satisface los requerimientos para evitar la deformación excesiva o la falla por fatiga de manera prematura, o ambos criterios. Sin embargo, en caso de que alguno de los criterios de diseño se encuentre sobrado, es recomendable analizar diferentes alternativas de ajuste para buscar alguna solución más económica que siga siendo satisfactoria.

Si el proyectista decide continuar estudiando el diseño, el programa le da opción a imprimir el diseño actual antes de modificarlo, a continuación le presenta las mismas opciones

consideradas en el punto anterior para modificar el diseño actual y hacer su verificación posterior.

En caso de que el proyectista decida no continuar el diseño, el programa permite la impresión de resultados antes de terminar.

2.4.3 La vida previsible es mayor que el tránsito de proyecto

Si la vida previsible, tanto en deformación como fatiga es mayor que el tránsito de proyecto, considerando la tolerancia de 10%, se permite al proyectista hacer ajuste en materiales o espesores, para llegar a un diseño más aceptable, o terminar la corrida del programa.

Si elige hacer cambios en su proyecto el programa permite las mismas opciones que en los casos anteriores. Después de haber hecho los ajustes deseados, se reinicia el cálculo de la vida previsible por fatiga y deformación con los nuevos datos.

Al terminar estas iteraciones se termina el procedimiento de diseño.

3. PROCEDIMIENTO PARA REVISIÓN

El procedimiento de revisión permite el cálculo de la vida previsible por deformación y por fatiga de pavimentos previamente definidos, ya sean pavimentos actualmente construidos o en proyecto.

El procedimiento consiste en:

1. Entrada de datos: espesores, características mecánicas de cada capa como módulos de rigidez, $VRSz$, relaciones de Poisson, y nivel de confianza.
2. Cálculo de la vida por deformación permanente en la zona transitada.
3. Cálculo de la vida por agrietamiento debido a fatiga.
4. Posibilidad de cálculo de nuevas vidas por deformación y agrietamiento, haciendo modificaciones en los espesores o propiedades mecánicas de las capas introducidas originalmente.

3.1 Entrada de datos

Los datos requeridos para la revisión son similares a los pedidos para el diseño.

3.1.1 Tipo de carretera

Igual que en el diseño aquí también se cuenta con dos opciones: carreteras de altas especificaciones y carreteras normales, cada una de ellas con sus respectivos modelos matemáticos de comportamiento. Las características de cada opción ya fueron descritas en el proceso de diseño. El usuario debe alimentar al programa con el tipo de camino a que se refiere.

3.1.2 Capas consideradas

El proyectista debe introducir las capas que se encuentran en el pavimento a revisión. Sus opciones de capa son:

- Carpeta
- Base asfáltica
- Base granular
- Sub-base
- Subrasante
- Terracería

El número máximo de capas a considerar está limitado a cinco, por restricciones del programa.

En caso de tener tratamiento superficial se sugiere considerar que no tiene contribución estructural.

Si el número de capas es mayor que cinco, se sugiere considerar la posibilidad de simplificar la estructura. Una forma de hacerlo consiste en agrupar dos capas adyacentes, con rigidez similar, empleando el criterio de Odemark para encontrar un espesor equivalente.

Dentro de las capas consideradas se debe incluir la terracería. También, como capa superior se debe incluir la carpeta, base asfáltica o base granular.

3.1.3 Espesores de capa

Se necesita conocer el espesor de cada capa en cm. La terracería se considera semi-infinita.

Una vez seleccionadas las capas del pavimento se requieren sus propiedades mecánicas, de acuerdo con los siguientes puntos.

3.1.4 Valores relativos de soporte críticos (VRSz)

Este parámetro es de gran importancia y debe estimarse con mucho cuidado, de manera que sea representativo de las condiciones del lugar.

El programa considera valores máximos y mínimos del VRSz según las capas. En caso de que el VRSz crítico sea menor al valor mínimo correspondiente el programa se detiene. En el capítulo de diseño se especifican esos valores máximos y mínimos.

Si el VRSz crítico de alguna capa es mayor que el VRSmax (máximo de proyecto) el programa considera este último valor en el diseño por deformación (VRSp), para obtener proyectos más confiables; pero guarda el valor del VRSz para emplearlo en la estimación del módulo de rigidez de esa capa.

3.1.5 Módulos elásticos de las capas

En caso de que el proyectista no conozca el módulo de rigidez de las capas asfálticas el programa se detiene para darle oportunidad al proyectista de hacer su estimación, ya sea por medio de ensayos dinámicos de laboratorio, o por medio de las relaciones empíricas

con las relaciones volumétricas y las características del asfalto tal como se hace en el programa suplementario MODULO-5; en este último caso se recomienda precaución al elegir el valor de proyecto.

En caso de que el proyectista no conozca los módulos de rigidez de las capas no asfálticas puede detener el programa para estimarlo, con pruebas dinámicas de laboratorio, o puede aceptar los valores que el programa le sugerirá basado en relaciones empíricas con el **VRSz**. Las relaciones empíricas con el **VRSz** deben tomarse con precaución pues son obtenidas para condiciones muy generales y pueden requerir modificaciones en proyectos específicos. El programa permite que el usuario cambie los valores sugeridos, para tomar en cuenta su experiencia con los materiales específicos del proyecto.

En el caso de las capas sin ligante asfáltico el programa revisa que la relación del módulo de rigidez de una capa con el módulo de rigidez de la capa subyacente no sea excesiva, en caso de serlo se sugiere disminuir el módulo de la capa superior.

La relación de módulos admisible se obtiene de la ecuación: $K = 0.2 h^{0.45}$, ecuación proveniente de la compañía Shell, donde h es el espesor de la capa superior en mm.

3.1.6 Relaciones de Poisson

Este parámetro es de difícil determinación ya que se requiere contar con equipo de prueba dinámico y medidores de deformación muy sensibles para registrar simultáneamente deformaciones verticales y horizontales resilientes. Por esta razón se sugieren al usuario, dentro del programa, valores promedio en cada capa, aunque se permite modificarlos en caso de que se tenga información confiable para los materiales específicos del proyecto.

3.1.7 Nivel de confianza del proyecto

Se sugiere 85 por ciento como un nivel de confianza razonable del proyecto. Sin embargo el usuario puede introducir el nivel de confianza que considere adecuado a su proyecto, entre 50 y 99 por ciento.

3.2 Vida previsible por deformación permanente y por fatiga

Con los datos anteriores el programa calcula la vida previsible del pavimento por deformación permanente acumulada por el tránsito y por fatiga; en este último caso se deben calcular las deformaciones unitarias de tensión en la parte inferior de las capas asfálticas. El avance del cálculo se muestra en la barra horizontal de la pantalla.

La vida previsible (en millones de ejes equivalentes de 8.2 t) se muestra para cada una de las capas de la sección estructural, de manera que el proyectista pueda determinar cual es la capa crítica que define la duración del pavimento.

También se indica la vida mínima por fatiga o deformación de la sección estructural.

3.3 Cálculo de la vida previsible para otros pavimentos

El programa permite iniciar nuevos cálculos, ya sea con modificaciones sobre el pavimento que acaba de calcular o sobre una nueva sección estructural.

3.4 Impresión de resultados

Al final de la revisión de cada sistema de pavimentos analizado, el programa permite la impresión en papel de los resultados obtenidos.

4. ECUACIONES DE DISEÑO Y VALORES TÍPICOS DEL VRS_z

En el informe 325 de la *Serie Azul del Instituto de Ingeniería, UNAM* “Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible”, publicado en enero de 1974 se presenta la primera versión del método de diseño. El desarrollo de los modelos debe analizarse en dicha publicación. En lo que sigue únicamente se mencionan algunos puntos aislados, que pueden ser de interés explicativo para el empleo del método ampliado.

El Método está basado en criterios mecanicistas.

4.1 Deformación permanente acumulada

Para el caso de deformación permanente acumulada se aplicaron los resultados de las investigaciones realizadas, empleando los siguientes criterios e información experimental:

- El criterio de Terzaghi de capacidad de carga.
- El criterio de Boussinesq para pasar del VRS_z (representativo de las características de los materiales a la profundidad “z”, durante la vida de servicio de la carretera) para estimar el “VRS_{z=0} equivalente” si dicha capa de material estuviera en la superficie de la carretera. Lo anterior permite eliminar los valores empíricos de “índice de espesor”, y desarrollar modelos teóricos de diseño, que se han verificado ampliamente en la práctica desde 1974 a la fecha.

- Los modelos experimentales de comportamiento a largo plazo de carreteras, por repetición de las sollicitaciones del tránsito, obtenidos en 80 tramos de prueba - Izúcar de Matamoros, Pue. , y Salinas de Hidalgo, SLP. - construidos por el Instituto de Ingeniería, UNAM.
- También fueron de utilidad fundamental los resultados obtenidos en pruebas aceleradas a escala natural, en condiciones controladas de temperatura y humedad, de diferentes secciones estructurales de pavimento ensayadas en la Pista Circular del Instituto de Ingeniería, UNAM. La pista fue parte del proyecto de investigación, y fue diseñada y construida por Corro, S., et al, especialmente para este tipo de estudios.

Debe mencionarse que los modelos de deterioro, por deformación permanente, para carreteras de altas especificaciones, se obtuvieron a través de una extensa experimentación en el campo y en la pista circular del Instituto de Ingeniería, UNAM. Las tendencias observadas son congruentes con la experimentación en caminos “normales”, de acuerdo con los estudios realizados en carreteras típicas de la red nacional.

La capacidad de carga (inicial) se midió experimentalmente en términos de esfuerzos, en kg/cm^2 , para una penetración de 2.54 mm. El pistón de prueba fue el estándar empleado en la pruebas CBR (California Bearing Ratio).

El informe 325 fue ampliamente revisado, y sistemáticamente se ha hecho énfasis en el sentido de que las “Pruebas Modificadas de Valor Soporte, Variantes 2 y 3”, empleadas tradicionalmente, no son aplicables para el criterio de diseño. Por tanto, al aplicar el “Método de diseño estructural para pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones”, debe tenerse muy claro el concepto entre la diferencia del “ VRS_z .” empleado en el método del Instituto de Ingeniería, UNAM, y el VRS o CBR tradicionales. De manera informativa se incluye una tabla con valores CBR típicos obtenidos en África por el “Transport and Road Research Laboratory” de Inglaterra (actualmente Transport Research Laboratory). Dicha información es producto de muchos años de investigación y se

presenta como información cualitativa, ya que tiene similitud con los valores encontrados a lo largo de la experimentación del Instituto de Ingeniería, UNAM. Para fijar el valor VRS_z crítico de diseño se recomienda que el proyectista tome en cuenta lo siguiente, y aplique su criterio y experiencia para definir dicho valor:

- Realizar experimentación de laboratorio.
- Observar el comportamiento de caminos en servicio; juzgar los valores de proyecto utilizados, y las diferencias conceptuales entre el CBR y VRS respecto al VRS_z .
- Aplicar la información regional disponible, así como aplicar su criterio y experiencia para fijar los valores que deben emplearse en el proyecto.

Al fijar los

4.1.1 Comentarios adicionales sobre el VRS_z crítico utilizado en el Método de Diseño

Por haber alguna similitud con el CBR, y con el VRS estándar empleado en México, los valores de capacidad de carga medidos experimentalmente, a la penetración de 2.54 mm, se transformaron a "*Valores VRS_z , donde dicho valor representa la resistencia crítica esperada en el camino, durante toda su vida de servicio, a la profundidad "z" a la cual se estima la resistencia*".

Para suelos finos puede observarse que el valor VRS_z crítico en el lugar constituye una prueba de capacidad de carga en la cual se determina el $(\Delta q_s)_b$ para una deformación especificada ($\rho_b = 0.254$ cm). El valor relativo de soporte es la relación entre la capacidad de carga de un suelo $(\Delta q_s)_b$, y la capacidad de carga de un material de referencia $(\Delta q_s)_{b\text{-estándar}}$; por lo cual se puede transformar a esfuerzo vertical:

$$VRS = \frac{(\Delta q_s)_b}{(\Delta q_s)_{b\text{-estándar}}} * 100$$

De lo anterior resulta, como se describe con detalle en el informe 325, página 39:

$$(\Delta q_s)_b = \sigma_z = 0.7 \text{ VRS}; \text{ donde } \sigma_z \text{ en kg/cm}^2, \text{ y VRS en porcentaje}$$

4.2 Deformaciones unitarias críticas de tensión

Desde un principio, en el informe 325, se señaló la necesidad de verificar las deformaciones unitarias (o esfuerzos de tensión) admisibles para el tránsito de proyecto de las capas ligadas con asfalto, para evitar fallas por agrietamiento por fatiga.

Desde 1985 a 1999, se ha realizado un programa de investigación muy amplio sobre el comportamiento a fatiga de diferentes tipos de mezclas asfálticas, empleando pruebas dinámicas de compresión y realizando pruebas de tensión indirecta bajo sollicitaciones de cargas repetidas y en condiciones ambientales controladas. Para estos estudios se ha empleado una máquina dinámica servo-hidráulica con una cámara ambiental para el control de las temperaturas.

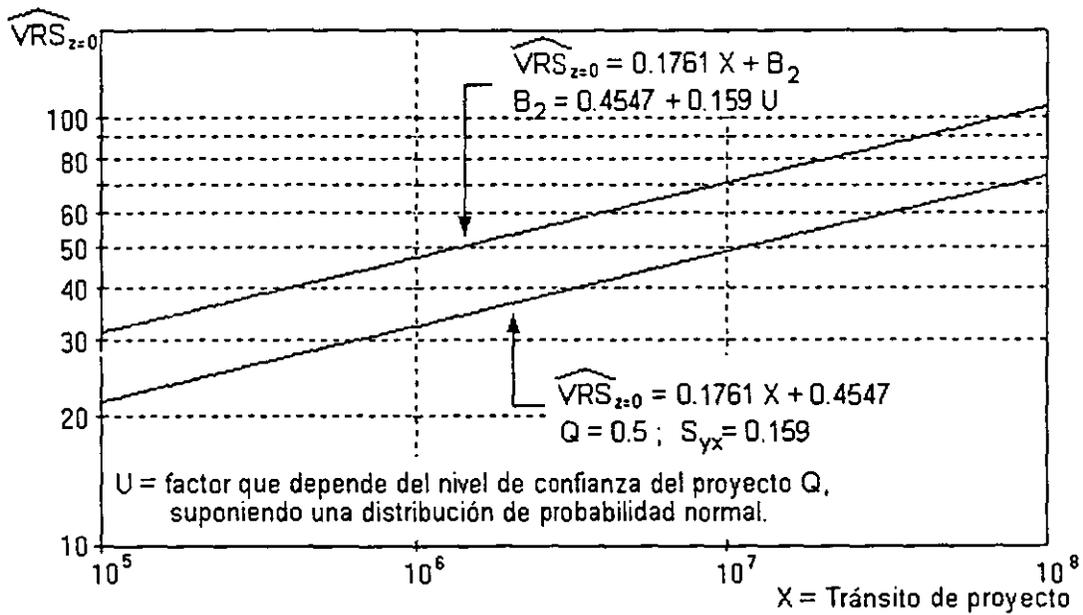
Los factores de transferencia de laboratorio a campo se han estimado de acuerdo con los estudios realizados en carreteras típicas de la red nacional.

Es conveniente, estudiar los caminos construidos con los nuevos asfaltos producidos por PEMEX, para optimar las curvas de fatiga para las diferentes regiones del país.

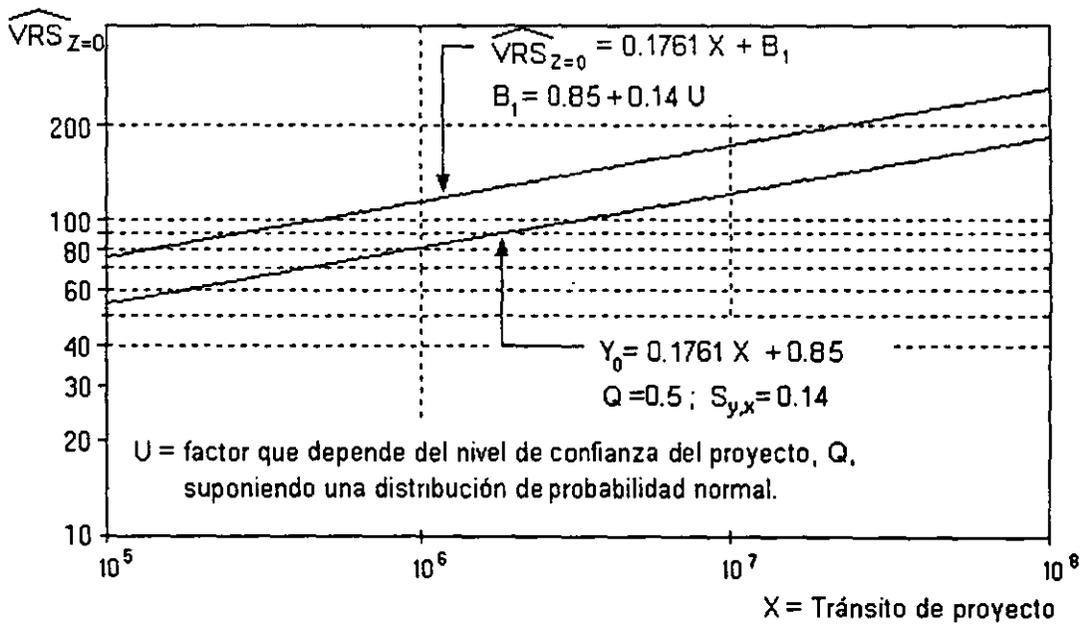
4.3 Compatibilidad entre los informes de la Versión N° 1 del Método de Diseño y la Versión N° 2

El “*Modelo de Diseño Estructural de Pavimentos Asfálticos, incluyendo Carreteras de Altas Especificaciones - DISPAV-5, Versión 2.0*”, es compatible con la información de trabajos anteriores. Es necesario estudiar el informe 325 para entender la filosofía empleada, y el informe 444 que es un instructivo destinado a presentar ejemplos típicos para caminos “normales”.

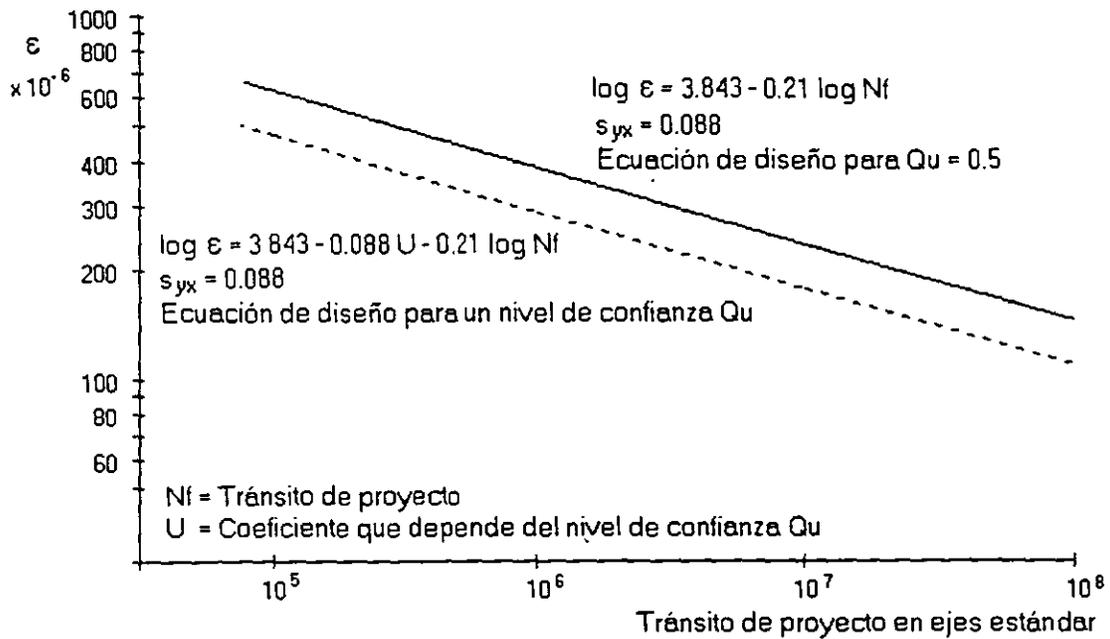
El nuevo informe incluye extensa información experimental, que amplía en contenido de la versión anterior, pero es compatible con ella.



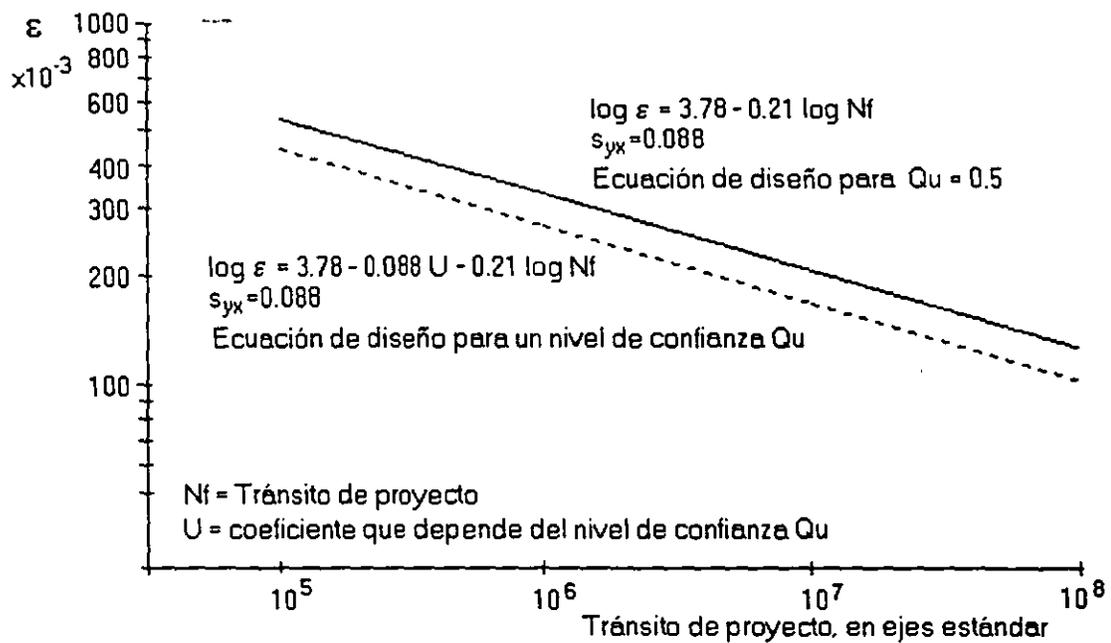
Gráfica de diseño por deformación permanente, para las capas inferiores, para un camino normal.



Gráfica de diseño por deformación para caminos de altas especificaciones.



Ecuación de diseño por fatiga en las capas asfálticas para un camino "normal".



Grafica de diseño por fatiga de las capas asfálticas, para caminos de altas especificaciones.

Valor relativo de soporte crítico estimado para el diseño de pavimentos, sobre subrasantes compactadas a 95 por ciento del peso volumétrico seco máximo Proctor estándar *

Profundidad del nivel freático **	Arena no plástica	VRSz, en porcentaje, mínimo probable #				Limo
		Arcilla arenosa IP=10	Arcilla arenosa IP=20	Arcilla limosa IP=30	Arcilla activa IP>=40	
0.6	8 - 10	5 - 6	4 - 5	3 - 4	2 - 3	1
1.0	25	6 - 8	5 - 6	4 - 5	3 - 4	2 - 3
1.5	25	8 - 10	6 - 8	5 - 6	3 - 4	***
2.0	25	8 - 10	7 - 9	5 - 6	3 - 4	***
2.5	25	8 - 10	8 - 10	6 - 8	4 - 5	***
3.0	25	25	8 - 10	7 - 9	4 - 5	***
3.5	25	25	8 - 10	8 - 10	4 - 5	***
5.0	25	25	8 - 10	8 - 10	5 - 6	***
7.0	25	25	8 - 10	8 - 10	7 - 9	***

* Adaptación de la tabla 2 de "Road Note 31", tercera edición, Transport and Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1977.

** Profundidad del nivel freático con relación al nivel de la capa considerada, en metros. De acuerdo con la variación estacional debe elegirse el nivel freático más alto.

*** Se requieren pruebas de laboratorio.

Esta tabla se incluye únicamente con carácter cualitativo, y se refiere a VRSz mínimos. En todos los casos se deben realizar pruebas de campo y ensayos de laboratorio.

5. MANUAL DEL USUARIO DEL PROGRAMA TRANSIT5

Dentro del programa DISPAV-5, en el proceso de diseño de pavimentos nuevos se proporciona al usuario la subrutina TRANSIT5, para el cálculo del tránsito de proyecto del camino en el que está interesado.

Para el diseño del pavimento se requieren dos tipos de tránsito de proyecto, uno de ellos para prevenir la deformación permanente excesiva en las capas no estabilizadas del pavimento, y el otro para prevenir la falla prematura por agrietamiento debido a la fatiga de las capas asfálticas.

A continuación se detalla el procedimiento requerido para esta subrutina.

5.1 OBJETIVO

Determinar el tránsito de proyecto de un camino, expresado en ejes sencillos estándar de 8.2 toneladas de peso, a partir del tránsito mezclado diario promedio anual en el carril de proyecto (TDPA por carril), la composición del tránsito, las cargas por eje, el periodo de proyecto y la tasa de crecimiento anual.

5.2 EJECUCIÓN DEL PROGRAMA

La ejecución se hace automáticamente dentro del programa DISPAV-5, al contestar que no se dispone el tránsito de proyecto y se desea calcularlo a partir de los datos del tránsito mezclado, o de manera independiente, metiendo la instrucción TRANSIT5.

5.3 SECUENCIA OPERATIVA DEL PROGRAMA

5.3.1 Criterio de cálculo

El programa calcula el tránsito equivalente empleando los coeficientes de daño desarrollados por los autores, en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

Se consideran las cargas de los vehículos de acuerdo con el criterio del proyectista, para tomar en cuenta las características reales de los vehículos.

En el programa se presenta el coeficiente de equivalencia, por eje, de cada uno de los vehículos considerados, así como el coeficiente de equivalencia global del vehículo. Los coeficientes de daño de cada vehículo se emplean en el cálculo del tránsito equivalente de proyecto.

5.3.2 Entrada de datos

Tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto. Se debe considerar el tránsito mezclado en el carril de proyecto, En el caso de caminos de dos carriles lo usual es tomar la mitad del TDPA como tránsito por carril, a menos que haya evidencia de diferenciación del tránsito por dirección, en cuyo caso debe considerarse esa información. En el caso de caminos de cuatro o más carriles se debe considerar la distribución del tránsito por carril, sobre todo en el caso de los vehículos pesados que tienden a circular por el carril derecho.

Tasa de crecimiento anual del tránsito promedio, en el período de proyecto, expresada en por ciento.

Período de proyecto, en años.

Composición del tránsito. El programa presenta una lista con todos los vehículos clasificados en México (no se consideran los vehículos especiales), de manera que el usuario introduzca la proporción en que participa cada uno de ellos en el tránsito promedio. La suma de todos los porcentajes debe ser 100; en caso de no ser así el programa pide que se vuelvan a meter todos los datos de distribución, en por ciento por tipo de vehículo.

Carga por eje de cada tipo de vehículo incluido en la composición del tránsito, en toneladas. El programa presenta la carga máxima permisible por eje, tomando en cuenta las cargas máximas legales publicadas en el Diario Oficial del 7 de enero de 1997, el proyectista puede dejar esas cargas o puede modificarlas de acuerdo con sus conocimientos del tránsito en el camino de interés.

Presión de inflado de las llantas en cada tipo de vehículo incluido en la composición del tránsito, en kg/cm^2 .

Proporción de vehículos cargados y vacíos. Este es un dato difícil de obtener, se sugiere emplear una proporción, constante para todos los tipos de vehículo, entre 60 y 80% de vehículos cargados y el complemento a 100% de vehículos vacíos; si el proyectista tiene conocimiento de que la proporción es diferente tiene opción de emplear su estimación.

5.4 Criterio de cálculo

Con los datos anteriores se calculan los coeficientes de equivalencia de cada tipo de vehículo para 5, 15, 30, 60, 90, y 120 cm de profundidad, empleando el criterio desarrollado por los autores, en el Instituto de Ingeniería, UNAM.

Para obtener el coeficiente de equivalencia unitario del tránsito mezclado se multiplica el coeficiente de equivalencia de cada tipo de vehículo (suma ponderada de los coeficientes del vehículo cargado y vacío) por la proporción en que ese vehículo participa en el tránsito mezclado y se hace la suma de los ejes equivalentes correspondientes. Lo anterior representa el daño relativo promedio, producido en el carril de proyecto, por el paso de un solo vehículo del tránsito mezclado.

El coeficiente de equivalencia unitario se multiplica por el TDPA en el carril de proyecto y se obtiene el tránsito diario promedio inicial en ejes estándar de 8.2 t, en el carril de proyecto.

Se acumula el tránsito diario en ejes estándar en todo el periodo de proyecto, tomando en cuenta la tasa de crecimiento anual del tránsito y el resultado es el tránsito de proyecto a diferentes profundidades (5, 15, 30, 60, 90, y 120 cm).

Se recomienda que para el diseño o revisión de un pavimento por fatiga se tome el tránsito equivalente a 15 cm de profundidad, y para efectos de diseño o revisión por deformación permanente de las capas no asfálticas se tome una profundidad de 90 cm; sin embargo el proyectista puede optar por diferentes profundidades de acuerdo con su caso específico.

6. MANUAL DEL USUARIO DEL PROGRAMA MÓDULO-5

Como un programa separado del DISPAV-5 se proporciona al usuario el programa MODULO-5, como apoyo para la estimación del módulo de resiliencia de las capas asfálticas que esté considerando en su proyecto.

6.1 OBJETIVO DEL PROGRAMA.

El objetivo es proporcionar al proyectista de pavimentos una herramienta para estimar, de manera aproximada, el módulo de rigidez de las capas asfálticas.

Los algoritmos en que se basa el programa se han obtenido de estudios experimentales y estadísticos con materiales asfálticos de diferentes clases, y están limitados a las condiciones particulares en que se desarrollaron. Lo anterior implica que el proyectista debe tomar los resultados calculados como una guía, ya que pueden requerir adaptaciones de importancia de acuerdo con las condiciones específicas del proyecto.

El programa presenta los algoritmos desarrollados en cuatro instituciones:

Laboratorios Shell. Se cuenta con el algoritmo propuesto por Heukelom y Klomp, y con el modelo desarrollado por Ugé et al.

Instituto del Asfalto.

Modelo de Witczak

Instituto del Transporte de Texas.

Los algoritmos de los Laboratorios Shell se basan en la experimentación con mezclas densas en el caso de Heukelom (Vv del orden de 3%) por lo cual dicho modelo se amplió de acuerdo con el criterio de van Draat y Sommer. En el modelo desarrollado por Uge et al se ensayaron, bajo diferentes temperaturas y frecuencias, una gran variedad de mezclas asfálticas, desde concretos asfálticos hasta mezclas de arena. Los modelos reflejan la práctica europea.

El procedimiento del Instituto del Asfalto está basado en experimentación sobre concretos asfálticos, representativos de los empleados en Estados Unidos de América.

El modelo de Witczak se basa en el estudio de 149 mezclas asfálticas de diferentes tipos, su base experimental incluye la experimentación empleada por el Instituto del asfalto, complementada por experimentación en mezclas de varios tipos.

El modelo del Instituto del Transporte de Texas se fundamenta en el estudio de las mezclas comúnmente empleadas en ese estado.

El programa (MODULO-5) calcula el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica con los cuatro métodos, y los resultados se presentan juntos para que el proyectista estime el valor más probable de la mezcla en estudio.

6.2 SECUENCIA OPERATIVA DEL PROGRAMA

El proceso de cálculo se inicia con los dos métodos de los laboratorios Shell, seguido por el programa del Instituto del Asfalto, el modelo de Witezack y el método del Instituto del Transporte de Texas.

Los datos requeridos en esos métodos son los mismos en algunos casos, por lo que no se repite la entrada de dichos datos, y solo se solicitan los datos complementarios de cada método.

6.2.1 Métodos de los Laboratorios Shell

Se presentan el método de Heukelom y Klomp y el desarrollado por Ugé et al.

Entrada de datos.

Volumen de vacíos (Vv). El volumen de vacíos se expresa en por ciento del volumen total de la mezcla compactada. Este volumen debe reflejar la situación esperada en el lugar, y tomar en cuenta la posible recompactación de la mezcla asfáltica debida al tránsito, así como el volumen de asfalto absorbido en el agregado.

Volumen del asfalto (Vb). También se expresa en por ciento del volumen total de la mezcla compacta.

Penetración del asfalto a 25 °C. La penetración, en décimos de mm, debe reflejar la dureza del asfalto en el lugar; eso significa tomar en cuenta el posible endurecimiento en el proceso de fabricación de la mezcla en caliente, o debido al envejecimiento. Para tomar en cuenta el endurecimiento del asfalto para mezclas en caliente se puede emplear la prueba de penetración en el residuo de la prueba de película delgada.

Temperatura de reblandecimiento del asfalto, en °C. Debe también reflejar las características del asfalto en el lugar. Si la mezcla es hecha en planta puede estimarse empleando el residuo de la prueba de película delgada.

Temperatura de la capa asfáltica, en °C. El módulo de rigidez depende de la temperatura de manera significativa. Es necesario, por tanto, definir a que temperatura se quiere conocer el módulo. Para ello se puede determinar el módulo para diferentes temperaturas y analizar la vida útil del pavimento en cada periodo, o se puede buscar una temperatura equivalente y analizar el pavimento a esa temperatura.

Tiempo de aplicación de la carga, en segundos. Esta variable también es de gran importancia. El tiempo de aplicación depende de la velocidad del vehículo y de la profundidad de la capa. Se sugiere emplear los valores propuestos en el Reporte Especial 162 del Transportation Research Board, preparado por el Comité sobre Resistencia y Características de Deformación de Secciones de Pavimento:

Profundidad (cm):	5	10	15	20
Tiempo (segundos):	0.02	0.022	0.026	0.03

Los tiempos de carga están referidos a vehículos con velocidad aproximada de 100 km/h.

Al término de la entrada de los datos anteriores el programa proporciona el módulo calculado con los algoritmos de Heukelom y Klomp, y Ugé.

6.2.2 Método del Instituto del Asfalto

Entrada de datos complementarios:

Porcentaje de finos que pasan la malla N° 200, con relación al peso total del agregado.

Viscosidad absoluta del asfalto, en millones de poises. Esta viscosidad se refiere a la viscosidad en el lugar. En caso de no contar con ese dato, se proporciona una subrutina que permite estimarlo a partir de los datos introducidos previamente.

Frecuencia de aplicación de las cargas, en Hz. Esta variable es muy importante, las recomendaciones de cálculo varían entre 5 y 15 Hz, dependiendo de la velocidad del vehículo y de la profundidad de la capa asfáltica.

Al terminar de introducir los datos anteriores, el programa presenta el módulo de rigidez de acuerdo con el Instituto del Asfalto.

6.2.3 Método de Witzak

El modelo requiere la entrada de datos sobre la viscosidad del asfalto, frecuencia de aplicación de la carga, temperatura del pavimento, volumen de vacíos, volumen de asfalto, granulometría del agregado y tipo de asfalto; como la mayoría de estos datos se han introducido en los métodos anteriores, solo se piden los datos faltantes:

Porcentaje de material retenido en la malla de 19 mm, con relación al peso total del agregado.

Porcentaje de material retenido en la malla de 9.5 mm, con relación al peso total del agregado.

Porcentaje de material retenido en la malla de 4.75 mm, con relación al peso total del agregado.

Tipo de asfalto, clasificado según su viscosidad: AC-5, AC-10, AC-20, AC-40.

Con los datos anteriores el programa calcula el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica.

6.2.4 Método del Instituto del Transporte de Texas

Este es un modelo muy simplificado y consiste en un análisis estadístico de los módulos encontrados en las mezclas de uso más común en el estado de Texas. El único dato requerido, adicionalmente, es el tipo de agregado pétreo, que puede ser piedra triturada o agregado de río.

Después de proporcionar esa información, el programa calcula el módulo por este método.

6.3 Resultados

Para finalizar se presenta una tabla con los cuatro módulos de rigidez obtenidos. Estos resultados pueden tener una gran variación y el proyectista debe tomar en cuenta los antecedentes de cada método, así como emplear su criterio para decidir cual valor es más correcto para el caso particular en estudio.

7. DIAGRAMAS DE FLUJO

Se presentan los diagramas de flujo simplificados de los programas DISPAV-5, TRANSIT5 y MODULO-5.

En el caso del programa DISPAV-5 se tienen dos vertientes del programa, la dedicada al diseño de pavimentos nuevos y la que revisa la vida previsible de pavimentos existentes o de estructuras definidas.

7.1 Diagrama de flujo del programa DISPAV-5

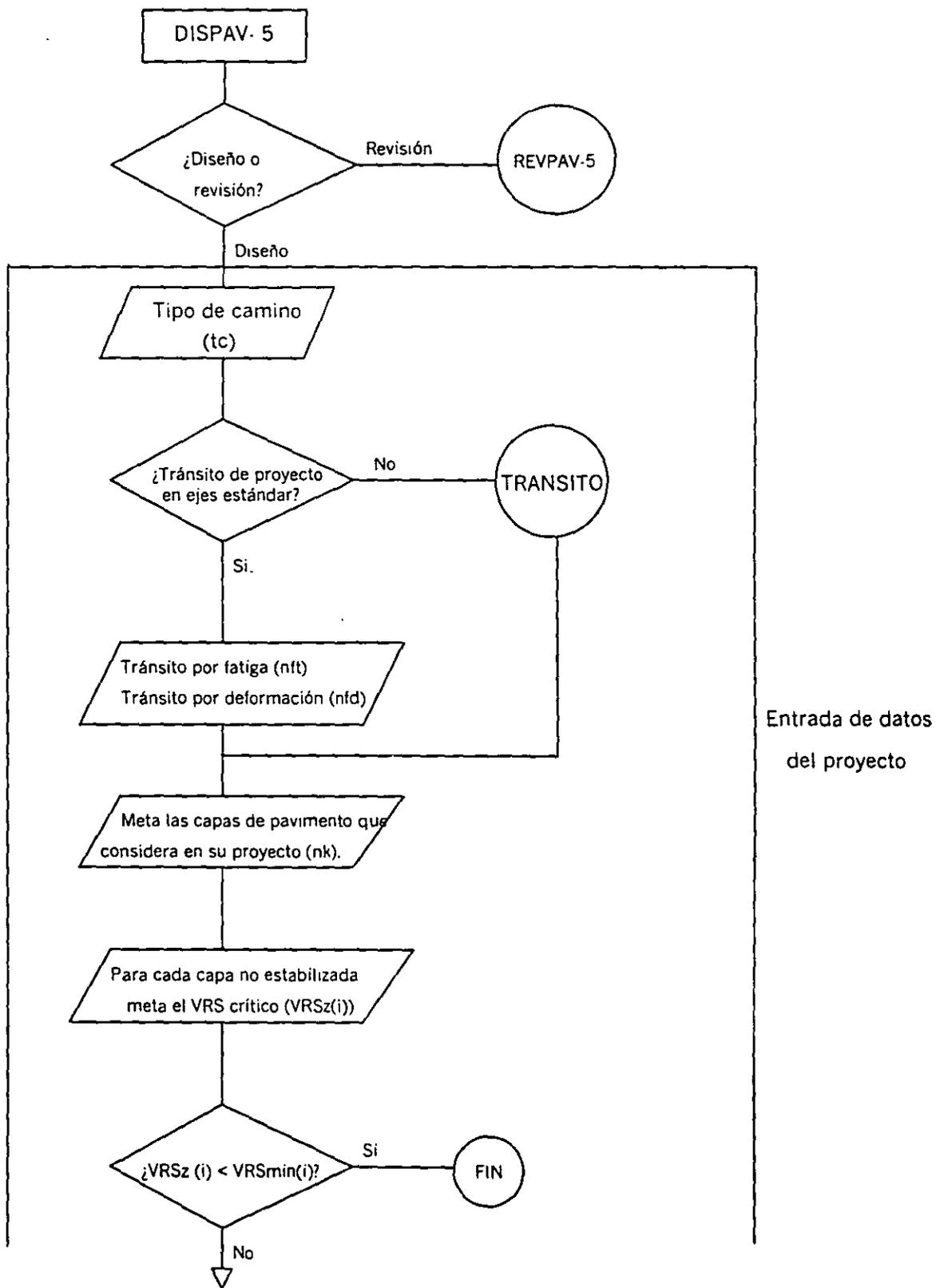


Figura 1. Primera parte del diagrama de flujo del programa de diseño.

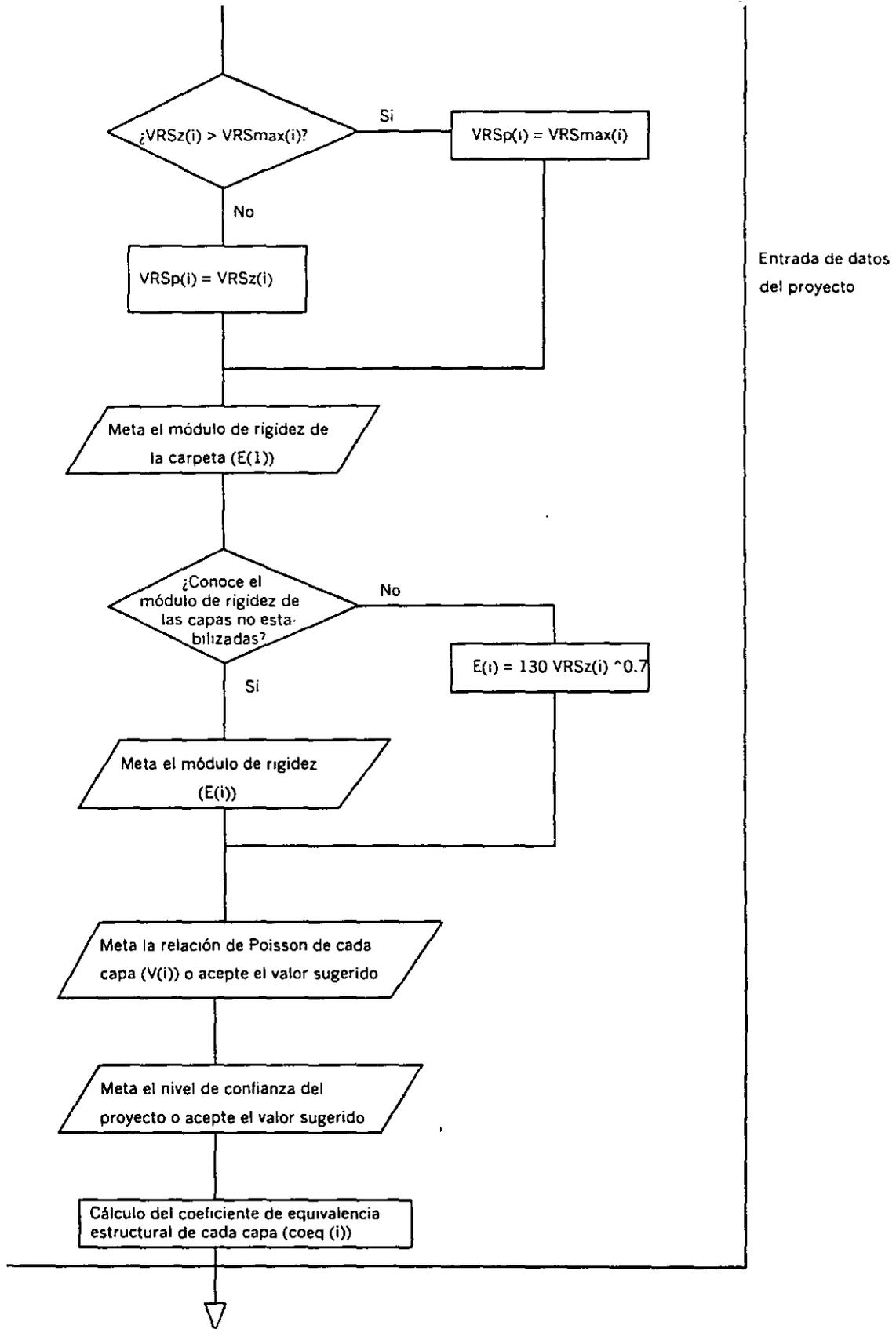


Figura 2. Segunda parte del diagrama de flujo del programa de diseño.

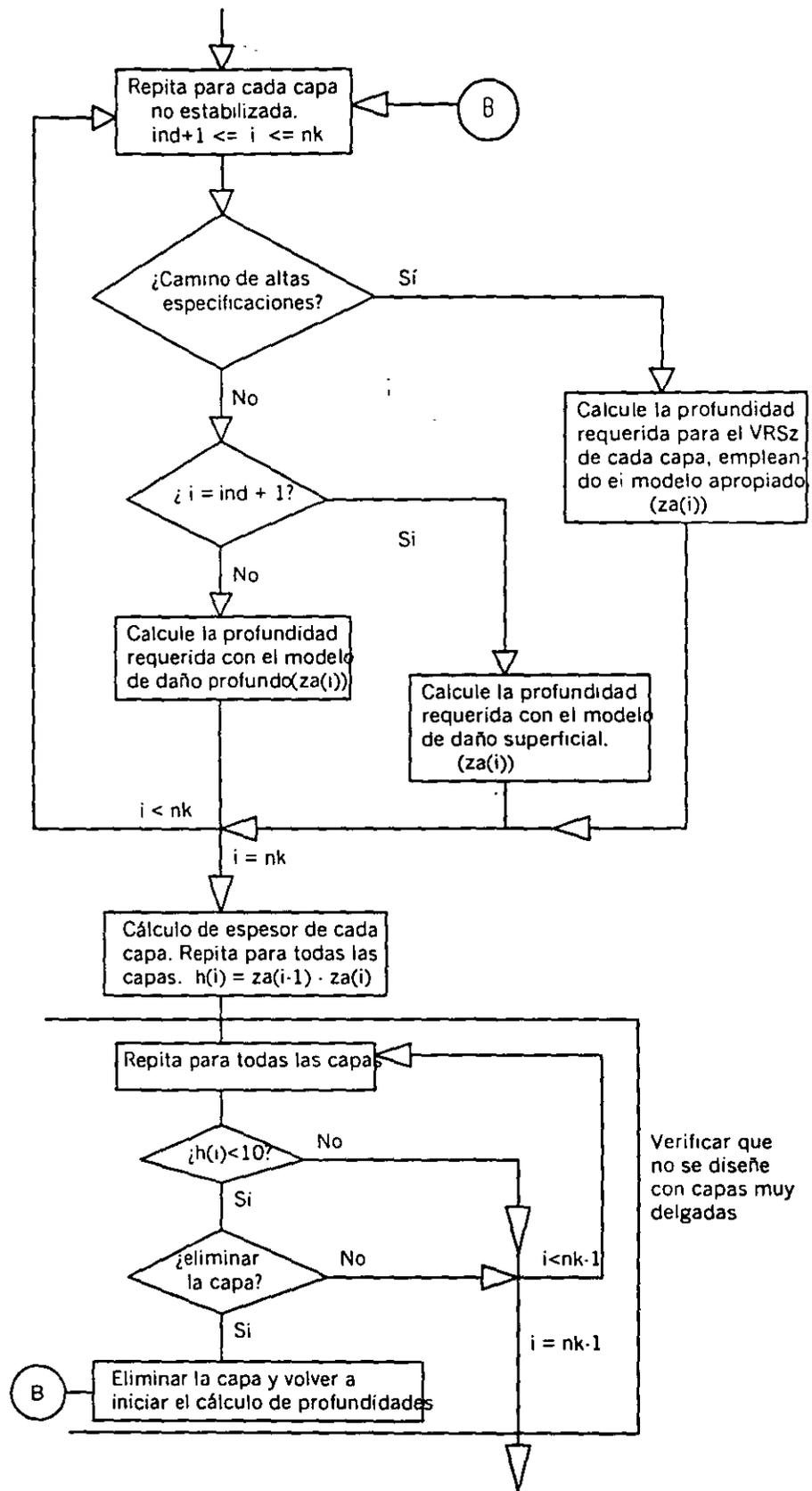


Figura 3. Tercera parte del diagrama de flujo del programa de diseño.

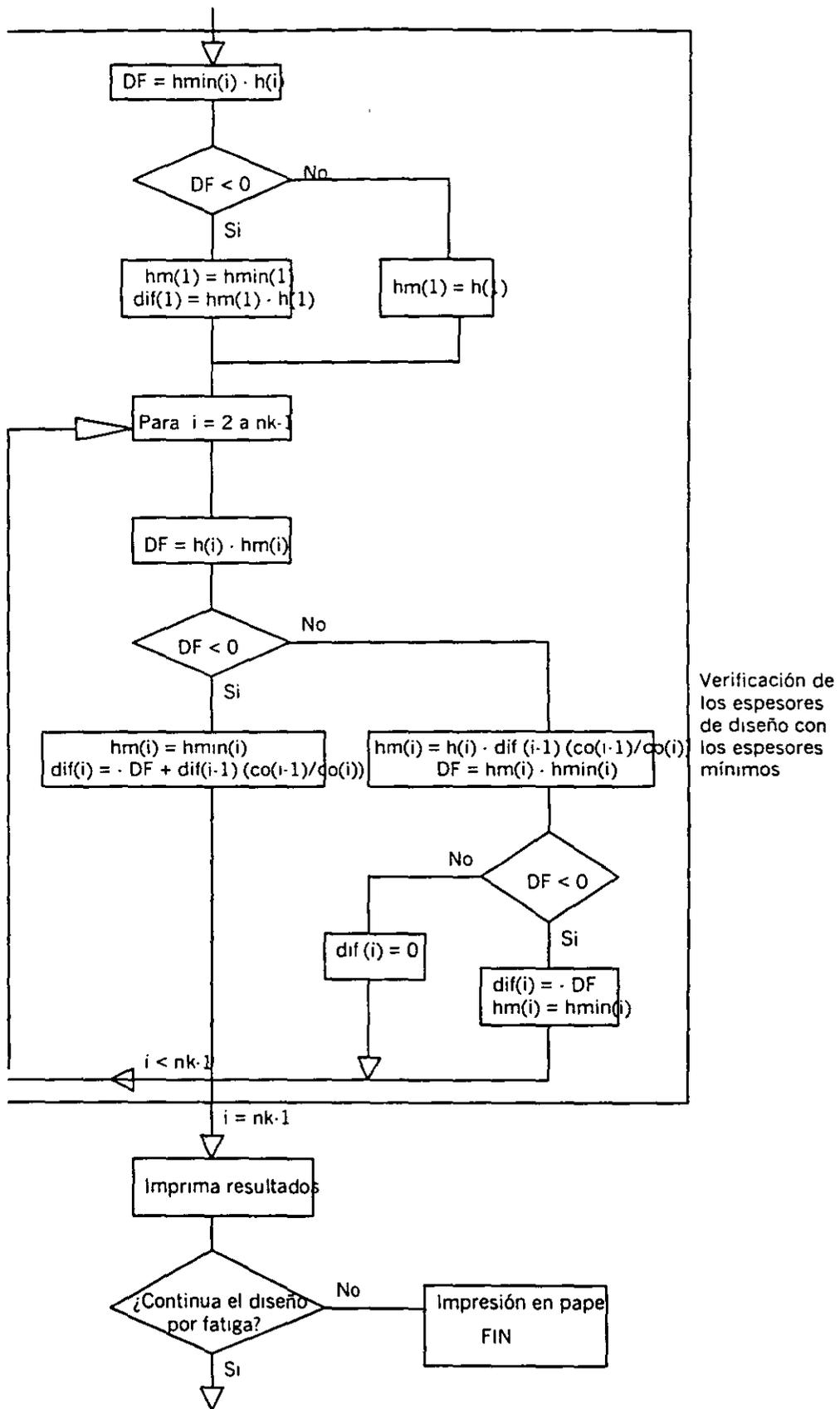


Figura 4. Cuarta parte del diagrama de flujo del programa de diseño.

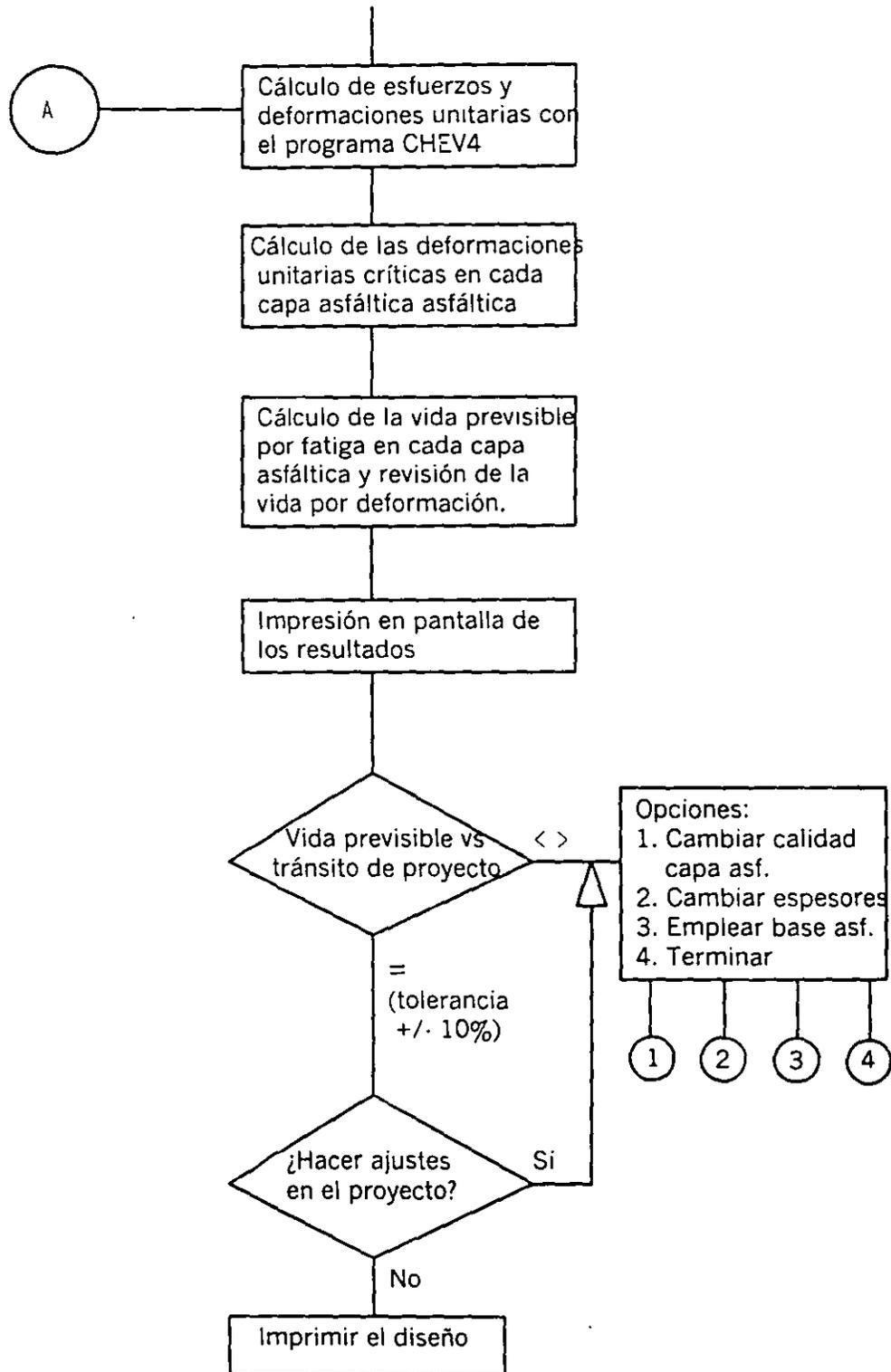
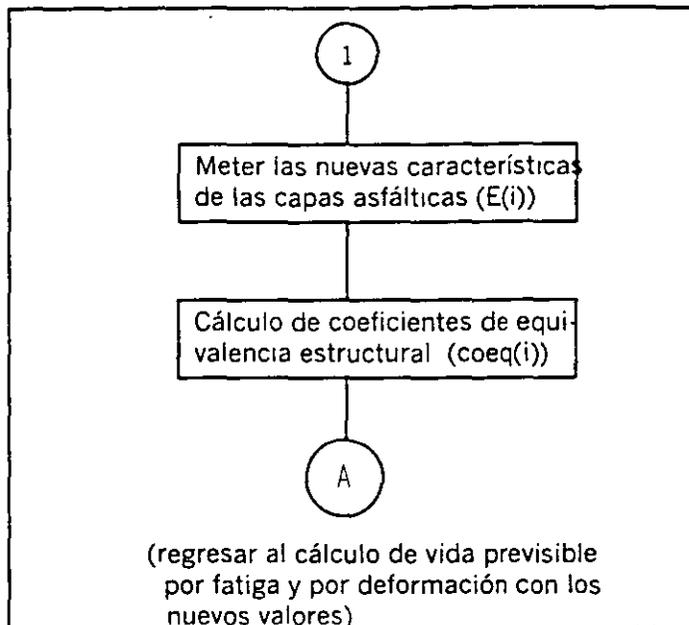
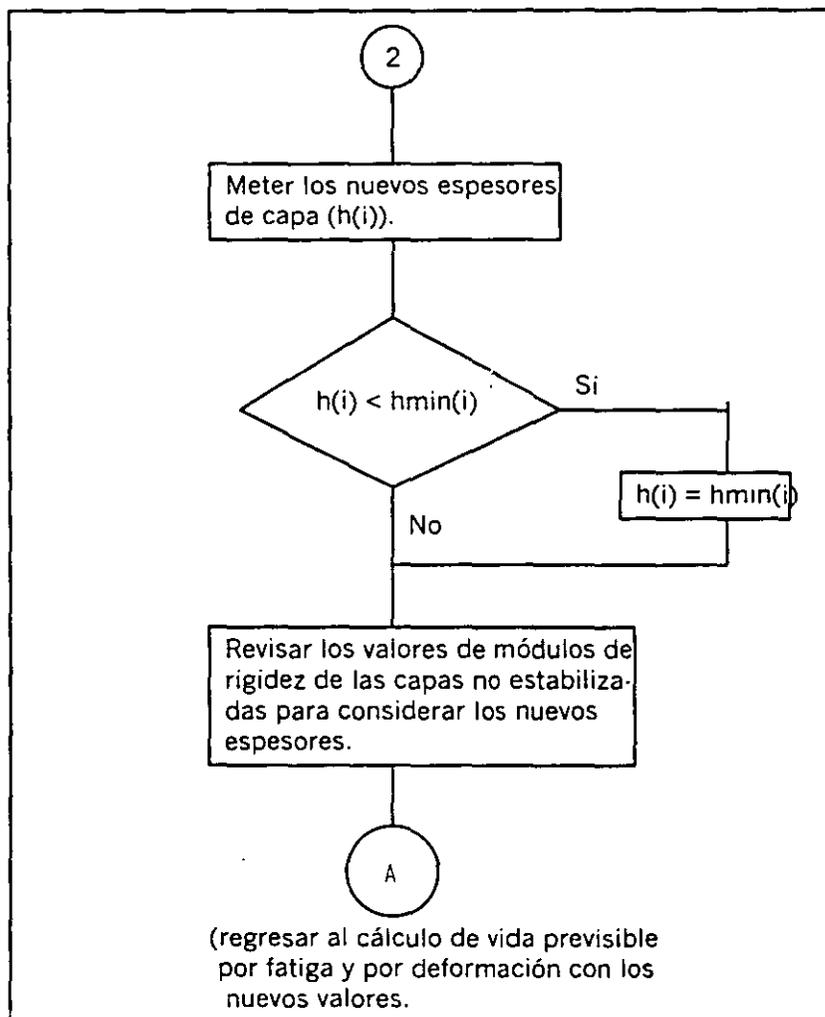


Figura 5. Quinta parte del diagrama de flujo del programa de di

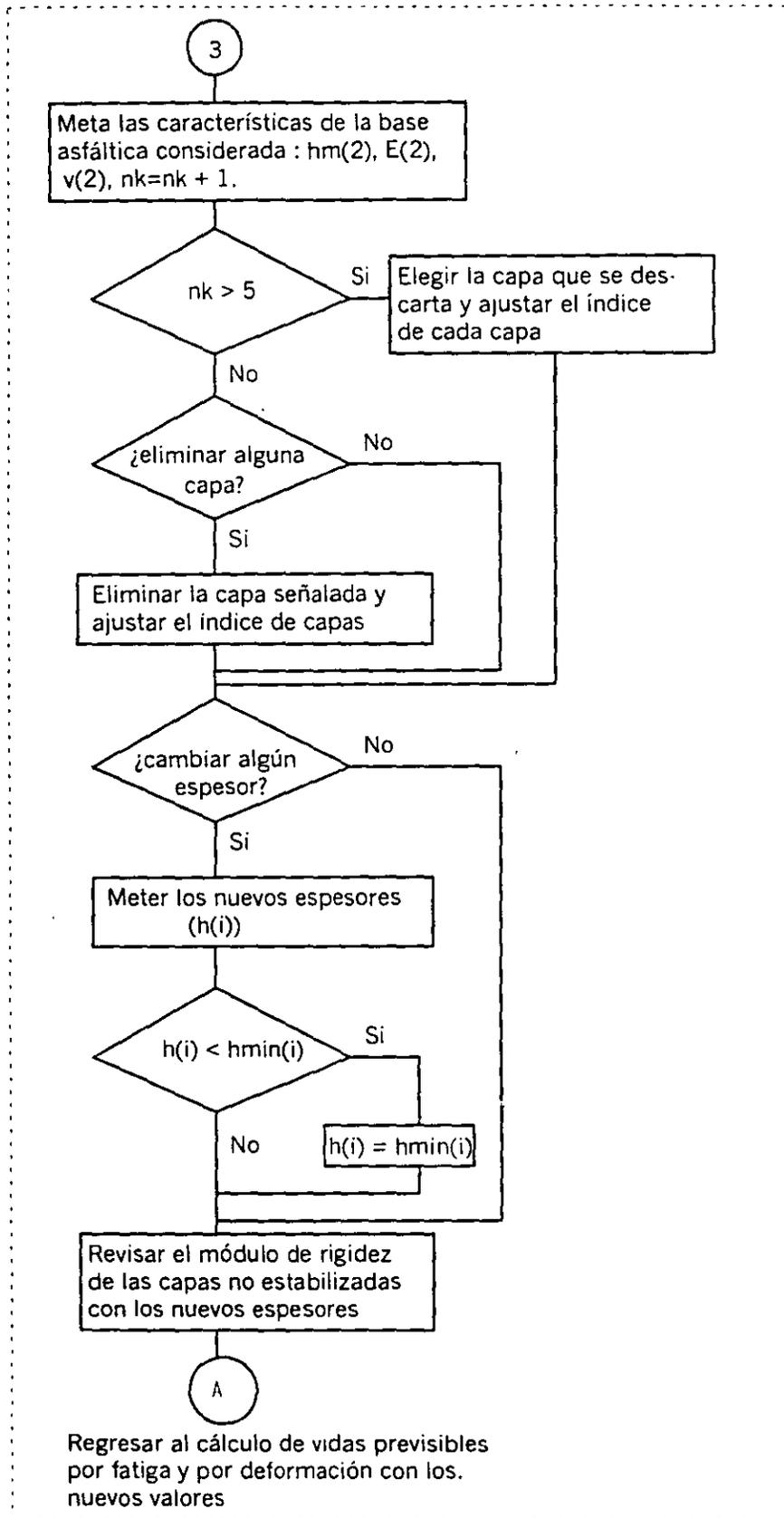


Opción 1
(cambiar propiedades de las capas asfálticas)



Opción 2
(cambio de espesores)

Figura 6. Sexta parte del diagrama de flujo del programa de diseño.



Opción 3
(emplear una base
asfáltica)

Figura 7. Séptima parte del diagrama de flujo del programa de diseño.

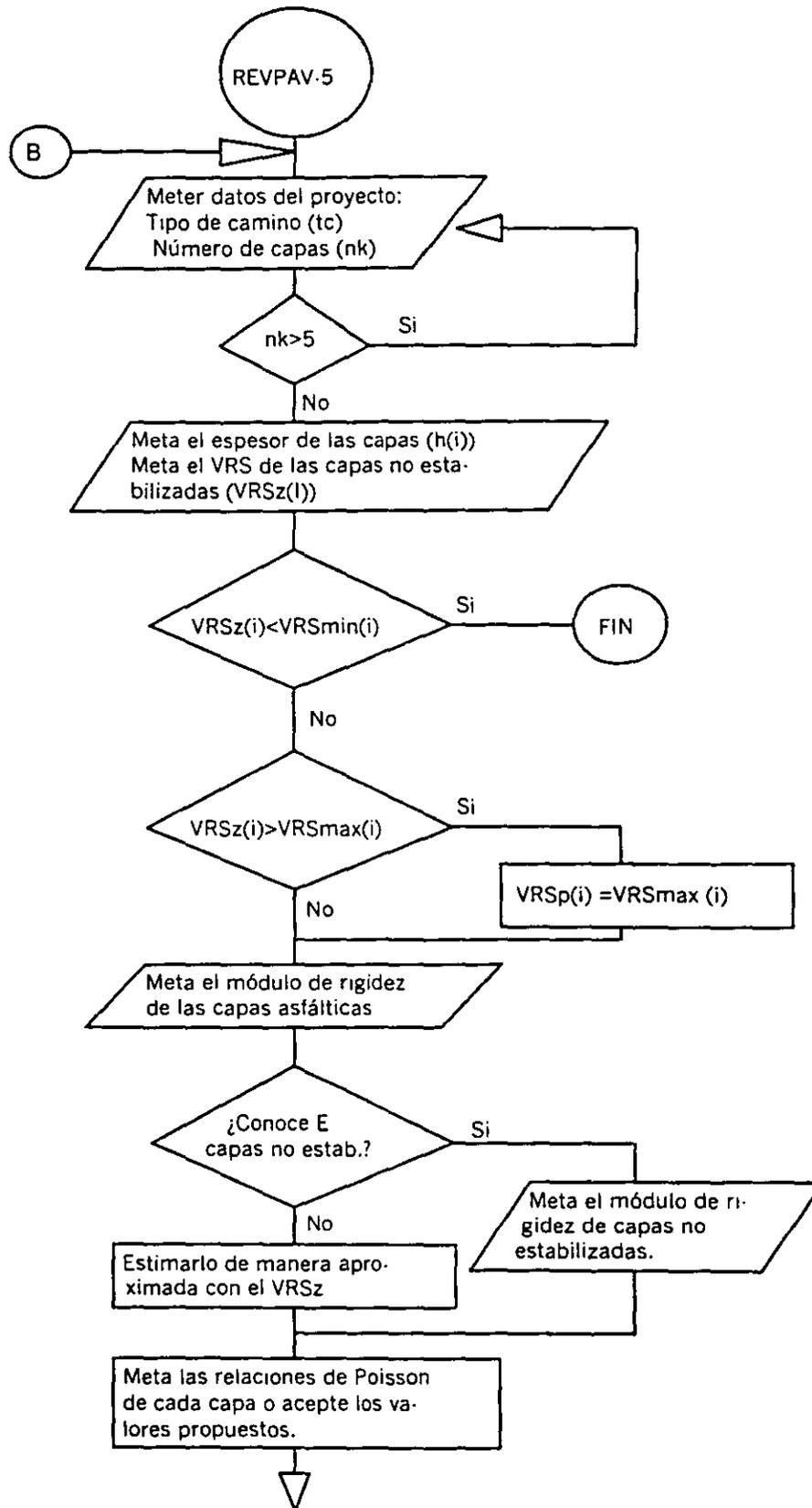


Figura 8. Primera parte del diagrama de flujo del subprograma para revisión de pavimentos.

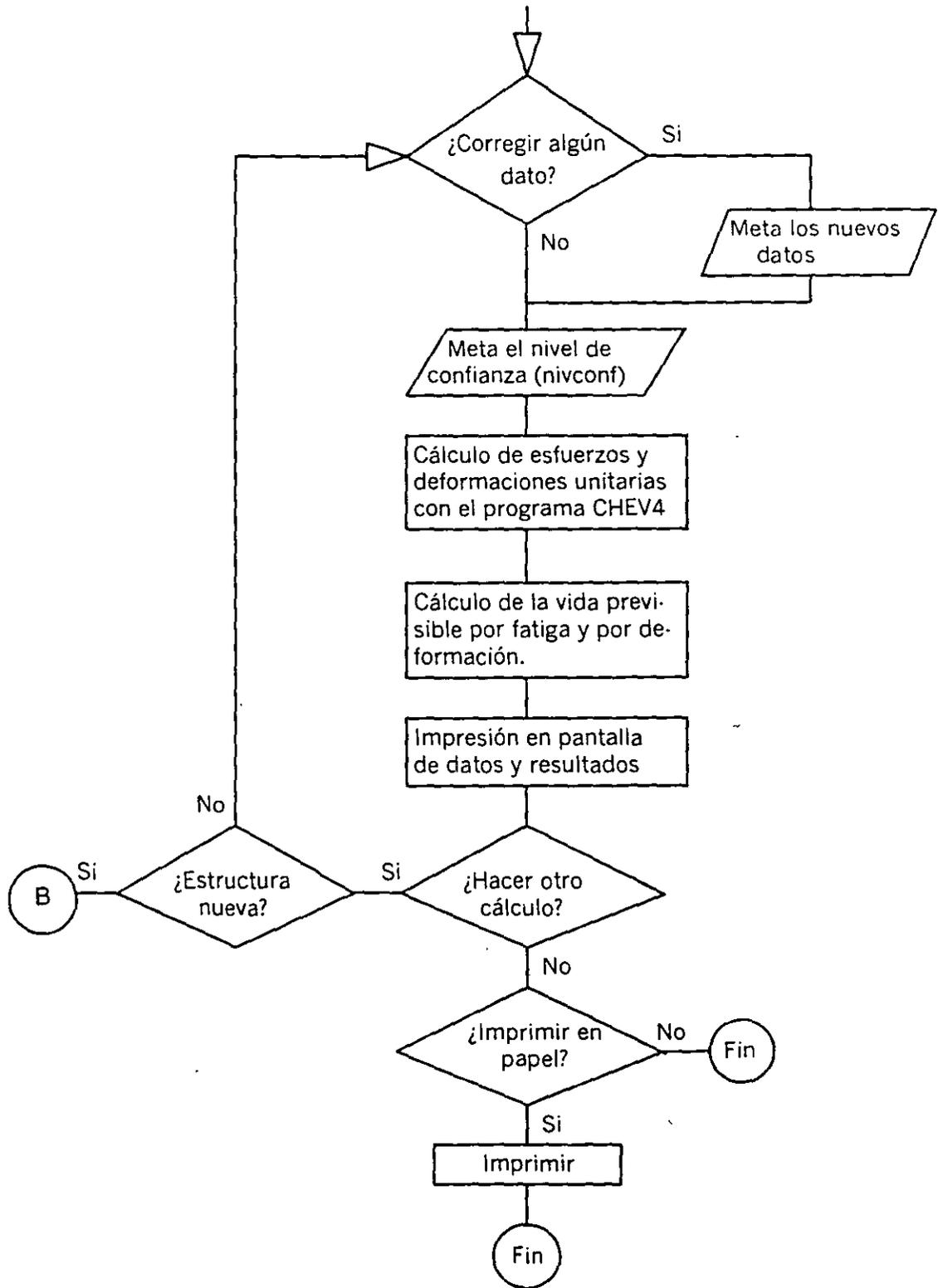


Figura 9. Segunda parte del diagrama de flujo del subprograma para pavimentos.

7.2 Diagrama de flujo del programa TRANSITO5

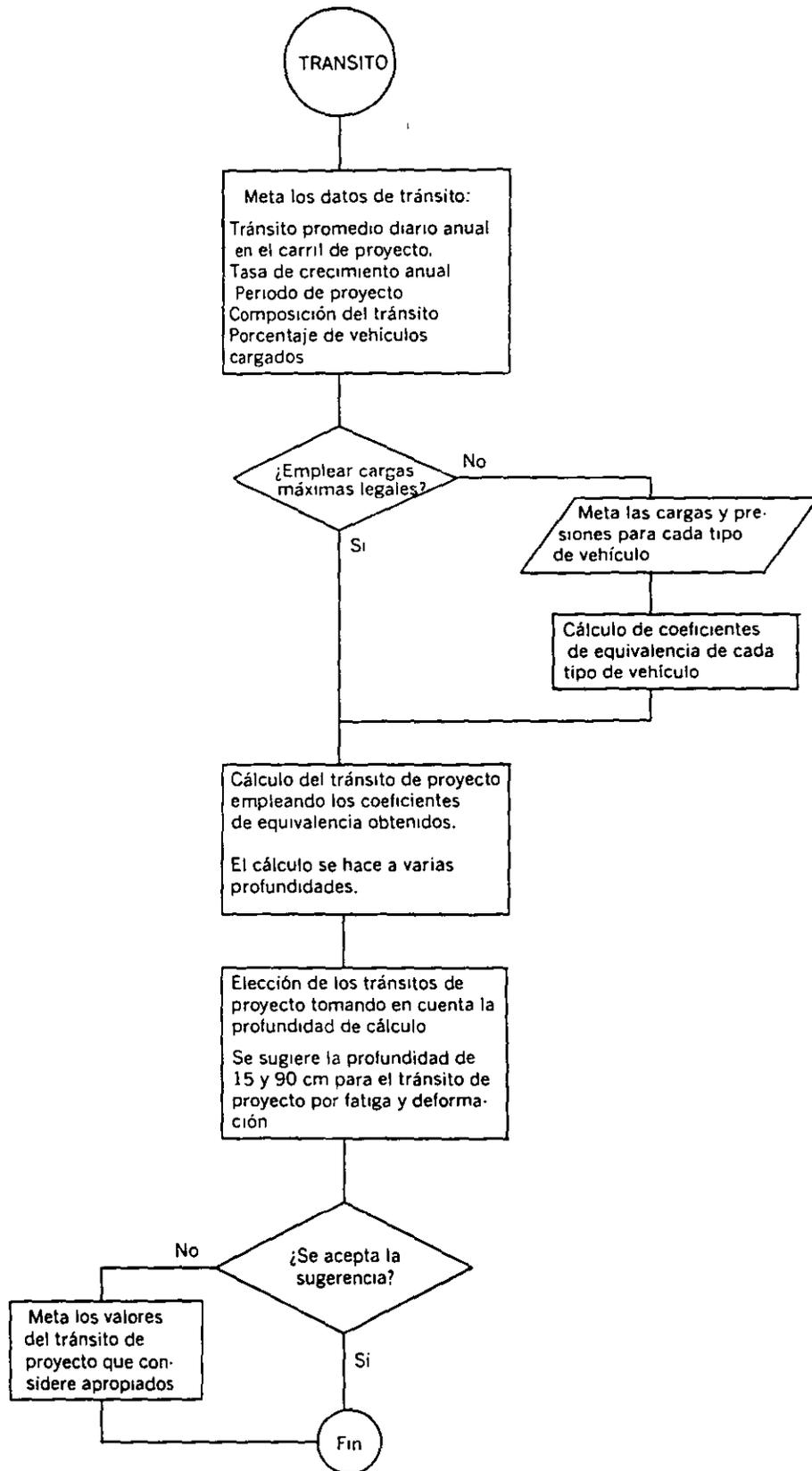


Figura 10. Diagrama de flujo del subprograma TRANSITO

7.3 Diagrama de flujo del programa MODULO-5

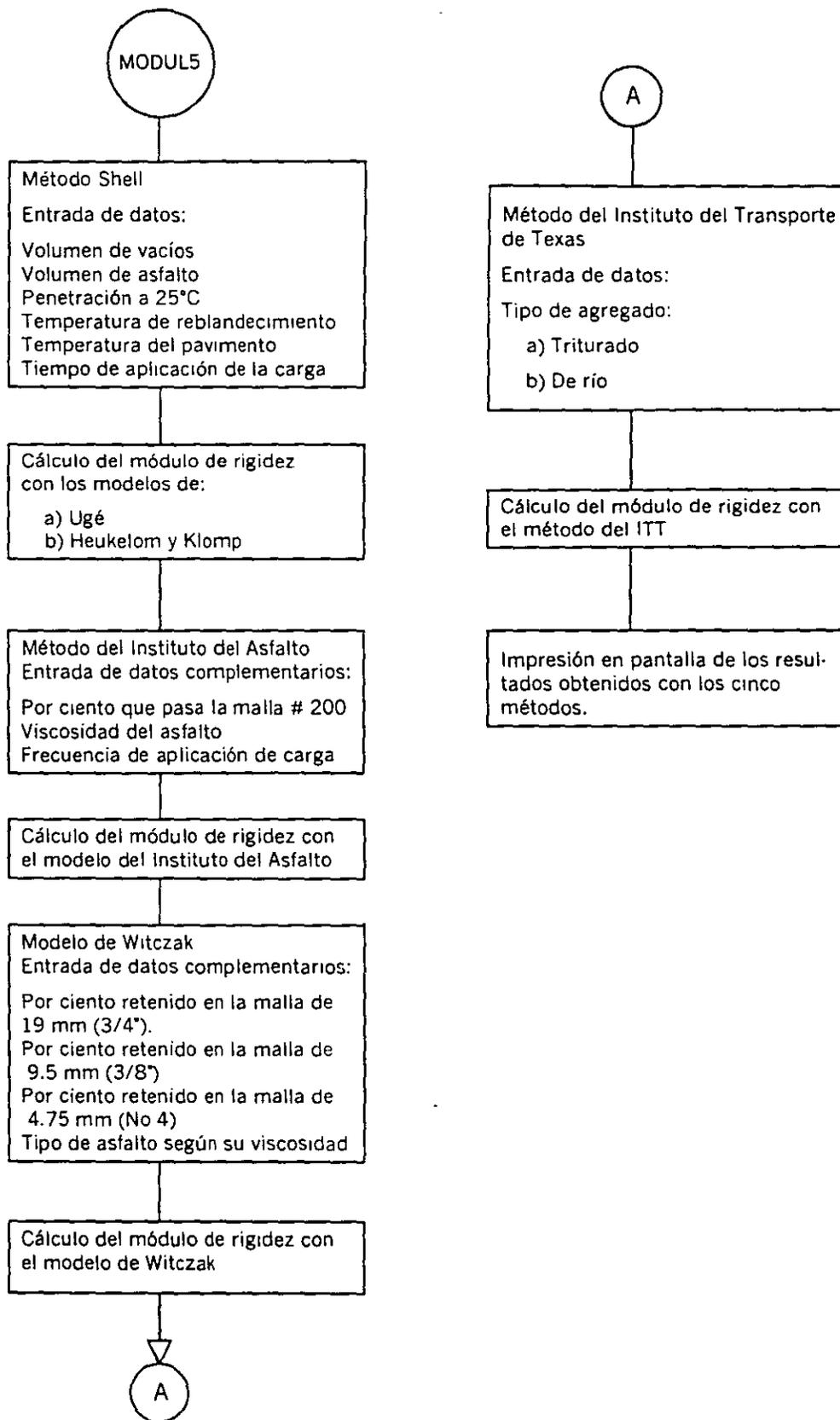


Figura 11. Diagrama de flujo del programa MODULO-5.

8. EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Se presentan tres ejemplos de aplicación del método de diseño, el primero es el diseño del pavimento de un camino con tránsito pesado, el segundo es el diseño de un camino con tránsito bajo, y el tercero es la revisión de la vida de un pavimento ya existente.

8.1 Ejemplo 1

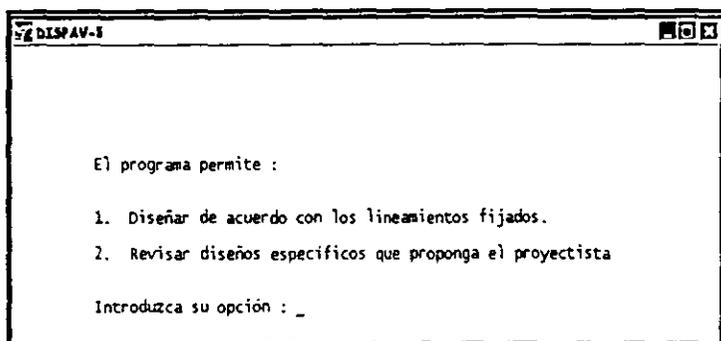
Se quiere obtener el diseño del pavimento para un camino importante, con un volumen de tránsito alto. Se tienen las características de resistencia de los materiales considerados en el proyecto: VRSz de suelos y módulo de rigidez de la capa asfáltica. También se cuenta con los datos del tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto así como la composición de dicho tránsito; la tasa de crecimiento anual del tránsito se estima en cuatro por ciento y el periodo de proyecto es de diez años.

A continuación se seguirá paso a paso el procedimiento de diseño del pavimento mostrando el texto de la pantalla de la computadora para mejor comprensión del mismo.

Tipo de procedimiento

El programa permite revisar la vida previsible de un diseño conocido, o determinar los espesores de capa requeridos, para un tránsito de proyecto dado y con los materiales con que se cuenta.

En este caso se va a obtener el diseño de espesores, a partir de las características del tránsito y de los materiales disponibles, por lo que se elige la opción 1.



Tipo de diseño

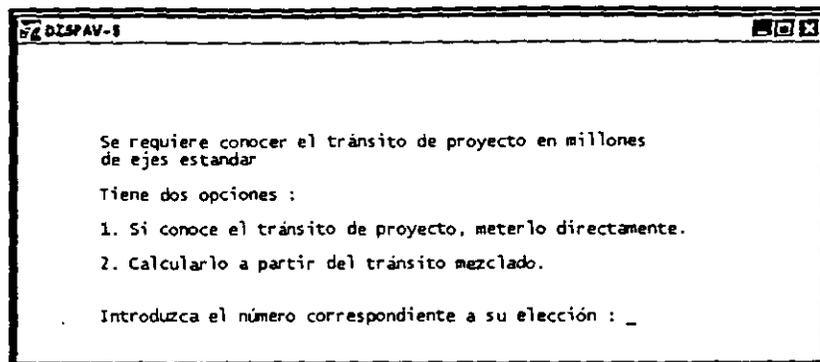
Ahora se debe elegir el tipo de camino según la importancia e intensidad del tránsito que vaya a tener durante la vida del proyecto.

Como el camino es importante, con un tránsito de vehículos muy grande, se considera que lo adecuado es aplicar el diseño de altas especificaciones, de manera que se mantenga un buen nivel de servicio en todo el periodo de proyecto.

Tránsito de proyecto

El programa permite introducir directamente el tránsito de proyecto, en ejes estándar de 8.2 toneladas métricas, en caso de ser conocido. También se puede calcular el tránsito de proyecto a partir de los datos del tránsito promedio diario anual, en el carril de proyecto, y de su composición por tipo de vehículo.

En este ejemplo se calcula el tránsito de proyecto a partir de la composición del tránsito mezclado, por lo que se elige la segunda opción.



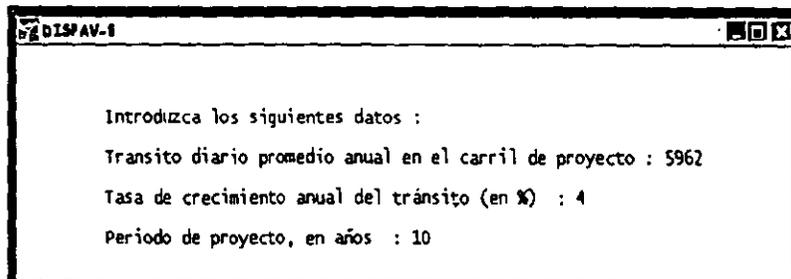
Datos del tránsito

Se requiere del tránsito diario promedio anual en el carril de proyecto considerando el coeficiente direccional y la distribución por carriles.

La tasa de crecimiento anual debe estimarse mediante un análisis estadístico. En este caso se emplearon los resultados obtenidos en muestras tomadas en la red nacional por el Instituto Mexicano del Transporte.

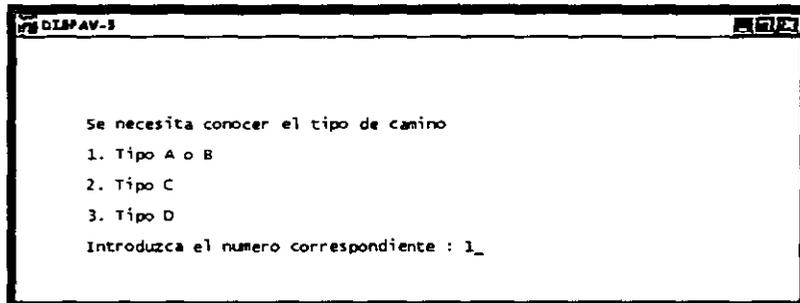
También se requiere el periodo de diseño del pavimento, en años.

A continuación se muestra la carátula de la pantalla y los datos introducidos para este ejemplo:



Tipo de camino

Para efecto de las cargas máximas legales en los vehículos comerciales, en la siguiente carátula se consideran especificaciones de un camino de tipo A, según la clasificación SCT.



```
DISPAV-3

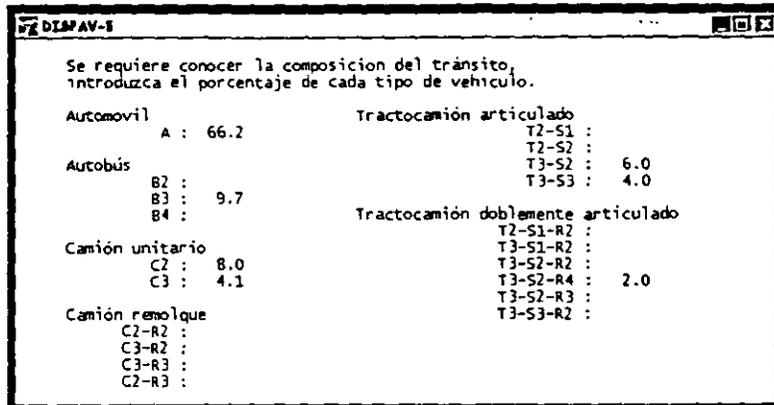
Se necesita conocer el tipo de camino
1. Tipo A o B
2. Tipo C
3. Tipo D
Introduzca el numero correspondiente : 1_
```

Composición del tránsito

Tomando en cuenta la información obtenida de datos viales se considera la siguiente distribución del tránsito para el ejemplo.

Los vehículos que no aparecen en siguiente tabla no se tomarán en cuenta de aquí en adelante. La suma de los porcentajes debe ser 100; de lo contrario se deberán volver a introducir los datos correspondientes.

Distribución del Tránsito Mezclado	
Tipo de vehículo	Porcentaje
A	66.2
B3	9.7
C2	8.0
C3	4.1
T3-S2	6.0
T3-S3	4.0
T3-S2-R4	2.0



Carga de los vehículos comerciales

El programa permite considerar los diferentes porcentajes de vehículos cargados para cada uno de los tipos de vehículos que se consideran en la composición del tránsito, o emplear un porcentaje constante para todos los vehículos comerciales.

En este ejemplo se supone que el 70% de los vehículos comerciales circulan cargados y 30% circulan vacíos. Dicho porcentaje de camiones cargados se puede obtener por medio de muestras en la carretera de interés, o empleando los resultados obtenidos en muestras tomadas en la red nacional

El programa presenta la carga máxima legal, en cada eje, para el tipo de camino de proyecto (A, B, C, o D) por cada tipo de vehículo incluido, y se pide al proyectista que la modifique si tiene información al respecto, o que la ratifique en caso contrario. Es decir, el proyectista tiene la opción de introducir el peso estimado para cada uno de los ejes de los vehículos comerciales considerados

También se requiere la presión de las llantas de los vehículos, el programa incluye las presiones admisibles en la norma oficial. En caso de que el proyectista conozca las presiones reales debe hacerlo, tomando en cuenta que dicha presión debe medirse después de haber transitado el vehículo suficiente tiempo.

Es conveniente destacar que las presiones de contacto de las llantas tienen un efecto significativo en las capas cercanas a la superficie de rodamiento.

En el ejemplo se han tomado las cargas y presiones máximas reglamentarias, presentadas inicialmente por el programa DISPAV-5. En la siguiente carátula se muestra, como ejemplo, el camión T3-S2.

Camión T3-S2			
Eje	1	2	3
Tipo	Sencillo	Doble	Doble
Carga*	6.5	19.5	18.0
Presión**	6.0	6.0	6.0

* Carga total del eje, sencillo, doble, triple, en toneladas
 ** Presión de inflado en condiciones de servicio, en kg/cm²

Se han indicado las cargas máximas legales por eje, en toneladas, según aparecen en el decreto publicado el 7 de enero de 1997 (en algunos casos la carga por eje se ajustó para no sobrepasar la carga máxima total del vehículo). Puede modificarlas de acuerdo con su proyecto.

¿Quiere hacer modificaciones? (s/n) : n

A continuación el programa calcula y presenta los coeficientes de equivalencia (o de daño relativo) para cada vehículo, como se muestra en la siguiente figura para un tractor con semirremolque T3-S2.

COEFICIENTES DE EQUIVALENCIA DEL VEHICULO CARGADO						
Camión T3-S2						
EJE	PROFUNDIDAD					
	5	15	30	60	90	120
1	1.12	0.62	0.37	0.29	0.28	0.27
2	2.50	3.30	3.34	4.34	4.61	4.72
3	2.46	2.78	2.42	2.87	2.98	3.03
TOTAL	6.08	6.70	6.13	7.50	7.87	8.02

Para continuar oprima cualquier tecla

Por último el programa calcula el tránsito acumulado de proyecto (N) a diferentes profundidades, tomando en cuenta los coeficientes de equivalencia de cada vehículo, el tránsito diario promedio, la distribución del tránsito, la tasa de crecimiento anual y el periodo de proyecto.

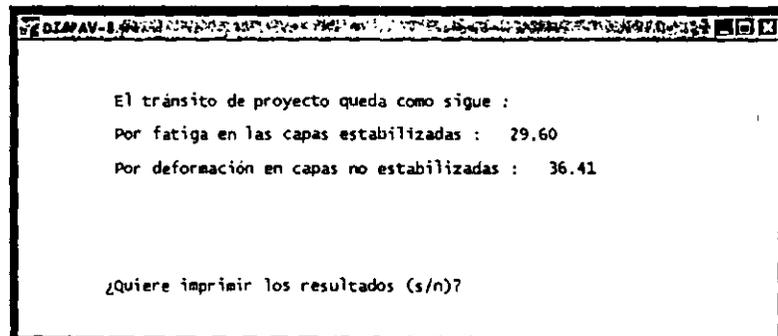
Para el cálculo de la vida por agrietamiento de fatiga en las capas asfálticas, se recomienda tomar como tránsito acumulado de proyecto el determinado a una profundidad de 15 cm.

Para calcular el espesor de la sección estructural del pavimento por deformación permanente (Δ_{20}) se recomienda utilizar el obtenido a una profundidad de 90 cm.

Sin embargo, el proyectista puede elegir el tránsito acumulado de proyecto, de acuerdo con las características del camino, y aplicando su criterio, para cualquiera de las profundidades calculadas, tanto por fatiga como por deformación permanente.

Debe recordarse que el tránsito de proyecto se presenta en millones de ejes estándar de 8.2 toneladas métricas por eje sencillo (18,000 libras) de acuerdo con la costumbre internacional.

Una vez elegida la profundidad de cálculo para los coeficientes de daño por vehículo, aparece la carátula siguiente:



Conviene que el proyectista imprima o apunte estos datos, para no tener que recalcular el tránsito de proyecto, en caso de que tenga que estudiar otras alternativas para el mismo estudio.

Propiedades de los materiales disponibles para el proyecto

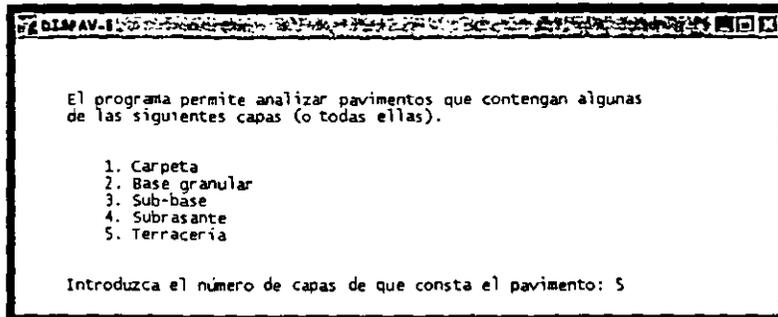
El proyectista debe partir de un anteproyecto de la sección estructural del pavimento, es decir cuales capas y que tipo de materiales planea incluir. El programa considera un máximo de cinco capas, incluyendo la terracería, lo cual es conveniente para un diseño estructural adecuado y confiable.

La inclusión de bases estabilizadas con asfalto se contempla después de encontrar el diseño empleando una carpeta asfáltica.

En este programa no se consideran capas estabilizadas con cemento, las cuales se incorporarán en una versión posterior que incluye pavimentos semirrígidos y la cual está en la etapa de revisión final.

Para la elección de las diferentes capas del pavimento conviene tomar en cuenta que la deformación unitaria de tensión, en la parte inferior de la carpeta asfáltica, depende de manera importante de la rigidez de la capa de apoyo. Conviene que la capa debajo de la carpeta asfáltica sea de buena calidad, y que no pierda rigidez en la época de lluvias, por lo que es recomendable emplear bases granulares adecuadas.

En el ejemplo se decide explorar la posibilidad de un diseño con carpeta asfáltica; base granular; sub-base; subrasante; y terracería. Es decir, un proyecto con las cinco capas que se admiten, por lo que se introduce el número 5.



El VRSz estimado se debe establecer considerando la compactación a que se van a colocar los materiales, así como las condiciones de humedad previsible durante la vida de servicio del camino.

También deben hacerse consideraciones estadísticas de manera que el valor medio obtenido se ajuste por un factor de seguridad. Se sugiere emplear: $VRSz = \overline{VRS} (1 - CV)$.

En la expresión anterior C es un factor que depende del nivel de confianza deseado. Para fines prácticos, puede considerarse una distribución normal en la resistencia. Por ejemplo, si se desea un nivel de confianza de 80 por ciento, entonces $C = 0.84$.

Por su parte 'V' es el coeficiente de variación de la resistencia. Si no tiene suficiente información para estimarlo se puede emplear un valor alrededor de 0.3, que se considera aceptable para una construcción de buena calidad.

Los valores de proyecto considerados en este ejemplo son los siguientes:

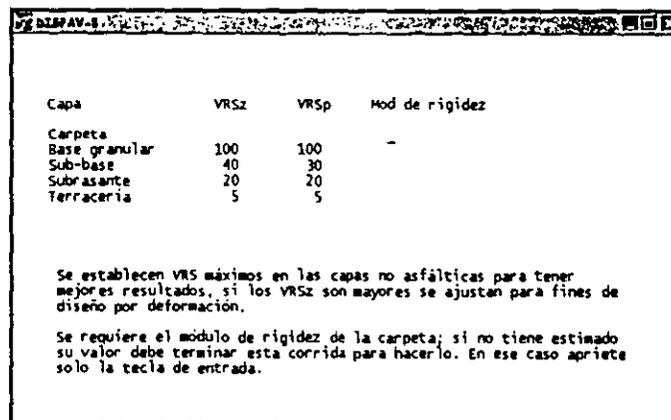
Capa	VRSz	VRSp	Mod elast.
Carpeta			
Base granular	100		
Sub-base	40		
Subrasante	20		
Terraceria	5		

El método establece valores mínimos y máximos para el VRSz, con el propósito de obtener espesores adecuados cuando éste excede los umbrales máximos o mínimos convenientes de los materiales empleados.

En el Manual del Usuario aparece una tabla con los límites establecidos, de acuerdo con la experiencia obtenida en las investigaciones desarrolladas. El valor de proyecto se designa como VRSp

En caso de que se propongan valores inferiores a los mínimos admisibles, el programa se detiene y el proyectista debe replantear el proyecto con otros materiales. En caso de que se propongan valores mayores a los máximos, el programa toma el valor máximo admisible como el VRSp, aunque registra el valor propuesto por el proyectista para emplearlo en la estimación del módulo de rigidez de la capa correspondiente, en caso de requerirse.

En el ejemplo los valores propuestos están en el intervalo aceptable, excepto la sub-base que se ajusta a un VRSp = 30:



Capa	VRSz	VRSp	Mod de rigidez
Carpeta			-
Base granular	100	100	
Sub-base	40	30	
Subrasante	20	20	
Terracería	5	5	

Se establecen VRS máximos en las capas no asfálticas para tener mejores resultados, si los VRSz son mayores se ajustan para fines de diseño por deformación.

Se requiere el módulo de rigidez de la carpeta; si no tiene estimado su valor debe terminar esta corrida para hacerlo. En ese caso apriete solo la tecla de entrada.

Módulos de rigidez de los materiales

Para el cálculo de esfuerzos, deformaciones unitarias, y desplazamientos verticales, se requieren los módulos de rigidez de todas las capas.

En el caso de la carpeta asfáltica, si el proyectista no tiene información de laboratorio para establecer el módulo dinámico de rigidez del concreto asfáltico, puede emplear el programa MODULO para estimarlo aproximadamente a partir de relaciones volumétricas. Los datos obtenidos generalmente tienen variaciones significativas y deben emplearse únicamente como una guía cualitativa.

Se hace notar que la estimación del módulo de rigidez de proyecto es un problema difícil que requiere de un análisis amplio y del buen criterio del proyectista. En efecto, el módulo de rigidez cambia de manera significativa con varios factores, entre ellos la temperatura y la velocidad de aplicación de las cargas de las ruedas de los vehículos. A esto debe agregarse el efecto dinámico vertical, que altera las cargas estáticas.

Por lo anterior, se recomienda dividir el período de diseño en etapas climáticas típicas, y realizar pruebas dinámicas de laboratorio para estimar los módulos de rigidez en diferentes condiciones. El módulo de rigidez de proyecto puede estimarse ponderando los daños producidos en diferentes etapas y aplicando la ley de Miner.

En consecuencia, la estimación de los módulos de rigidez de los diferentes materiales debe considerarse con mucho cuidado, para evitar fallas debido a una apreciación inadecuada de las características mecánicas de los materiales.

Para el caso de los materiales no estabilizados con asfalto, las recomendaciones son similares. Por tanto se insiste en realizar un buen control de laboratorio, tomando en cuenta que la compactación, el contenido de agua, y los efectos climáticos, modifican de manera significativa el comportamiento de los materiales.

En caso de que el proyectista no pueda obtener los módulos de rigidez de los materiales no aglutinados en pruebas de laboratorio, o en el campo, el programa permite estimarlos de manera aproximada, con la expresión: $E = 130 \text{ VRSz}^{0.7}$.

En el ejemplo se supone conocido el módulo de rigidez de la carpeta y se estima el módulo de rigidez de las otras capas, a partir del VRSz.

Capa	VRSz	VRSp	Mod de rigidez
Carpeta			30000
Base granular	100	100	3265
Sub-base	40	30	1719
Subrasante	20	20	1058
Terracería	5	5	401

Se han sugerido algunos valores como módulos de rigidez de capas no estabilizadas. Esos valores se obtuvieron de: $E=130 \text{ VRSz}^{0.7}$. Esta ecuación se obtiene para condiciones generales, pero puede requerir adecuaciones en casos particulares.

¿Quiere hacer cambios en algún valor? (s/n)

Relación de Poisson

El programa propone relaciones de Poisson para cada tipo de material, Si el proyectista tiene información confiable que indique que el valor es diferente al anotado puede modificarlo.

Capa	VRSz	VRSp	Mod de rigidez	Poisson
Carpeta			30000	0.35
Base granular	100	100	3265	0.35
Sub-base	40	30	1719	0.45
Subrasante	20	20	1058	0.45
Terracería	5	5	401	0.45

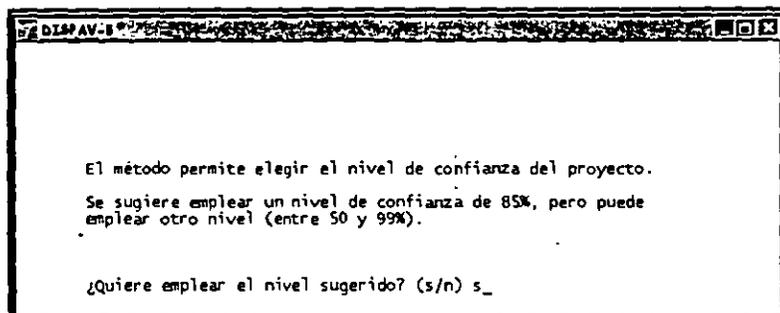
Se proponen valores para las relaciones de Poisson de cada capa, puede modificarlas si así lo desea.

¿Acepta los valores propuestos? (s/n) s_

En este ejemplo se aceptan los valores propuestos.

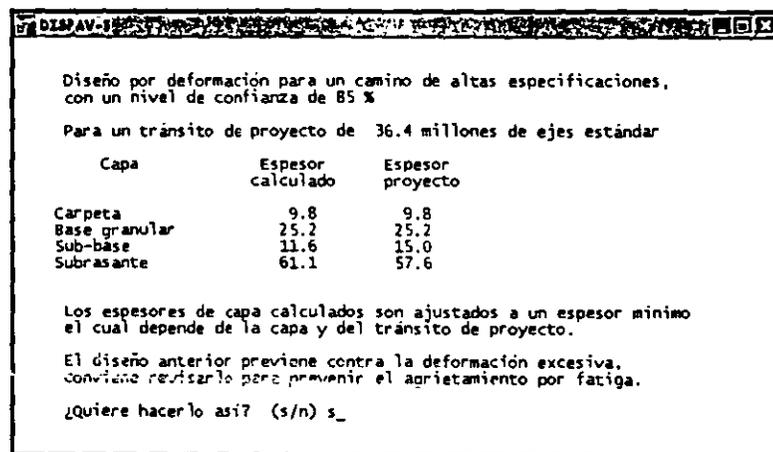
Nivel de confianza

El programa permite elegir el nivel de confianza del proyecto, entre 50 y 99%, se sugiere el empleo de un nivel de 85%. En el ejemplo se acepta el nivel propuesto de 85 por ciento.



Diseño por deformación

Una vez concluida la entrada de información el programa calcula los espesores requeridos para evitar la falla prematura por deformación de las capas no estabilizadas con asfalto. El diseño obtenido es el siguiente:



El programa ha revisado que los espesores obtenidos sean mayores que los valores mínimos establecidos para este tipo de camino y este tránsito de proyecto; en el caso de que alguna capa hubiera tenido un espesor menor al mínimo, el diseño se ajusta al valor mínimo y en las capas inferiores se deduce ese incremento (Ver procedimiento de diseño, página 15).

En este caso el espesor de sub-base calculado es de 11.6 y se ha incrementado al espesor mínimo de 15 cm, en consecuencia el espesor de subrasante calculado se ha disminuido en la misma cantidad.

Puede observarse que los espesores no se han redondeado. Se espera que el proyectista haga eso posteriormente, usando su criterio.

Diseño por fatiga en las capas asfálticas

La vida previsible por fatiga se basa en las deformaciones unitarias generadas en la parte inferior de la carpeta asfáltica de la estructura obtenida en el paso anterior. Se emplea el modelo de fatiga correspondiente al tipo de camino elegido.

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V	Vida previsible	
Carpeta	9.8		30000	0.35	Def	Fatiga
Base granular	25.2	100.0	3265	0.35	36.4	3.2
Sub-base	15.0	40.0	1719	0.45	36.4	
Subrasante	57.6	20.0	1058	0.45	67.1	
Terracería	Semi-inf	5.0	401	0.45	36.4	
		Vida previsible		Tránsito proyecto		
Deformación		36.4		36.4		
Fatiga		3.2		29.6		
El diseño no es adecuado.						
Tiene usted cuatro opciones:				1. cambiar módulo de carpeta 2. cambiar espesores 3. emplear base asfáltica. 4. salir del programa		
Introduzca el número que corresponde a su opción: _						

El resultado de la revisión indica que la vida previsible es inferior al tránsito de proyecto por fatiga:

Se requiere modificar el diseño para que la vida previsible coincida, aproximadamente, con el tránsito de proyecto. El programa proporciona cuatro opciones al usuario.

En este ejemplo se presentan dos soluciones al diseño. En la primera se mantienen las capas consideradas actualmente (CA/ BG/ SB/ SR) y se modifica el grueso de la carpeta hasta encontrar un espesor que proporcione una vida previsible igual al tránsito de proyecto por fatiga.

En la segunda solución se considera incluir una base estabilizada con asfalto.

Solución 1

Se elige la opción 2 de la carátula, y se incrementa el espesor de la carpeta a 17 cm. Se pueden reducir o no, algunos espesores de las capas inferiores. En este caso se disminuye el espesor de base a 20 cm y el de subrasante a 50 cm.

Después del nuevo cálculo se obtiene el siguiente resultado.

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm2	V I	Vida previsible	
Carpeta	17.0		30000	0.35	Def	Fatiga
Base granular	20.0	100.0	3265	0.35	> 150	21.0
Sub-base	15.0	40.0	1719	0.45	> 150	
Subrasante	50.0	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf	5.0	401	0.45		44.3
		Vida previsible		Tránsito proyecto		
Deformación		44.3		36.4		
Fatiga		21.0		29.6		
El diseño no es adecuado.						
Tiene usted cuatro opciones:				1. cambiar módulo de carpeta		
				2. cambiar espesores		
				3. emplear base asfáltica.		
				4. salir del programa		
Introduzca el número que corresponde a su opción:						

Se observa que aun no se alcanza la vida de proyecto por fatiga, por lo que se incrementa el espesor de carpeta en 2 cm más. El nuevo diseño, y el resultado del cálculo de vida previsible, queda de la siguiente manera:

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H	VRSz	E	V	Vida previsible	
	cm	%	kg/cm ²		Def	Fatiga
Carpeta	19.0		30000	0.35		33.9
Base granular	20.0	100.0	3265	0.35	> 150	
Sub-base	15.0	40.0	1719	0.45	> 150	
Subrasante	50.0	20.0	1058	0.45	> 150	
Terraceria	Semi-inf	5.0	401	0.45		64.8
		Vida previsible		Tránsito proyecto		
Deformación			64.8			36.4
Fatiga			33.9			29.6
La vida previsible es mayor que el tránsito de proyecto. Tolerancia = Tránsito de proyecto +/- 10%.						
Tiene usted cuatro opciones:						
				1. cambiar módulo de carpeta		
				2. cambiar espesores		
				3. emplear base asfáltica.		
				4. salir del programa		
Introduzca el número que corresponde a su opción:						

En este caso la vida previsible es un poco mayor que el tránsito de proyecto, por lo que se puede disminuir ligeramente el espesor de la carpeta:

Utilizando una carpeta de 18 cm, la vida previsible del nuevo diseño es:

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H	VRSz	E	V	Vida previsible	
	cm	%	kg/cm ²		Def	Fatiga
Carpeta	18.0		30000	0.35		26.7
Base granular	20.0	100.0	3265	0.35	> 150	
Sub-base	15.0	40.0	1719	0.45	> 150	
Subrasante	50.0	20.0	1058	0.45	> 150	
Terraceria	Semi-inf	5.0	401	0.45		53.6
		Vida previsible		Tránsito proyecto		
Deformación			53.6			36.4
Fatiga			26.7			29.6
La vida previsible es cercana o mayor que la vida de proyecto el diseño parece adecuado. La tolerancia es +/- 10% del tránsito de proyecto critico.						
¿Quiere explorar otras alternativas? (s/n)						

La vida previsible es ahora menor que el tránsito de proyecto, aunque la diferencia es menor que 10% del tránsito de proyecto, lo que se considera tolerable. Queda a criterio del proyectista definir si el espesor de carpeta es de 18, 19, o 18.5 cm.

Solución 2 - Alternativa de solución empleando base asfáltica.

Para incluir una base asfáltica en el diseño se debe contestar afirmativamente (s) a la opción de explorar otras alternativas. Al hacerlo así aparecen nuevamente las cuatro opciones para continuar el diseño, de éstas se debe seleccionar la opción número 3.

Propiedades de la base asfáltica

Se requiere iniciar los cálculos con un espesor inicial para la nueva capa. Dicho valor se puede fijar por las consideraciones mínimas de espesor, tomando en cuenta el tamaño máximo de agregado, tránsito de proyecto, etc. También puede suponerse a partir de las características estructurales del proyecto, estimadas con los resultados anteriores.

También es necesario proporcionar el módulo de rigidez de la nueva capa y la relación de Poisson como se muestra a continuación, en donde se introdujeron, respectivamente, los valores de 20,000 y 0.35 para el módulo de rigidez y la relación de Poisson.

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO				
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %				
Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V
Carpeta	18.0		30000	0.35
Base asfáltica	10.0		20000	0.35
Base granular	20.0	100.0	3265	0.35
Sub-base	20.0	40.0	1719	0.45
Subrasante	50.0	20.0	1058	0.45
Terracería	Semi-inf	5.0	401	0.45

Por limitaciones del modelo el número de capas analizadas debe limitarse a un máximo de cinco, por tanto tiene que eliminar alguna de las capas no asfálticas

Introduzca el número de capa que elimina (contada de arriba hacia abajo) 3

Revisión del número de capas

El máximo número de capas que se puede analizar es cinco. Si ese número se sobrepasa, como en este ejemplo, se debe eliminar una de ellas. Para decidir cual capa se elimina se deben considerar aspectos de la economía del proyecto y de la conveniencia estructural.

Desde el punto de vista estructural se debe recordar que el comportamiento de la base asfáltica va a estar influida de manera significativa por la rigidez de la capa subyacente a ella, desde ese punto de vista puede ser conveniente mantener la base granular (CA/ BA/ BG/ SR/ TERR); sin embargo esta solución es más costosa que la de emplear una sub-base debajo de la base asfáltica (CA/ BA/ SB/ SR/ TERR).

En este ejemplo se decide eliminar la capa de base granular y construir la base asfáltica sobre la sub-base con $VRSz = 40$ (CA/ BA/ SB/ SR/ TERR). Para eliminar esa capa, se debe introducir el número tres, que corresponde a la capa de base granular contando de arriba hacia abajo.

Ajuste de espesores

Como se ha añadido una capa de base asfáltica con 10 cm de espesor se considera que se puede reducir el espesor de alguna(s) capa(s).

En este ejemplo se reduce la carpeta asfáltica a 10 cm. Con los nuevos espesores se repite el cálculo para determinar la vida previsible de la estructura, obteniendo los siguientes resultados.

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V	Vida previsible	
					Def	Fatiga
Carpeta	10.0		30000	0.35		> 150
Base asfáltica	10.0		20000	0.35		4.8
Sub-base	15.0	40.0	1719	0.45	7.9	
Subrasante	50.0	20.0	1058	0.45	20.0	
Terracería	Semi-inf	5.0	401	0.45	8.8	
		Vida previsible		Tránsito proyecto		
Deformación		7.9		36.4		
Fatiga		4.8		29.6		
El diseño no es adecuado.						
Tiene usted tres opciones:						
				1. cambiar módulo de capas asf.		
				2. cambiar espesores		
				4. salir del programa		
Introduzca el número que corresponde a su opción: _						

La vida previsible con este diseño es inferior a la vida de proyecto, tanto por fatiga como por deformación; se decide incrementar el espesor de la base asfáltica en 5 cm, con el resultado siguiente.

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO						
Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %						
Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V	Vida previsible	
					Def	Fatiga
Carpeta	10.0		30000	0.35		> 150
Base asfáltica	15.0		20000	0.35		16.9
Sub-base	15.0	40.0	1719	0.45	62.1	
Subrasante	50.0	20.0	1058	0.45	102.7	
Terracería	Semi-inf	5.0	401	0.45	22.3	
		Vida previsible		Tránsito proyecto		
Deformación		22.3		36.4		
Fatiga		16.9		29.6		
El diseño no es adecuado.						
Tiene usted tres opciones:						
				1. cambiar módulo de capas asf.		
				2. cambiar espesores		
				4. salir del programa		
Introduzca el número que corresponde a su opción:						

La vida previsible sigue siendo inferior al tránsito de proyecto, se incrementa el espesor de la base asfáltica en 3 cm más. y se obtiene el siguiente resultado:

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %

Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V	Vida previsible	
					Def	Fatiga
Carpeta	10.0		30000	0.35		> 150
Base asfáltica	18.0		20000	0.35		34.1
Sub-base	15.0	40.0	1719	0.45	> 150	
Subrasante	50.0	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf	5.0	401	0.45	37.7	

	Vida previsible	Tránsito proyecto
Deformación	37.7	36.4
Fatiga	34.1	29.6

La vida previsible es cercana o mayor que la vida de proyecto el diseño parece adecuado. La tolerancia es +/- 10% del tránsito de proyecto crítico.

¿Quiere explorar otras alternativas? (s/n)

Como la vida previsible es ahora mayor que el tránsito de proyecto, se estudia la alternativa de disminuir el espesor de la base asfáltica en un centímetro.

DATOS Y RESULTADOS DEL DISEÑO

Camino de altas especificaciones. Nivel de confianza en el diseño : 85 %

Capa	H cm	VRSz %	E kg/cm ²	V	Vida previsible	
					Def	Fatiga
Carpeta	10.0		30000	0.35		> 150
Base asfáltica	17.0		20000	0.35		27.1
Sub-base	15.0	40.0	1719	0.45	130.6	
Subrasante	50.0	20.0	1058	0.45	> 150	
Terracería	Semi-inf	5.0	401	0.45	31.7	

	Vida previsible	Tránsito proyecto
Deformación	31.7	36.4
Fatiga	27.1	29.6

El diseño no es adecuado.

Tiene usted tres opciones:

1. cambiar módulo de capas asf.
2. cambiar espesores
4. salir del programa

Introduzca el número que corresponde a su opción: _

La vida previsible por fatiga es inferior al tránsito de proyecto, sin embargo, la diferencia no es exagerada. La vida previsible por deformación permanente es ligeramente inferior al tránsito de proyecto correspondiente.

A partir de lo anterior se tienen dos alternativas de diseño:

ALTERNATIVAS DE DISEÑO

Capa	Espesores, en cm	
Carpeta asfáltica	18	10
Base asfáltica	---	18
Base granular	20	-
Sub-base	15	15
Subrasante	50	50

Nótese que estas son solamente dos de las posibles soluciones al proyecto. El método no da un diseño único de pavimento, solo proporciona una herramienta sencilla para que el proyectista analice las soluciones que él conciba.

8.2 Ejemplo 2

Se tiene un camino secundario, con tránsito relativamente ligero, se quiere diseñar un pavimento con un periodo de proyecto de diez años. Como es un camino secundario, que permite tener actividades de conservación sin provocar interrupciones graves del tránsito, se piensa diseñar un pavimento para un camino "normal".

El procedimiento para este diseño es similar al ejemplo anterior, por lo que no se realiza una explicación detallada en cada etapa del diseño.

Tipo de procedimiento

En este caso se va a obtener el diseño de espesores, a partir de las características del tránsito y de los materiales disponibles, por lo que se elige la opción 1. Diseñar de acuerdo con lineamientos generales.

Tipo de diseño

Se considera el diseño "normal", es decir al término del periodo de proyecto el camino tendrá deformaciones en la rodada del orden de 2.5 cm, y posiblemente requiera una actividad de conservación rutinaria amplia.

Tránsito de proyecto

En este ejemplo se vuelve a calcular el tránsito de proyecto a partir de los siguientes datos de tránsito y composición de vehicular.

Datos del tránsito

Tránsito promedio diario anual en el carril de proyecto: 1050

Tasa de crecimiento anual del tránsito en el periodo de proyecto, en por ciento: 4

Periodo de proyecto, en años: 10

Composición del tránsito:

Tipo de vehículo	Porcentaje
A	73.2
B3	7.6
C2	7.0
C3	6.1
T3-S2	2.8
T3-S3	1.4
T3-S2-R4	1.9

Carga de los vehículos comerciales

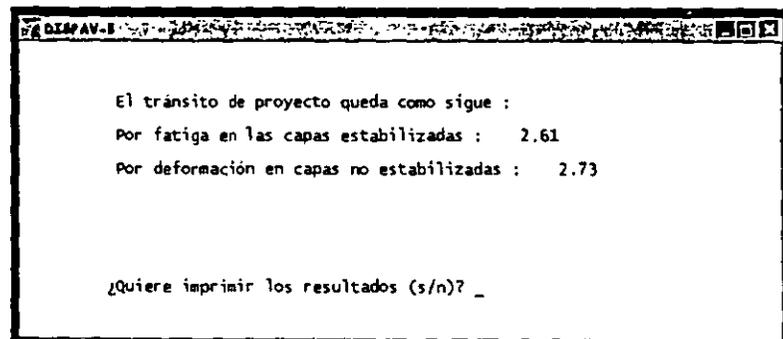
Para efecto de cargas máximas legales en los vehículos comerciales se considera que el camino es del tipo C.

En este ejemplo se supone que el 65% de los vehículos comerciales circulan cargados y 35% circulan vacíos. Este porcentaje de camiones cargados se puede obtener por medio de muestras en la carretera de interés, o empleando los resultados obtenidos en muestras tomadas en la red nacional por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, y por el Instituto Mexicano del Transporte, IMT.

En el ejemplo se han tomado simplemente las cargas y presiones propuestas en el programa.

A continuación el programa calcula, y presenta los coeficientes de equivalencia de cada vehículo, y al final calcula el tránsito en ejes estándar a diferentes profundidades. Siguiendo la recomendación, se toma como tránsito de proyecto por fatiga en las capas asfálticas el tránsito obtenido a una profundidad de 15 cm, y para deformación permanente el obtenido a una profundidad de 60 cm; sin embargo el proyectista puede elegir el tránsito en otra de las profundidades calculadas.

Tránsito de proyecto resultante (en millones de ejes estándar):



Propiedades de los materiales disponibles para el proyecto

En el ejemplo se decide explorar la posibilidad de un diseño con carpeta asfáltica / base granular / sub-base / subrasante / terracería, por lo que se debe elegir un número de capas igual a cinco.

Valor relativo de soporte de los materiales no aglutinados

El VRS_z estimado en el lugar, durante la vida de servicio de la carretera, se debe establecer considerando la compactación a que se van a colocar los materiales. Deben tomarse en cuenta las condiciones de humedad previsible en el largo plazo así como la posibilidad de condiciones críticas que puedan afectar al pavimento.

También deben hacerse consideraciones estadísticas de manera que el valor promedio obtenido se ajuste por un factor de seguridad, se sugiere emplear $VRS_z = VRS_{medio}(1-CV)$.

Los valores de proyecto considerados en este ejemplo son los mismos del ejemplo anterior:

Capa	VRS_z
Base granular	100
Sub-base	40
Subrasante	20
Terracería	5

En este ejemplo los valores propuestos están en el intervalo aceptable, excepto la sub-base que se ajusta a $VRSp = 30$:

Capa	VRS _z	VRS _p
Base granular	100	100
Sub-base	40	30
Subrasante	20	20
Terracería	5	5

Módulos de rigidez de los materiales

Para el cálculo de esfuerzos y deformaciones unitarias se requieren los módulos de rigidez de todas las capas.

En el ejemplo se supone conocido el módulo de rigidez de la carpeta y se estima el módulo de rigidez de las otras capas, a partir del VRS_z. Los módulos empleados son:

Capa	VRS _z	VRS _p	Mod de rigidez
Carpeta			30000
Base granular	100	100	3265
Sub-base	40	30	1719
Subrasante	20	20	1058
Terracería	5	5	401

Se han sugerido algunos valores como módulos de rigidez de capas no estabilizadas. Esos valores se obtuvieron de: $E=130 \text{ VRS}_{A.7}$. Esta ecuación se obtiene para condiciones generales, pero puede requerir adecuaciones en casos particulares.

¿Quiere hacer cambios en algún valor? (s/n)

Relación de Poisson

El programa propone relaciones de Poisson para cada tipo de material si el proyectista tiene información confiable que indique que el valor es diferente al anotado puede modificarlo.

En este ejemplo se aceptan los valores propuestos.

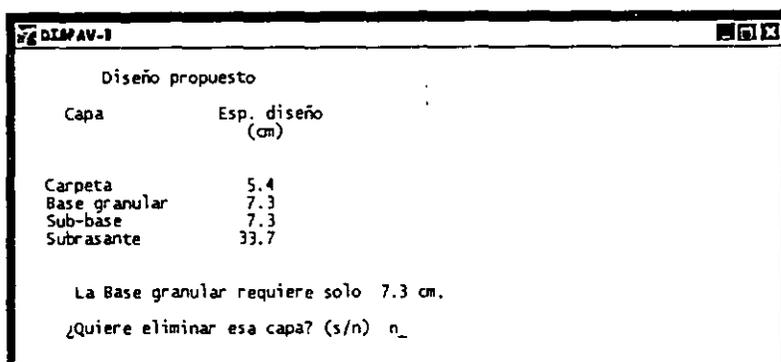
Nivel de confianza

Se acepta el nivel propuesto de 85%.

Diseño por deformación

Una vez concluida la entrada de información el programa calcula los espesores requeridos para evitar la falla prematura por deformación de las capas no estabilizadas con asfalto. El diseño obtenido es el siguiente:

Al calcular los espesores se ha llegado a algunos que no son aceptables, simplemente por razones prácticas de construcción, como en la base granular y sub-base.



DISEÑO-1

Diseño propuesto

Capa	Esp. diseño (cm)
Carpeta	5.4
Base granular	7.3
Sub-base	7.3
Subrasante	33.7

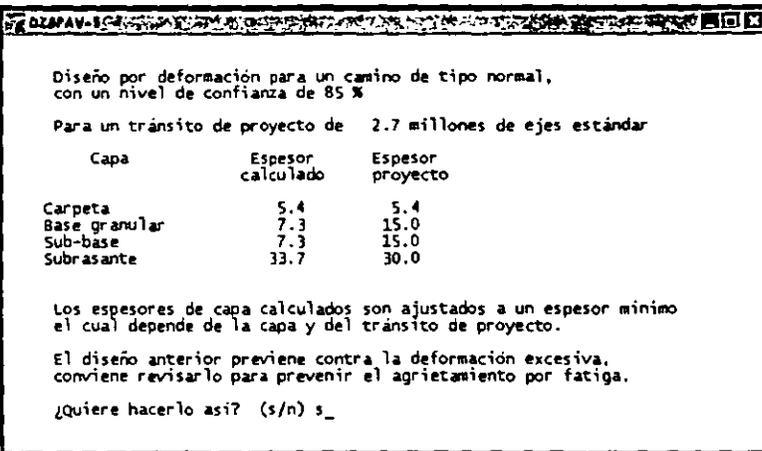
La Base granular requiere solo 7.3 cm.
¿Quiere eliminar esa capa? (s/n) n_

El programa permite que el diseñador elimine alguna de esas capas y pregunta al proyectista si las desea eliminar.

Como se dijo antes el comportamiento por fatiga de la carpeta asfáltica está influido fuertemente por la rigidez de la capa subyacente, por lo que no es recomendable eliminar la capa de base. Por otra parte la rigidez de la capa de base a su vez está influida por la rigidez de la capa inferior. El programa emplea, como guía, la relación deseable de módulos desarrollada por los Laboratorios de Investigación Shell, la cual es compatible con las

investigaciones realizadas por los autores en numerosos tramos de prueba del país y en la pista circular del Instituto de Ingeniería, UNAM.

Tomando en cuenta lo anterior no se considera recomendable eliminar ninguna de las dos capas. El programa emplea los espesores mínimos establecidos en el Método de Diseño y ajusta el espesor de la subrasante a su valor mínimo. El diseño queda como sigue:



Diseño por deformación para un camino de tipo normal,
con un nivel de confianza de 85 %

Para un tránsito de proyecto de 2.7 millones de ejes estándar

Capa	Espesor calculado	Espesor proyecto
Carpeta	5.4	5.4
Base granular	7.3	15.0
Sub-base	7.3	15.0
Subrasante	33.7	30.0

Los espesores de capa calculados son ajustados a un espesor mínimo el cual depende de la capa y del tránsito de proyecto.

El diseño anterior previene contra la deformación excesiva, conviene revisarlo para prevenir el agrietamiento por fatiga.

¿Quiere hacerlo así? (s/n) s_

Observe que el espesor de carpeta no se ha redondeado, se espera que el proyectista haga eso posteriormente, usando su criterio.

Diseño por fatiga en las capas asfálticas

La vida previsible por fatiga se basa en las deformaciones unitarias generadas en la parte inferior de la carpeta asfáltica de la estructura obtenida en el paso anterior; se emplea el modelo de fatiga correspondiente al tipo de camino.

El resultado de la revisión indica que la vida previsible es inferior al tránsito de proyecto por fatiga:

Resultados de la revisión

	Vida previsible	Tránsito de proyecto
Deformación	2.7	2.7
Fatiga	2.3	2.6

Se requiere modificar el diseño para que la vida previsible coincida, aproximadamente, con el tránsito de proyecto.

Se tienen cuatro opciones:

1. Cambiar el módulo de rigidez de la carpeta. Esto implica modificar la calidad del concreto asfáltico previsto.
2. Cambiar los espesores de las capas consideradas en el actual proyecto. fundamentalmente el espesor de carpeta asfáltica.
3. Emplear una base asfáltica.
4. Terminar el programa y replantear todo el proyecto de nuevo.

Se elige el número 2 para indicar la opción elegida, y se incrementa el espesor de la carpeta:

Capa	Espesor anterior	Espesor modificado
Carpeta asfáltica	5.4	7.0
Base granular	15.0	15.0
Sub-base	15.0	15.0
Subrasante	30.0	30.0

La vida previsible con el nuevo diseño es:

	Vida previsible	Tránsito de proyecto
Deformación	7.3	2.7
Fatiga	2.4	2.6

Se observa que la vida previsible por fatiga se acerca al tránsito de proyecto, de hecho la diferencia está dentro de la tolerancia. El diseño puede quedar de esta manera, o incrementar ligeramente el espesor de la carpeta:

Capa	Espesor
Carpeta asfáltica	7.5
Base granular	15
Sub-base	15
Subrasante	30

La vida previsible ahora es:

\mathcal{I} :	Vida previsible	Tránsito de proyecto
Deformación	10.2	2.7
Fatiga	2.6	2.6

El diseño puede quedar con 7 ó 7.5 cm de carpeta.

Obsérvese que para efectos de deformación la vida previsible está sobrada, por lo que el proyectista puede estudiar otras alternativas de diseño, que satisfagan los requisitos estructurales y que puedan ser más económicas.

Se vuelve a enfatizar que el proyectista no debe considerar que el programa DISPAV-5 es el que proporciona el diseño, éste es responsabilidad del proyectista que propone alternativas de diseño y el programa es solamente una herramienta de análisis.

8.3 Ejemplo 3

Se quiere revisar la vida previsible del pavimento mostrado en la figura:

8.4 cm	Concreto asfáltico		$E = 35\,000 \text{ kg/cm}^2$
9.3 cm	Mezcla asfáltica		$E = 22\,000 \text{ kg/cm}^2$
21.5 cm	Base granular	VRSz = 95%	$E^* = 3\,150 \text{ kg/cm}^2$
39.2 cm	Subrasante	VRSz = 25%	$E^* = 1\,240 \text{ kg/cm}^2$
	Terracería	VRSz = 6%	$E^* = 456 \text{ kg/cm}^2$

E^* Módulo de rigidez estimado empleando el VRSz

Los espesores de cada capa y los VRSz se han medido directamente en el lugar, los módulos de rigidez de las capas no aglutinadas se han estimado a partir del VRSz y los de las capas asfálticas se han medido en el laboratorio, empleando corazones de las capas.

Tipo de procedimiento

El programa permite:

1. Diseñar
2. Revisar

En este ejemplo se revisará la vida previsible de una estructura dada, por lo que se introduce la opción 2.

Tipo de camino

Se tienen dos opciones de revisión según el estado de servicio terminal, al final del periodo de proyecto. Si se desea que al término de la vida previsible la deformación sea del orden de 1 cm, con agrietamiento ligero a medio, entonces debe elegir la revisión de camino de altas especificaciones. Si se puede aceptar que la deformación en la rodada sea del orden de 2.5 cm, con posible agrietamiento generalizado, al final de la vida previsible, entonces debe elegir un camino normal.

En este caso se elige revisar como si fuera un camino de altas especificaciones.

Se introduce la opción 1.

Tipo de estructura

Se indica cuales son las capas que constituyen el pavimento que se va a revisar.

Primero se debe indicar el número de capas que lo constituyen, este número no puede ser mayor que cinco, incluyendo la terracería.

Si se tiene un tratamiento superficial, que se considera no tiene una contribución estructural al pavimento, entonces no se incluye dentro de las capas.

Características de los materiales

Primero se introducen los VRSz estimados de los materiales. En el caso de que el VRSz estimado en el lugar para alguna capa sea menor que el mínimo admisible el programa se detiene pues el método no es aplicable para esos materiales. Si el VRSz introducido en alguna capa es mayor al máximo admisible para esa capa, el valor se ajusta al máximo admisible (VRSp), pero el VRSz estimado se emplea en la determinación del módulo de rigidez de dicha capa.

En el ejemplo el VRSz de la subrasante se ha estimado en 25%, este valor es mayor a 20% (valor máximo aceptable para esa capa), por lo que el VRSp de proyecto se considera igual a este último valor, sin embargo el programa retiene el valor de 25% para el caso de que se quiera estimar el módulo de rigidez de esa capa a partir del VRSz.

En el caso de este ejemplo se supone que el proyectista ha medido los módulos de rigidez, obteniendo $35\,000\text{ kg/cm}^2$ para el concreto asfáltico de la superficie de rodamiento y $22\,000\text{ kg/cm}^2$ para la base asfáltica.

En el caso de las capas de materiales no aglutinados, en caso de no contar con una medición directa del módulo de rigidez sobre los materiales se puede estimar el módulo de rigidez aproximadamente con la relación establecida con el VRSz estimado en el lugar.

En este ejemplo se estiman estos módulos de rigidez a partir de los VRSz estimados en el lugar, obteniéndose $3\,150$, $1\,240$ y 456 kg/cm^2 para la base granular, subrasante y terracería, respectivamente.

La vida previsible del pavimento es de aproximadamente 10.9 millones de ejes estándar;. Se alcanza primero la condición de falla por deformación en la rodada (del orden de 1 a 1.2 cm), seguida por el agrietamiento por fatiga, aproximadamente a los 13.2 millones.

9. RECONOCIMIENTO

La presente versión del “*Método de diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones*”, se basa en la información teórico-experimental obtenida en el Programa de Investigación sobre Obras Viales en México, iniciado el año 1962, a través de la Coordinación de Vías Terrestres, del Instituto de Ingeniería, UNAM.

El programa de investigación a largo plazo, se ha realizado con la promoción y patrocinio de la actual Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, mediante etapas anuales con metas específicas para su aplicación práctica.

De manera general, para no cometer omisiones, se agradece la importante colaboración y apoyo de los diferentes Secretarios, Directores Generales, funcionarios y personal técnico de dicha Secretaría de Comunicaciones y Transportes, SCT, la cual ha tenido diferentes nombres (SOP, SAHOP, SCT). La mayor parte de los resultados obtenidos se han incorporado a la práctica de la Secretaría.

En lo que se refiere al Instituto de Ingeniería, UNAM, también se agradece, de manera general, el amplio apoyo recibido de sus Directores, Subdirectores, Personal Académico y Personal Administrativo.

Los autores agradecen a los investigadores Roberto Magallanes Negrete y Carlos Javier Mendoza Escobedo, la lectura del manuscrito y la revisión de la operación práctica del

programa ejecutable DISPAV-5, así como los comentarios correspondientes para su publicación en las *Series del Instituto de Ingeniería, UNAM*.

En el aspecto experimental se ha contado con la colaboración de numeroso personal académico del Instituto a quienes se agradece su apoyo, como ya se mencionó. En la actualidad, se reconoce la colaboración de F. Armando Rangel Ordóñez y de Manuel Carrillo Salcedo, en actividades experimentales tanto en el Laboratorio “Fernando Espinosa Gutiérrez”, de la Coordinación de Vías Terrestres, como en el campo.

Oscar Ringenbach Sanabria, becario de tesis del Instituto colaboró en la revisión de resultados del programa DISPAV-5, comparándolo con otros métodos internacionales vigentes, así como en el Capítulo de Ejemplos.

10. BIBLIOGRAFÍA

- 1 Corro, S y Prado, G, "Diseño estructural de carreteras con pavimento flexible", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe 325, México, D. F. (ene 1974)
- 2 Corro, S, "Recommendations for the structural design of flexible pavements" XVth World Road Congress, *Permanent International Association of Road Congresses*, Question II, Mexico, D. F. (oct 1975). Sobretiro *Series del Instituto de Ingeniería*, Informe E-35, *Instituto de Ingeniería, UNAM*, México, D. F. (oct 1978)
- 3 Corro, S, "Diseño de pavimentos flexibles. Comportamiento de los tramos experimentales", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe 240, México, D. F., (ene 1970)
- 4 Corro, S, "Research programme into flexible pavement roads", XVIth World Road Congress, Question II, *Permanent International Association of Road Congresses*, Viena (sep 1979)
- 5 Corro, S y Prado, G, "Criterio de diseño estructural de pavimentos flexibles: Validación mediante pruebas en pista circular y observaciones en carreteras", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe de Investigación a la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México, D. F. (1979)
- 6 Corro, S, Magallanes, R, y Prado, G, "Instructivo para diseño estructural de pavimentos flexibles para carreteras", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, *Series del Instituto de Ingeniería*, Informe 444, (1981)
- 7 Corro, S, "Full scale testing applied to pavement design", International Colloquium: Full Scale Pavement Tests, *Federal Institute of Technology (ETH)*, Technical Report 50, Zürich (1982)

- 8 Corro, S y Prado, G, "Comportamiento de bases granulares para carretera", *Instituto de Ingeniería, UNAM, Series del Instituto de Ingeniería, Informe de Difusión Externa N° DE - 19*, México, D. F. (1985, y 1988 en la serie DE)
- 9 Corro, S, "Efectos del tránsito pesado en pavimentos flexibles - Coeficientes de equivalencia de daño", *Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Memoria del XV Congreso Panamericano de Carreteras (Tomo II)*, México, D. F. (1986)
- 10 Corro, S, y Prado, G, "Comportamiento a fatiga de carpetas asfálticas para carretera", *Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe de Investigación a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, proyectos 4517 / 5523*, México, D. F. (1986)
- 11 LCPC, "Bitumes et enrobés bitumineux", *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Numéro Especial V*, Paris, (1977)
- 12 Ugé, P, Gest, G, Gravois, A, y Bonnaure, F, "Nouvelle méthode de calcul de mélanges bitumineux", *Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Numéro Especial V*, Paris, (1977)
- 13 Witczak, M W, y Fonseca, O A, "Revised predictive model for dynamic (complex) modulus of asphalt mixtures", *TRB Record 1540, Transportation Research Board, National Research Council*, Washington, D.C.
- 14 Shain, M Y, y McCullough, B F, "Stiffness history of asphalt concrete in roads", *HRB Record N° 466 Highway Research Board, National Research Council*, Washington, D.C., (1973)
- 15 The Asphalt Institute, "Circular relativa a la estimación de la viscosidad en términos de la prueba de penetración en asfaltos", *The Asphalt Institute*, College Park, Maryland.
- 16 Corro, S, Prado, G y Rangel, A "Caracterización y comportamiento de materiales. Mezclas asfálticas con agregados de río y de basalto triturado", *Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe de Investigación a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes*, México, D. F. (1988)
- 17 Corro, S, "Practical design of flexible pavements", *XVIIIth World Road Congress, Permanent International Association of Road Congresses, Question II*, Bruselas (sep 1987)
- 18 Corro, S y Prado, G, "Proyecto estructural de pavimentos", *Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe de Investigación a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Tomos I y II, proyectos 6512 / 7522*, México D. F. (1988)

- 19 Corro, S y Prado, G, "Proyectos de investigación dirigidos al desarrollo tecnológico. Estudio del método actualizado de diseño de pavimentos. Segunda Parte D. F.", *Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe de Investigación a la Secretaría de Comunicaciones y Transportes N° 9529. México, D. F. (dic 1992)
- 20 De Jong, D L, Peutz, M G F, y Korswagen, A R, "Computer program BISAR - Layered systems under normal and tangential loads", *Koninklijke / Shell - Laboratorium, Shell Research*, Amsterdam, (1973)
- 21 Abbot, L M, "CHEV4 - Stresses and strains in layered systems", *NITRR, CSIR, CITRAN*, Manual P4, Pretoria, (1977)
- 22 "ELSYM5 - Interactive microcomputer version", *Research Development and Technology, Turner Research Center, FHWA*, McLean, Virginia,. Distribuido por McTrans, University of Florida, (dic 1986)
- 23 ASTM, "Annual book of standards - 04.08 Soil and rock; Dimension stone; Geosynthetics", *American Society for Testing and Materials*", Filadelfia, (1992 y ediciones posteriores)
- 24 ASTM, "Annual book of standards - 04.03 Road and paving materials; Pavement management technology", *American Society for Testing and Materials*", Filadelfia, (1992 y ediciones posteriores)
- 25 IMT, "Datos viales de la red nacional", *Instituto Mexicano del Transporte*, Sanfandila, Querétaro, (Publicación más reciente en el momento de su empleo)
- 26 TRB, "Strength and deformation characteristics of pavement structures" *Transportation Research Board, National Research Council*, Record N° 1384, Washington, D. C., (1993)
- 27 TRB, "Backcalculation of pavement moduli, 1991" *Transportation Research Board, National Research Council*, Record N° 1293, Washington, D. C., (1991)
- 28 TRB, "Nondestructive deflection testing and backcalculation for pavements - Proceedings of a symposium" *Transportation Research Board, National Research Council*, Record N° 1377, Washington, D. C., (1992)
- 29 Nunn, M E; Brown, A; y Nicholls, J C, "Design of long-life pavements for heavy traffic", *Transport Research Laboratory*, Crowthorne, Berkshire, U.K.
- 30 Nunn, M E, y Smith, T, "Road trials of high modulus base for heavily trafficked roads", *Transport Research Laboratory*, Crowthorne, Berkshire, U.K.

- 31 MOPU, Instrucción 6.1-I.C. y 6.2-I.C., "Secciones de firme", *Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo*, Madrid, (1990)
- 32 AASHTO "Guide for design of pavement structures", *American Association of State Highway Officials*, Washington, D.C., (1993)
- 33 SETRA / LCPC, "French design manual for pavement structures – Guide technique", *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées / Service d'Etudes Techniques des Routes*, Paris, (1997)
- 34 "Shell pavement design manual – Asphalt pavements and overlays for road traffic", *Shell international Petroleum Company Limited*, Londres, (1978)
- 35 "Addendum for the Shell pavement design manual", *Shell international Petroleum Company Limited*, Londres, (1985)
- 36 Corro, S y Prado, G, y Rangel, A, "Diseño estructural de pavimentos asfálticos, incluyendo carreteras de altas especificaciones", *Series de Instituto de Ingeniería, UNAM*, Informe 598. México, D. F. (dic 1997)

ISSN 0188-7297

**INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE
SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES**

**PAVIMENTOS FLEXIBLES. PROBLEMÁTICA,
METODOLOGÍAS DE DISEÑO Y TENDENCIAS**

**Publicación Técnica No. 104
Sanfandila, Qro. 1998**

El presente trabajo fue realizado en el Instituto Mexicano del Transporte por el M. en I. Alfonso Rico Rodríguez, el M. en C. Rodolfo Téllez Gutiérrez y el Dr. Paul Garnica Anguas, investigadores de la Institución.

Se reconoce la colaboración de los ingenieros Sergio Alberto Damián Hernández y Mario Arriaga Patiño, investigadores titulares del IMT, para la realización de algunos cálculos y la preparación final del trabajo.

Resumen.

En este trabajo se considera la problemática general del comportamiento de los pavimentos flexibles, con estructura usual dentro de la práctica mexicana. En primer lugar se discute el papel fundamental que juegan las características del comportamiento mecánico de los materiales térreos utilizados dentro del comportamiento general, considerando el efecto del tránsito y los que provienen del intemperismo y del efecto del agua.

Después se describen los 4 métodos de diseño más utilizados en México; a saber, el método propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el del Catálogo Técnico de uso en España, el propuesto por el Instituto Norteamericano del Asfalto y, finalmente, el propuesto por la AASHTO. Se comparan resultados.

En la última parte, se presenta un panorama general y un análisis crítico de algunas de las investigaciones que sobre el comportamiento y diseño de pavimentos se están llevando a cabo a nivel internacional.

Abstract.

In this work the authors consider the general behavior of asphalt pavement structures in the Mexican highway network. The importance of the mechanical behavior of soils and their role in the pavement performance are discussed. Some design factors as traffic, loading and environment are considered.

The principal pavement design methods employed in Mexico are described; the analysis take into account the design procedures proposed by the Asphalt Institute, AASHTO, the Spanish Catalogue and the method of the Engineering Institute of the Universidad Nacional Autónoma de México. The results are compared.

Finally, a general view and a critical analysis of some of the actual research programs on pavement behavior and design are presented.

Resumen Ejecutivo.

En este trabajo se considera la problemática general del comportamiento de los pavimentos flexibles, con estructura usual dentro de la práctica mexicana. El punto de vista básico utilizado para el análisis es el comportamiento geotécnico de tal estructura.

En primer lugar se discute el papel fundamental que juegan características del comportamiento mecánico de los materiales térreos utilizados, dentro del comportamiento general, considerando el efecto del tránsito y los que provienen del intemperismo y del efecto del agua.

A partir del hecho de que se reconoce que no existe en la actualidad un método de análisis y diseño de pavimentos flexibles que esté basado en teorías propias y coherentes, se mencionan algunas de las circunstancias del trabajo más influyentes en el comportamiento final.

Se analizan los principales criterios que deben regir la utilización de materiales de distinta naturaleza dentro de la estructuración general y la influencia de las características geotécnicas de los materiales del conjunto. Se proponen estrategias para la ordenación de las diferentes capas que configuran el pavimento total. También se analiza la influencia que en los costos de conservación y de operación del transporte llega a tener la estructuración que se adopte. Se contemplan esos costos con referencia al de construcción inicial, lo que permite llegar a proponer algunas ideas generales sobre la estructuración del pavimento.

Después, se describen en forma relativamente detallada los 4 métodos de diseño más utilizados en México: a saber, el método propuesto por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, el del Catálogo Técnico de uso en España, el propuesto por el Instituto Norteamericano del Asfalto y, finalmente, el propuesto por la AASHTO.

Resumen Ejecutivo.

Se espera que el detalle de la presentación permita al lector la utilización de tales métodos, pero en cualquier caso se incluye la bibliografía correspondiente.

Los 4 métodos señalados se aplican a algunas situaciones particulares. similares a las que se encuentran en la práctica usual, lo cual hace ver la relativa variedad de resultados que se obtienen. Se detallan las diferencias para varios niveles de tránsito y distintas capacidades en la sección estructural. En seguida se dedica alguna atención al análisis de costos de los pavimentos obtenidos con diferentes métodos.

También se da alguna atención a la evolución relativa de los costos de construcción, conservación y operación correspondientes a distintas soluciones, obtenidas para las mismas condiciones con los diferentes métodos. Como no puede menos de ser, independientemente del método de diseño utilizado, la influencia del costo de operación y, en menor grado, el de conservación, juegan un papel económico muchísimo más importante que el costo de construcción inicial. Se refuerza el criterio que señala un mejor comportamiento y mucho menores costos globales de los pavimentos muy bien contruidos para una situación presente, que sean capaces de afrontar el desarrollo futuro por intervenciones de refuerzo hacia arriba, en adición a lo antes hecho, en comparación a secciones débiles no útiles para la aplicación de esas políticas y necesitadas de frecuentes reconstrucciones.

En seguida se presenta un panorama general y un análisis crítico de algunas de las investigaciones que sobre comportamiento y diseño de pavimentos se están llevando a cabo a nivel internacional. En particular, se describen el programa norteamericano de investigación en carreteras denominado SHRP (*Strategic Highway Research Program*) y el programa europeo llamado FORCE (First OECD Research Common Experiment).

Resumen Ejecutivo.

Se presenta la metodología de los métodos de diseño mecanicistas y se discuten sus inconvenientes. Se destaca que las soluciones teóricas basadas en las teorías de la Elasticidad y la Viscoelasticidad están edificadas sobre hipótesis simplificadoras que no parecen ser satisfactorias para quien tenga experiencia de materiales y de comportamiento de pavimentos. Un análisis detallado muestra que la dispersión en los parámetros involucrados en los modelos de deterioro usuales es elevada, y por lo tanto la confiabilidad que se puede obtener con los métodos de diseño mecanicistas es actualmente muy reducida.

El trabajo resalta la dificultad que existe al tratar de comparar métodos de diseño entre sí. A falta de una teoría científica sobre el comportamiento de los pavimentos, la validación de un método de diseño sólo se puede realizar a partir de la observación empírica del funcionamiento a largo plazo del pavimento. Los criterios utilizados en otros países tienen en consideración las condiciones prevalecientes en esos lugares, tales como clima, proceso constructivo y técnico, materiales, etc.: Por tal motivo no es fácil transferir directamente los métodos desarrollados en esos países a México. Por ello es necesario realizar investigaciones con objeto de obtener métodos adecuados a las condiciones imperantes en nuestro país. Una de éstas investigaciones por realizar sería la normatividad de los materiales utilizados en la construcción de estas obras.

INDICE

	Resumen	V
	Abstract	VII
	Resumen Ejecutivo	IX
I.	PRIMERA PARTE. EL PROBLEMA DE LOS PAVIMENTOS. VISIÓN GENERAL	3
1.	Introducción	3
2.	Costos Asociados a la Tecnología de Pavimentos. Riesgos del Subdiseño	8
3.	Reparto del Riesgo en el Diseño de los Pavimentos Flexibles de las Carreteras	11
4.	Consideraciones sobre los Materiales Frecuentemente Utilizados en las Secciones Estructurales de Carreteras en Pavimento Asfáltico	16
5.	Drenaje y Subdrenaje	23
6.	Comentario Final	24
II.	SEGUNDA PARTE. DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS USUALES DE DISEÑO	27
1.	Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM	27
2.	Método de Diseño Español MOPU - Secciones de Pavimento	38
2.1.	Tránsito	39
2.2.	Subrasante	40
2.3.	Materiales para capas superiores	41
3.	Método de Diseño del Instituto del Asfalto de los EUA	47
3.1.	Estimación del tránsito	47
3.2.	Evaluación de materiales	52
3.3.	Cálculo de espesores de diseño	56
4.	Método de la AASHTO para el Diseño de la Sección Estructural de los Pavimentos	61
4.1.	Método de diseño	61
4.1.1.	Tránsito	62
4.1.2.	Confiabilidad	64
4.1.3.	Desviación estándar global	65
4.1.4.	Módulo de resiliencia efectivo	65
4.1.5.	Pérdida o diferencias entre índices de servicio inicial y final	67
4.2.	Determinación de espesores por capas	68
4.3.	Análisis del diseño final con sistema multicapa	71

III.	TERCERA PARTE. ALGUNAS COMPARACIONES ENTRE MÉTODOS DE DISEÑO	81
1.	Métodos analizados	81
2.	Datos comunes de entrada en los ejemplos	81
IV.	CUARTA PARTE. COSTOS COMPARATIVOS DE SOLUCIONES	89
	Observaciones	92
V.	QUINTA PARTE. INVESTIGACIONES RECIENTES	95
1.	Introducción	95
2.	Programa de Investigación en los Estados Unidos	95
2.1.	Antecedentes	95
2.2.	Asfaltos	96
2.3.	Concreto hidráulico	99
2.4.	Mantenimiento en pavimentos	100
2.5.	Comportamiento de pavimentos a largo plazo	100
3.	Programas de Investigaciones Europeas	101
3.1.	Introducción	101
3.2.	Pavimentos y materiales utilizados	102
3.3.	Comportamiento observado	103
3.4.	Ensayes cruzados	105
4.	Métodos de Diseño Mecanicistas	105
4.1.	Introducción	105
4.2.	Metodología general de los diseños mecanicistas	107
4.2.1.	Configuración del pavimento	108
4.2.2.	Caracterización de materiales	108
4.2.3.	Modelos climáticos	109
4.2.4.	Condiciones de tránsito	111
4.2.5.	Modelos estructurales	111
4.2.6.	Respuesta del pavimento	112
4.2.7.	Análisis de confiabilidad	113
4.2.8.	Modelos de deterioro	113
4.2.9.	Modelos de fracturamiento por fatiga	114
4.2.10.	Modelos de deformación permanente	116
4.2.11.	Diseño final	118
5.	Aproximación Requerida y Dispersión de Resultados en los Métodos Mecanicistas	118
6.	Ejemplos de Aplicación	121
7.	Observaciones	122
VI.	SEXTA PARTE. CONCLUSIONES	125
VII	SÉPTIMA PARTE. REFERENCIAS	129

I.- PRIMERA PARTE. EL PROBLEMA DE LOS PAVIMENTOS. VISIÓN GENERAL.

1.- Introducción.

Debe reconocerse que los pavimentos que México necesita en sus carreteras no son hoy los mismos que fueron en otras épocas. Circunscribiendo las ideas a la red nacional pavimentada, tal como es el objetivo del presente trabajo, debe aceptarse un muy importante cambio de circunstancias entre el momento actual y las épocas en que las carreteras mexicanas empezaron a ser construidas y en que en buena parte se desarrollaron.

La red nacional comenzó a formarse en el sentido actual a partir de la época 1920 - 1930 y creció a un ritmo relativamente moderado hasta 1950. Entre 1950 y 1970, la red fue objeto de un desarrollo muy importante y a partir de 1980 continuó creciendo significativamente, pero probablemente con un gradiente menor, si bien en los últimos años (en el periodo 1990 - 1995) tuvo lugar la incorporación de una red de modernas autopistas con longitud del orden de los 5,000 Km.

En el desarrollo de la red son discernibles tres etapas relativamente bien diferenciadas. En un principio, la motivación fundamental de la planeación fue, conscientemente o por mandato inapelable de la realidad nacional, la integración sociopolítica de la nación. Se construyeron los enlaces carreteros que unen la capital nacional con las capitales estatales, después estas últimas con las principales ciudades de sus estados y con otras capitales estatales y finalmente se comunicaron todas esas localidades con la totalidad de las ciudades importantes del país. De esta manera se logró una integración nacional que garantizó la unidad económica, social y política, a la vez que se lograron las condiciones necesarias para la integración, defensa y homogeneización de la nación.

A esta etapa siguió otra en la que se reconoció que la red anterior, que podría considerarse como la red principal y básica, tendría que ser complementada por una red alimentadora de carácter en gran parte rural y capilar, a fin de lograr un movimiento general más eficiente y de mayor penetración en todo el territorio nacional. De esta manera nació un muy importante número de caminos rurales y secundarios, pavimentados, empedrados, etc., siempre con el requisito de garantizar el tránsito en toda época del año. Esta red complementaria, que deberá expandirse constantemente en el futuro, no será contemplada en su mayor parte en este trabajo, que se refiere únicamente a carreteras pavimentadas con pavimentos asfálticos, que corresponden más bien a la red estatal y federal básicas.

A la segunda etapa arriba descrita siguió lo que podría considerarse como una tercera, en donde el énfasis principal de la construcción se puso en carreteras muy modernas de altas especificaciones, frecuentemente de cuatro y más carriles. En esta etapa se desarrollaron también nuevas formas de financiamiento, responsabilidad y cuidado en conservación y operación, así como se convirtió en rutinaria una política ya bien conocida en el país, de peajes y sistemas para transferir al usuario los costos del programa.

No hay que decir que la delimitación de las tres etapas atrás mencionadas no ocurrió ni ocurre en forma tajante. A lo largo de toda la historia reciente de México ha continuado la construcción de carreteras de carácter más tradicional, de tránsito libre y dos carriles, así como caminos alimentadores o, inclusive, autopistas modernas, algunas de las cuales tienen en el México actual antigüedades muy grandes. Lo que distingue a las etapas anteriores en todo caso es un cierto énfasis que si parece estar presente.

Es de esperar que en el futuro una parte importante del esfuerzo constructivo nacional en el área carretera se dirija principalmente a lograr el tránsito expedito y rápido de bienes y mercancías, con la decidida meta de abatir en todo lo que vaya

resultando posible los costos operativos del transporte nacional, para respaldar el desarrollo económico y la generación y distribución de productos y de riqueza y oportunidades por todas partes. Independientemente de estas metas, parece evidente que habrá de continuar el desarrollo de la red alimentadora que, como se mencionó, no será el objetivo principal de este trabajo.

Obviamente muchos de los cambios anteriores fueron debidos a y a la vez produjeron, lo que podría considerarse un cambio muy importante en el transporte nacional y sus características. En todos esos años, la nación experimentó una transformación económica y estructural muy significativa, que fue haciendo aparecer una infraestructura industrial creciente, hasta alcanzar niveles importantes, de manera que una economía relativamente doméstica se fue convirtiendo en una economía necesitada de recurrir a la exportación de bienes para poder seguir su desarrollo. Lo anterior equivale a decir que el transporte como fenómeno económico fue adquiriendo una importancia cada vez mayor, de manera que podría decirse que una actividad que hasta hace relativamente poco tiempo se centraba en comunicar, hoy se ha transformado en un quehacer mucho más complejo y que, además, se centra en la necesidad perentoria de comunicar en condiciones económicas competitivas y ello dentro de un mundo en donde toda la actividad del transporte evoluciona rápidamente, siempre con la vista fija en el logro de un transporte cada vez más barato, más rápido y más seguro. Un mercado internacional tan altamente competido como el que hoy existe resulta menos accesible si se llega a él con un transporte relativamente más costoso que el que puedan utilizar los competidores comerciales. De esta manera el costo del transporte doméstico pasa a ser un eslabón fundamental en la cadena del comercio internacional.

Las transformaciones anteriores sucedieron al mismo tiempo que se iban desarrollando transformaciones no menos importantes en los vehículos carreteros utilizados. Si en 1950 el vehículo más pesado que recorría las carreteras nacionales podía llegar a 7 u 8 toneladas, en la actualidad es usual ver circular

unidades cuyo peso bruto supera las 60. A la vez, esta multiplicación ocurrió no sólo en peso, sino también en número. Si en 1950 la carretera más importante de México podía tener 5 ó 6,000 vehículos diarios, de los que un 10% eran camiones de carga; hoy es posible contemplar en la red básica mexicana carreteras con 3 ó 4 veces mayor número de vehículos, además de que la proporción de vehículos de carga aumentó grandemente, hasta niveles de 30 ó 40% del tránsito diario; en este sentido, México es uno de los países de mayor proporción de vehículos de carga dentro del flujo general.

Estos hechos, para los que no puede verse un futuro con tendencia a paliarlos, sino probablemente lo contrario, conducen a condiciones radicalmente nuevas y mucho más onerosas en lo que se refiere al comportamiento de los pavimentos. Condiciones que habrán de ser tomadas en cuenta en los diseños y en la construcción de las secciones estructurales de las carreteras que se construyan en el futuro, en los proyectos de refuerzo que se hacen para adoptar las carreteras existentes a las nuevas condiciones y en las tareas de conservación normal de todas.

La antigüedad de la red básica mexicana presenta, en efecto, hoy una situación que viene exigiendo y así seguirá, importantes inversiones para poner lo existente a tono de lo que exige el presente y exigirá el futuro.

Es un homenaje a la visión de los planeadores que antecedieron a los tiempos actuales, el constatar que la red básica por ellos erigida con un criterio sociopolítico, sigue formando hoy parte muy conspicua de la red básica actual, pero a la vez, este hecho trae consigo una importante carga económica, pues hace que una fracción muy importante de la red básica de México sea también la más antigua; vale decir, la que se desarrolló en condiciones más diferentes a las actuales.

Los vehículos de antaño ejercían esfuerzos superficiales sobre los pavimentos menores que los de hoy, puesto que los reglamentos al respecto han tenido que ir reconociendo la situación de facto del desarrollo de los vehículos de carga en dimensiones y peso bruto. A la vez, aquellos esfuerzos superficiales disminuían mucho más rápidamente con la profundidad, de manera que en un pavimento típico de entonces era relativamente exigida una capa superior del orden de 30 ó 40 cm de espesor. Los vehículos actuales, con esfuerzos mayores, más que duplican esta profundidad de influencia.

Como consecuencia de aquella situación, los pavimentos se construían frecuentemente en México con materiales que hoy no podemos sino considerar inadecuados y aún con ellos se cubrían pequeños espesores, bajo los cuales aparecían suelos naturales, generalmente producto de préstamo lateral en terrenos inmediatamente aledaños a la carretera en construcción. Los materiales eran frecuentemente tan endebles que se consideraba que el agua y sus efectos eran los enemigos de los ingenieros de caminos, pues convertía en altamente deformables las secciones estructurales. Efectivamente, las carreteras se deformaban y tenían baches, todo lo cual influía fatalmente en los costos de operación, pero la operación era escasa y se trataba de conseguir comunicación dentro de una economía nacional relativamente de también escaso nivel.

Obviamente muchos de esos caminos tienen hoy funciones mucho menos conectadas con el transporte nacional más importante, pues en buena parte han sido substituidos por carreteras más modernas; en otros casos los caminos antiguos han sido reforzados con refuerzos estructurales y sólo hacia arriba y en tal caso presentan hoy un serio y recurrente problema de conservación, pues los modernos camiones envían sus efectos a las capas profundas no modernizadas, haciendo poco durables los añadidos superiores.

El gran crecimiento del transporte nacional en número y peso de los vehículos presenta entonces nuevas condiciones, que han de ser tomadas en cuenta por los actuales diseñadores y constructores de pavimentos asfálticos.

Es en este panorama histórico y conceptual en el que se ha pensado que un trabajo como el presente pudiera tener utilidad, al expresar la realidad del ambiente en que se desarrolla la construcción de nuevas carreteras y la conservación de las existentes, los cambios que seguramente resultarán útiles y necesarios en la conceptualización de proyectos de nuevos pavimentos o de refuerzos y los métodos con que hoy se cuenta o que están en una etapa de desarrollo avanzado, para diseñar en detalle las secciones estructurales de las carreteras que han de soportar un transporte nacional que, sin duda, será siempre creciente.

2.- Costos Asociados a la Tecnología de Pavimentos. Riesgos del Subdiseño.

Puede afirmarse que en la filosofía del ingeniero de carreteras y aún en la de la ingeniería nacional como en todo, ha llegado a entronizarse explícita o insidiosamente la idea de que el costo mínimo de construcción (la inversión inicial) es una meta ideal de todo proyecto. No se ignora, por otra parte, que si en torno a cualquier proyecto se trata este tema en forma contraria a esta opinión, permitiendo que los interlocutores teoricen, todos los responsables, sin excepción, negarán el hecho de que el criterio de costo inicial mínimo en la realización de una obra, sea realmente su paradigma personal. Pero lo es, con excesiva frecuencia.

El criterio del ingeniero no puede desarrollarse, obviamente, sin una consideración de los factores económicos involucrados, pero éstos resultan siempre de una amplitud y balance que trasciende enormemente la consideración única o preponderante del costo inicial de la misma construcción. Así, un análisis tan

incompleto de los factores económicos puede y suele producir serios inconvenientes en los resultados finales de los esfuerzos de la Nación.

Más aún, la legislación y los mecanismos de contratación actuales resultan, debe reconocerse, excesivamente proclives a la aparición de nocivos aspectos en el funcionamiento de las cosas en el largo plazo, al alentar de manera exagerada el logro de un costo mínimo de inversión inicial. El pecado no es sólo mexicano, es mundial (o casi) en cierta escala y se transmite de padres a hijos, a través de libros, artículos, congresos y otros instrumentos.

Es claro que nadie es partidario de gastar el presupuesto nacional en números mayores que lo necesario en cada caso, pero el gasto necesario raramente coincide con la mínima inversión inicial. Suele ser mayor, por tener que tomar en cuenta otros factores. De esta manera, el criterio del costo inicial mínimo ha llevado a México y a muchos países a infraestructuras deficientes en muchos casos: no preparadas para un futuro uso y crecimiento y, a veces, con un funcionamiento defectuoso en lo construido con alto costo y gran sacrificio.

Parece incontrovertible que la Nación debe gastar lo preciso para un funcionamiento adecuado y un crecimiento armónico.

Construidos los pavimentos, para circunscribir este trabajo a su tema central, deben conservarse y operar para cumplir sus fines de propiciar un óptimo transporte. Conservarse, no quiere decir tenerlos siempre flamantes como el día de su estreno. México crece y progresa y lo que se hace para cubrir un servicio que va a durar mucho más de lo que suele considerarse el periodo de vida útil de una obra, deberá cubrir en cualquier futuro fines cada vez más amplios en lo cualitativo y en lo cuantitativo; esta es experiencia del pasado. Conservar una carretera, quiere decir mantenerla todos esos años en la misma calidad de servicio, haciendo frente a una demanda sin duda creciente y muy

frecuentemente, grandemente creciente. Este hecho, puede y debe ser previsto en el proyecto inicial.

El pavimento tiene que sostener una operación y ésta representa, si se toman en cuenta todos los costos nacionales involucrados, valores económicos muy superiores a lo que costó construir y conservar las cosas. Si la construcción de una carretera en México vale 1, la conservación, en su sentido correcto, puede costar 10 ó 12, considerando un periodo de utilización de 40 ó 50 años (y se está viendo que las carreteras duran mucho más), pero la operación, es decir, los costos vehiculares directos en que incurre el transporte de carga y mercancías que circulan sobre los pavimentos, puede representar en el mismo periodo algo comprendido entre 200, 400 o aún más, según el nivel de ocupación.

Por otra parte, estudios realizados por el Instituto Mexicano del Transporte hacen ver que la diferencia en costo de operación de un camión tipo normal en la red nacional, al circular con una pendiente de 3% es un 50% mayor que si circula por terreno plano; esta diferencia llega al 100% si han de superarse pendientes de 5 ó 6%, no raras en las carreteras de México.

Análogamente y según los mismos estudios, si el estado superficial de un pavimento pasa de lo que se considerara un estado "óptimo" a otro calificado de "bueno", el costo de operación por kilómetro recorrido, puede aumentar de un 15 a un 20% y, si el estado superficial llegara a "malo", este factor de incremento podría ser de 35 ó 40%.

Estos o parecidos incrementos afectan hoy a tránsitos que en número de vehículos y en valor económico de la carga transportada, son incomparables con los de un pasado relativamente reciente. Para dar una idea de la actividad económica que mantiene hoy el transporte nacional, puede decirse que por la caseta de cobro de Tepetzotlán, de la Autopista México - Querétaro, pasa cada

año un valor transportado del orden del 25% del Producto Interno Bruto del País, estimado en 300,000 millones de dólares anuales.

Esta enorme desproporción entre los costos (y los beneficios) de operar la infraestructura nacional, en comparación con los costos de construirla, hacen muy peligroso el criterio de que sea el costo de construcción mínimo el paradigma de un proyecto carretero. Hacen ver también el papel importante que un pavimento en buen estado juega en los ahorros posibles.

Todo lo anterior debe llevar al ánimo de los ingenieros responsables de la construcción y mantenimiento de los pavimentos de las carreteras mexicanas, lo importante que resulta lograr una buena calidad de rodamiento y una buena previsión de la conservación por venir.

3.- Reparto del Riesgo en el Diseño de los Pavimentos Flexibles de las Carreteras.

Debe reconocerse que los mismos "enemigos" del ingeniero de carreteras han cambiado en México con los años. Si antaño era el agua y sus efectos más directos la causa de los más evidentes destrozos, hoy son otros los elementos nocivos más activos. En los pavimentos actuales, la acción de las cargas repetidas es la más notable causa de deterioro; como se dijo estas cargas han aumentado mucho, tanto en magnitud como en número de repeticiones, lo que induce la posibilidad de fallas por fatiga y por el efecto de la deformación acumulativa.

La falla por fatiga es la que ocurre por la acción reiterada de un esfuerzo que, aplicado una sola vez, no provocaría ningún problema. Un ejemplo simple se tiene al doblar una y otra vez un alambre y constatar que en la operación número "x" se rompe el alambre, aunque aparentemente esa acción final fue idéntica a los

doblajes precedentes. Un similar efecto reiterativo tiene el tránsito al pasar una y otra vez sobre una carpeta asfáltica. Obviamente, este efecto reiterativo depende y ésto es una evidencia experimental para cualquiera, de dos condiciones. Primero de la intensidad de la acción reiterada, vale decir del esfuerzo aplicado cada vez y, segundo, de la magnitud de la deformación inducida en cada aplicación de la carga; también influye poderosamente la flexibilidad o rigidez de la capa del pavimento que soporta la repetición. En un pavimento, la intensidad del efecto es medida por la magnitud de la carga que se aplica a través de las llantas de un vehículo y la reiteración es medida por las repeticiones de esa carga sobre una misma zona de dicho pavimento. Como se dijo, ambas cosas han crecido mucho en la red básica pavimentada del México actual.

El efecto de deformación acumulativa resulta de la deformación que el pavimento sufre bajo la acción de la llanta que pasa. Dicha deformación se recupera parcialmente cuando la llanta deja de oprimir, pero tal recuperación nunca es total; siempre queda un remanente, que conduce a una deformación permanente, la cual dificulta la marcha de los vehículos, aumentando su costo operativo y, eventualmente, contribuye a la ruptura y agrietamiento de la carpeta asfáltica. Nótese que cuando se dijo que el agua ya no es el enemigo único de los pavimentos, no se implicó de ninguna manera que ahora, a diferencia del pasado, sea un amigo. Al agrietarse la carpeta pudiera penetrar el agua en el interior de la sección estructural, formada generalmente por materiales térreos que, de ser susceptibles, disminuirán su resistencia, creándose un efecto de cascada que llevará a una falla generalizada de la mencionada sección estructural. Téngase en cuenta que en un pavimento asfáltico la capa superior (carpeta asfáltica) es la más rígida del conjunto de la sección estructural. Naturalmente, una manera de defender la carpeta asfáltica del agrietamiento producido por el efecto reiterado del tránsito es hacerla con un espesor tal que el esfuerzo aplicado resulte muy pequeño en comparación con la resistencia de la capa; es decir, construirla por arriba de lo que se llama el umbral de fatiga, pero ello llevará a la construcción inicial de carpetas de gran espesor. Como se dijo, la falla por fatiga en la carpeta

puede combatirse de dos maneras. Primero dando a la carpeta un espesor tal que el esfuerzo aplicado por el tránsito le permita aceptar todas las repeticiones con deformaciones tan pequeñas que no produzcan posibilidades de agrietamiento o de deformación acumulativa y, segundo, apoyando esa carpeta en otras capas suficientemente resistentes y poco deformables como para lograr el mismo efecto. Estas capas de apoyo de la carpeta están formadas por materiales térreos (a veces inclusive estabilizados con cemento u otros materiales), que, si han de cumplir a conciencia su cometido, deberán ser resistentes y poco deformables, en relación a los niveles de esfuerzos que le vayan correspondiendo según su profundidad relativa; también deberán ser poco susceptibles a la acción del agua, a fin de poder mantener con el tiempo esas cualidades iniciales. Evidentemente estos materiales térreos resultan más baratos que las carpetas, de manera que suele resultar más conveniente que la sección estructural de los pavimentos tenga la suficiente resistencia y deformabilidad relativas como para poder funcionar satisfactoriamente aún con carpetas más delgadas, pero obviamente convenientes. De esta manera se logrará también una sección estructural, carpeta incluida, que pueda crecer hacia arriba en forma económica y racional, si el camino ve acrecentado el tránsito circulante, lográndose secciones estructurales en las que todo lo antes hecho sea todo aprovechable y el refuerzo necesario por el crecimiento del tránsito, sea una adición sencilla (sobrecarpeta) que no exija acciones en profundidad, siempre mucho más costosas.

Las ideas anteriores llevan a un cambio conceptual de fundamental importancia en la filosofía del diseño y la construcción de los pavimentos en el México actual.

En el pasado el riesgo de falla se repartía de manera que fuera "mínimo" en la superficie de rodamiento y, cuando mucho, también en las capas subyacentes a la carpeta asfáltica en las profundidades más someras (base del pavimento), pero se aceptaba una rápida disminución en la calidad de las capas inferiores (subbases y cuerpo de terracerías, pues en aquellas épocas era raro el empleo de subrasantes

como capa de transición antes de la terracería propiamente dicha), a las que los vehículos de entonces enviaban ya esfuerzos relativamente pequeños.

Hoy sin embargo se impone un criterio de diseño radicalmente diferente, en el cual el riesgo mínimo se produzca en las capas inferiores a las que los vehículos actuales alcanzan a enviar esfuerzos que, aunque decrecientes con la profundidad, aún son claramente notables hasta profundidades que pueden llegar al orden de un metro. Si sobre una terracería razonablemente buena se van colocando una capa de subrasante apropiada y sobre ella una subbase y una base de calidades crecientes y francamente capaces de soportar los esfuerzos que les lleguen, tanto en resistencia como en posibilidades de deformación, una carpeta asfáltica siempre costosa de espesor razonable podrá soportar los embates del tránsito del momento, con cierto margen de previsión. Cuando el tránsito crezca, en número y peso, tal como parece que ha de suceder en las carreteras mexicanas, esa sección estructural podrá reforzarse simplemente por adiciones sucesivas en la superficie del pavimento, sin necesidad de incurrir en mucho más costosas operaciones en las profundidades de la sección estructural que, de no hacerse, conducirán a un rápido agrietamiento y deformación excesiva al añadido superior que se haya colocado y a la continua necesidad de reiterar las operaciones de refuerzo una y otra vez, para verlas destruirse en muy cortos lapsos o a padecer, como alternativa una carretera en mal estado superficial permanente, con lo que ello significa en los costos de operación del transporte, de costo relativo muy superior al costo de construcción, a lo largo del tiempo.

De esta manera una política racional de diseño en el México actual debe llevar a secciones estructurales de suficiente calidad como para que las acciones de conservación asociadas al crecimiento del tránsito consistan en simples y mucho más económicos refuerzos en la superficie, sin necesidad de realizar auténticas reconstrucciones de las secciones estructurales o de tenerse que resignar a una carretera en la que, a despecho de que hayan de realizarse reencarpetados frecuentes, se encuentren siempre en malas condiciones de rodamiento, con una

repercusión muy desfavorable en los continuos y enormes costos de operación vehicular.

Debe señalarse que la actual tecnología de pavimentos permite cuantificar todas las magnitudes que se han mencionado en este análisis conceptual, permitiendo llegar a diversas alternativas que garanticen tanto distintos niveles de calidad de rodamiento, como diferentes tiempos en que la calidad inicial seleccionada llegue a la calidad mínima que se considere apropiada para una carretera particular, según su importancia. La que al ser alcanzada exija una nueva acción de refuerzo superficial.

También debe decirse que ciertas intensidades de tránsito producen en la carretera efectos tan importantes que debe dudarse la posibilidad de resolver el problema de alcanzar una calidad de rodamiento adecuada dentro de expectativas económicas razonables, a base de la utilización de pavimentos asfálticos formados por materiales naturales térreos. En este caso se abre el horizonte para la utilización de capas especialmente reforzadas dentro de la sección estructural, a base del empleo de suelo-cemento, suelo-asfalto, estabilizaciones mecánicas con mezclas de materiales u otros sistemas. En el caso de tránsitos realmente importantes, estos sistemas pueden también resultar insuficientes, abriéndose el panorama a los pavimentos de concreto, que convenientemente diseñados ofrecen soluciones que garantizan una condición de tránsito adecuada durante periodos de tiempo sumamente largos. Este último tipo de soluciones ha sido poco empleado en México, entre otras cosas porque los niveles de ocupación que los requieren se han presentado muy especialmente en tiempos recientes, pero no cabe duda de que el México actual requiere ya su empleo en algunas carreteras y que este requerimiento aumentará indefectiblemente en los años por venir. En cualquier caso, esta es una opción de diseño que convendrá explorar en muchas reconstrucciones y nuevas carreteras del futuro próximo y, en algunos casos, inclusive del presente. No debe permitirse

que consideraciones de costo inicial de construcción desvíen el criterio de los proyectistas del manejo de estas opciones en el análisis de sus proyectos.

4.- Consideraciones sobre los Materiales Frecuentemente Utilizados en las Secciones Estructurales de Carreteras en Pavimento Asfáltico.

Al igual que en la casi totalidad de las aplicaciones de la Mecánica de Suelos, los materiales de esa naturaleza que se utilizan en la construcción de pavimentos, son de dos tipos claramente diferenciados. Los que se denominan materiales gruesos (arenas, gravas, fragmentos de roca, etc.) constituyen un primer grupo, siendo el segundo el formado por los suelos finos, cuyo arquetipo son los materiales arcillosos.

Es bien conocida la gran diferencia que en comportamiento tienen ambos grupos de suelos, debido al mismo origen de los miembros de cada grupo. Dando atención únicamente a las características de resistencia y de deformación, se sabe que la diferencia de comportamiento entre los suelos gruesos y finos no es de carácter cuantitativo, sino que esas diferencias son de orden cualitativo, en el sentido de que las manifestaciones de esas propiedades en el comportamiento ingenieril no son de grado, sino de la naturaleza misma de los mecanismos íntimos operantes. También es cierto que en un plano más profundo de análisis, esos mecanismos últimos tienden a acercarse mucho entre los dos grupos de suelos; por ejemplo, una muy amplia corriente de opinión en la Mecánica de Suelos actual, tiende a explicar la generación de resistencia al esfuerzo cortante, de ambos grupos de suelos, con base en los conocimientos fundamentales que se tienen sobre fricción mecánica y, análogamente, muchas de las ideas en torno a la deformabilidad de los materiales térreos pueden conceptualizarse de una manera muy análoga en los suelos gruesos y en los suelos finos.

Independientemente de consideraciones teóricas que no pueden discutirse en este escrito, no puede dudarse que a nivel fenomenológico, es decir, tal como se manifiestan las cosas a los ingenieros civiles en sus obras, los mecanismos de la resistencia y de la deformación y la manera en que se desarrollan ambas cosas presentan diferencias que ameritan una mención por separado.

Es bien sabido también que muchas de estas diferencias en el terreno fenomenológico ocurren por la naturaleza y la estructura íntima que adoptan las partículas individuales o sus grumos, en el caso de los suelos finos, que forman agrupaciones compactas y bien familiares, en el caso de los suelos gruesos, pero que adoptan formas sumamente vaporosas con grandes volúmenes de vacíos y ligas poco familiares en el caso de los finos.

En los suelos gruesos tales como las arenas y las gravas, la deformación del conjunto por efecto de cargas externas sólo puede tener lugar o por acomodo brusco de partículas menores en los huecos que entre sí dejen las mayores, o por ruptura y molienda de las partículas. La expansión de suelos gruesos, es un fenómeno que para efectos prácticos no tiene presencia en la tecnología de carreteras. La estabilidad de las estructuras de los suelos gruesos ante la presencia del agua es grande, si se prescinde de la posibilidad de arrastres internos de partículas menores por efecto de agua circulante en el interior de los suelos, efecto que también es relativamente poco común en las carreteras. Como consecuencia, si el suelo grueso está constituido por partículas mineralógicamente sanas, su resistencia al esfuerzo cortante, que está basada en mecanismos de fricción interna entre los granos o en la resistencia que oponen esos mismos granos a deslizarse o moverse unos con respecto a otros, es grande relativamente hablando y depende de la fricción interna entre los granos y de su propia dureza, que los ponga a cubierto de rupturas. Durante cualquier sollicitación existe el hecho fundamental de que cuanto mayor presión ejerzan sobre el conjunto de granos las cargas exteriores, la resistencia del conjunto crece, tal como ordenan las leyes de la fricción. Evidentemente, cualquier aumento en la

compacidad del conjunto trae consigo un aumento en su propia resistencia intrínseca y al reacomodo. Caso de llegarse a producir algún deslizamiento o reacomodo entre partículas, debido a altos esfuerzos, la deformación correspondiente es siempre de magnitud relativamente pequeña. Se insiste en que cualquier masa de esta naturaleza bien compactada, adquiere características de resistencia y difícil deformabilidad que son además muy permanentes en el tiempo y especialmente muy poco dependientes del contenido de agua que el conjunto tenga o adquiriera. Todas estas características son muy favorables para lo que el ingeniero desea que ocurra en la sección estructural de una carretera. Con estos suelos es fácil alcanzar una resistencia suficiente y una deformabilidad muy aceptable, recurriendo especialmente a técnicas de compactación bien conocidas y esas características son relativamente muy poco variables en el tiempo.

Se sabe también que el panorama es harto diferente en el caso de los suelos finos arcillosos. Ahora la tendencia a adoptar estructuras internas abiertas, con alto volumen de vacíos, hace que estos suelos tengan una capacidad de deformación mucho más alta. Si los suelos finos están saturados de agua, al ser objeto de presión son proclives al fenómeno de consolidación que induce al agua oprimida a salir del conjunto, produciéndose una reducción de volumen general que comprime la estructura del suelo en forma frecuentemente muy importante, dando lugar a deformaciones del conjunto que pueden llegar a ser muy grandes. En los suelos finos parcialmente saturados, la presión externa produce deformaciones que disminuyen los huecos, comunican presión al agua interior y, a fin de cuentas, movilizan también esa agua hacia el exterior, con el resultado de dar lugar a deformaciones volumétricas grandes. Las estructuras precomprimidas, al cesar la presión externa y absorber agua, tienden a disipar los estados de tensión superficial actuantes entre el agua que ocupaba parcialmente los vacíos y las partículas cristalinas del suelo, liberando energía que permite que la estructura sólida precomprimida se expanda, de manera que los suelos arcillosos son muy proclives a la compresión bajo cargas o a la expansión, cuando al cesar la acción de cualquier carga anterior, se produce la liberación de sus esfuerzos y actúa la

succión interior de cualquier agua externa. En cualquier caso la estabilidad volumétrica de los suelos finos está amenazada y pueden ocurrir en ellos deformaciones volumétricas muy importantes. De compresión, a expensas de su gran volumen de vacíos y de la salida de agua interna por efecto de las cargas exteriores o de expansión, a causa de la succión interna que se produce cuando se expande la estructura sólida, absorbiendo agua exterior.

La magnitud de estos fenómenos (compresión de la estructura bajo carga externa o expansión de una estructura precomprimida por liberación de presión externa y absorción de agua), depende de la naturaleza del suelo arcilloso. Hay arcillas como la bentonita o la montmorilonita, mucho más activas en estos procesos que otras, como, por ejemplo, la caolinita. Este cambio en la naturaleza físico-química y mineralógica influye en el comportamiento de interrelación de las partículas y los grumos, que se traduce en diferencias muy importantes en la relación de vacíos o vaporosidad de su estructura interna. Si unas arcillas pueden tener una relación de vacíos de 3 ó 4 (volumen de vacíos 3 ó 4 veces más grande que el volumen de los sólidos), otras pueden llegar a relaciones de vacíos del doble o aún más, lo cual se va a traducir en una capacidad de deformación volumétrica mucho mayor. Por conocidas razones constructivas, las arcillas se disponen en los suelos que se utilizan en las carreteras, tras procesos de compactación, lo que hace que estén precomprimidas, por lo que son especialmente proclives inicialmente a procesos de succión de agua externa y/o expansión, tanto mayores cuanto más intensa haya sido la compactación con que se colocaron.

Obviamente, un cierto grado de compactación inicial es necesario, pero siempre ocurrirá que cuanto mayor sea ese proceso inicial, mayor será el potencial de succión comunicado y, por ende, también será mayor el potencial de expansión adquirido con absorción de agua, el cual al desarrollarse producirá un suelo, a su vez, muy proclive a la deformación por compresión de cualquier nueva carga actuante, produciéndose un "efecto de acordeón", cuyas consecuencias son obvias en la carretera. Estas consideraciones hacen ver lo delicado que ha de ser

el proceso de compactación de suelos finos en la carretera. Si no se alcanzan en principio condiciones adecuadas, la carretera será inestable, pero si la compactación se extrema por arriba de un límite, la carretera llegará a ser inestable con el tiempo, siempre que los materiales puedan tener contacto con agua libre exterior.

Obviamente las consideraciones anteriores conducen a la conclusión de que los suelos arcillosos son indeseables en el cuerpo general de las carreteras y, desde luego, en cualquier capa de la sección estructural de sus pavimentos. Sin embargo, razones constructivas obvias y razones económicas obligan a una cierta presencia de los suelos finos, si bien sus mecanismos de funcionamiento obligan también a que la presencia de los suelos finos sea mínima y cuidadosamente tratada.

En efecto, el material que se desea para construir carreteras está constituido por suelos gruesos, pero resultaría antieconómico e innecesario con el actual estado de la técnica, eliminar por completo a los suelos finos. Siempre habrá que coexistir con un cierto volumen de éstos. También es evidente que cuanto más abajo aparezcan los suelos finos, recibirán esfuerzos de menor cuantía provenientes del tránsito, de manera que su presencia irá siendo menos nociva. Por ello, la tecnología tradicional exige el uso de suelos gruesos casi puros en las bases y subbases de pavimento y va aceptando contenidos crecientes de suelos finos en subrasantes y terracerías.

La cantidad de suelos finos que pueden contener las capas que han de estar constituidas por suelos gruesos depende de la contaminación y naturaleza de los bancos de materiales de donde se extraigan estos suelos y de los tratamientos a que se sujeten. Probablemente no es posible, por razones económicas, eliminar del todo la presencia de suelos finos en ninguna capa de la sección estructural de una carretera, pero debe tenerse muy en cuenta que la Mecánica de Suelos actual indica que contenidos relativamente muy pequeños de arcilla formando

parte de una matriz de suelo grueso bastan para dar a esa matriz un comportamiento indeseable, haciéndola compresible y expansiva. Este límite en el contenido arcilloso depende de la actividad de la arcilla.

El tipo de análisis que las tecnologías actuales exigen para determinar la actividad de los suelos arcillosos hace prácticamente imposible el investigar la naturaleza de los finos dentro del proceso industrial de construcción de una carretera típica, por lo que el contenido de finos suele controlarse cuidando el porcentaje de partículas menores que la malla 200, dentro de las matrices de suelo grueso.

La investigación disponible, desarrollada dentro de la tecnología de la Mecánica de Suelos hace ver (Ver por ejemplo: la Ref. No. 1) las grandes diferencias que la inclusión de finos arcillosos producen en una matriz de gravas del tipo generalmente utilizado en bases y subbases de pavimentos asfálticos, según sea la actividad y la naturaleza de las arcillas incorporadas, pero, a la vez, indica también que contenidos de finos por abajo del 10% del total no tienen una influencia determinante en la resistencia y en la deformabilidad del conjunto, que mantiene un comportamiento que básicamente puede considerarse como el de un suelo grueso. Contenidos por arriba de ese valor van dando al suelo un comportamiento notablemente indeseable, de manera que contenidos de materiales arcillosos en el orden del 12% ya inducen un comportamiento que corresponde claramente a un suelo fino.

Por lo anterior, debe considerarse necesario que el contenido de materiales finos de cualquier matriz de suelo grueso que se utilice en las capas superiores (bases y subbases), no exceda de un 10% de partículas menores que la malla 200 y este valor debe reducirse a la mitad en la matriz que se utilice para la formación de carpetas asfálticas. Contenidos de finos superiores a estos límites deben considerarse de alta peligrosidad en una carretera moderna y valores que excedan con un 12% de finos en las bases y subbases deben considerarse como indicativos de un comportamiento absolutamente indeseable. Los números

anteriores se refieren, se insiste, al contenido de partículas menores que el tamaño de la malla 200 (0.074 mm) y debe tenerse en cuenta que probablemente no menos de un 4% ó 5% de las partículas abajo de ese límite los va a aportar la propia fracción gruesa, durante los procesos usuales de trituración que han de emplearse dentro del proceso constructivo, hecho que debe reducir correspondientemente los contenidos de materiales puramente arcillosos, ajenos a la naturaleza de los pétreos empleados.

En las subrasantes de carreteras puede ya haber una mayor tolerancia en relación al contenido de materiales menores que la malla 200, aceptándose contenidos menores que el tamaño mencionado del orden de 15% en las carreteras más ocupadas, hasta 25% en aquellas en las que se asegure niveles de ocupación menos exigentes.

En carreteras revestidas, los contenidos de finos idóneos para el revestimiento deben de considerarse en el orden del 15% como máximo, si bien 10% resulta un límite más prudente.

El conocimiento actual de los materiales finos y sus efectos en las secciones estructurales de las carreteras suele también controlarse con la medición de los índices de plasticidad de la fracción menor que la malla No. 40. A este respecto pueden aceptarse valores del límite líquido entre 25 y 30% en bases y subbases, y valores comprendidos entre 30 y 50% en subrasantes. No hay que decir que los valores menores son preferibles y deben utilizarse siempre en las carreteras de mayores índices de ocupación.

En el sentido señalado en los párrafos anteriores actúan las modificaciones recientemente realizadas para las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, en las cuales se puede encontrar la puntualización precisa de los valores según los diferentes casos que presenten los procesos constructivos.

Evidentemente, el empleo prudente de los materiales térreos con límites adecuados de un contenido de materiales finos arcillosos, permite el empleo de estándares de compactación realmente adecuados para dar a las capas de la sección estructural de una carretera actual la consistencia necesaria, de manera que se garantice la permanencia de esas buenas propiedades en el tiempo futuro de utilización. Como ya se señaló, una compactación enérgica, tal como exigen las carreteras modernas, podría resultar altamente contraproducente, de no cuidar en forma adecuada la presencia de suelos finos arcillosos dentro de los suelos empleados en ellas.

5.- Drenaje y Subdrenaje.

De las ideas anteriormente expuestas debe desprenderse la conveniencia de proteger la sección estructural de los pavimentos asfálticos de los efectos del agua exterior que pudiera penetrar en ellas. Este efecto es siempre nocivo por más que se extremen las precauciones para controlar la presencia siempre indeseable de los materiales arcillosos. Reducir la presencia de éstos por abajo de los límites antes someramente expuestos y que se detallan en las actuales especificaciones de construcción puede resultar en muy altos costos de construcción. La manera que suele resultar más conveniente realizar también acciones de protección contra el agua exterior para que una política de eliminación de finos razonable, tal como la que se ha descrito, funcione convenientemente en lo general y añadir acciones especiales de protección contra el agua en aquellos lugares en que las condiciones del flujo interno del agua hagan pensar que el criterio general establecido pueda ser insuficiente. Situaciones de este estilo suelen presentarse en laderas inclinadas en que se efectúen cortes, especialmente en cajón. En estos casos convendrá siempre analizar la posibilidad de efectuar acciones de subdrenaje, que protegen adecuadamente a la sección estructural.

No hay que decir que la protección contra aguas superficiales debe considerarse una labor rutinaria en toda construcción adecuada.

No cabe duda que dentro de la técnica actual escatimar el apoyo de las técnicas de subdrenaje donde resulte conveniente es siempre un criterio inadecuado.

6.- Comentario Final.

Debe reconocerse que el problema del diseño de los pavimentos flexibles no está hoy teóricamente resuelto de manera satisfactoria. Sin ignorar algunos meritorios esfuerzos del pasado y algunos esperanzadores trabajos que se encuentran en plena realización en el presente, parece que la afirmación anterior es justa.

En las tecnologías de la ingeniería civil, la falta de desarrollos teóricos confiables ha de suplirse en dos ámbitos distintos: la experimentación en el laboratorio y la instrumentación de prototipos para obtener directamente normas de comportamiento. Ambos procedimientos de adquisición de información válida son ampliamente utilizados en la actualidad, tanto en México como en el resto del mundo. Ambos han rendido frutos satisfactorios, pero están sujetos a la compleja problemática del comportamiento de los pavimentos, dependiente de un número de factores particulares de cada caso, todos muy influyentes, de carácter climático, de naturaleza de materiales, de topografía, de geología, de carácter del tránsito, etc., y están sujetos también al hecho básico de la carencia de un esquema teórico que permita considerar ordenadamente todos esos factores.

La información experimental obtenida hasta la fecha se ha utilizado fundamentalmente de tres formas. Se obtienen parámetros de comportamiento de los materiales, que introducidos en alguna relación previamente obtenida, que a su vez contenga alguna ecuación, permitan efectuar cálculos útiles para

resolución de una pregunta específica. Una segunda utilización estriba en ir obteniendo un sentimiento experimental variado en relación a los fenómenos estudiados, con la finalidad de ir obteniendo conclusiones de carácter cada vez más general. Existe además una tercera manera de utilizar la información generada en el laboratorio, que es particularmente frecuente en la actual tecnología de pavimentos. Se trata de correlacionar la respuesta experimental de un material manipulado de una cierta manera con una tecnología de laboratorio, con el comportamiento observado de estructuras construidas en las obras reales, de manera que un cierto valor específico obtenido al aplicar la tecnología de laboratorio se pretende relacionar con un cierto nivel de comportamiento de una obra o parte de ella en el campo de la realidad, tratando inclusive de establecer correspondencia entre la escala de esos valores en el laboratorio y en la obra.

Un ejemplo de este proceder se tiene, en el caso de la prueba de Valor Relativo de Soporte, en la que una maniobra especial de penetración ejecutada en el laboratorio por un pistón presionado contra una muestra de suelo, se correlaciona con el futuro comportamiento de una capa de ese mismo suelo dispuesta en una carretera. Correlaciones de este mismo estilo se tienen en la utilización del establiómetro de Hveem, de ciertas modalidades de pruebas triaxiales, etc.

En otros casos la correlación entre la manipulación de laboratorio y el comportamiento del material se refiere a otros aspectos; por ejemplo en las pruebas del índice de plasticidad (límite líquido, límite plástico) se correlaciona la correspondiente manipulación de laboratorio con propiedades de comportamiento más generales, como la compresibilidad u otras.

El éxito de este tipo de correlaciones ha sido muy variable y a veces no se ve reflejado por la utilización que los ingenieros hacen de ellas; por ejemplo, es bien sabido que en el caso de los suelos finos o relativamente finos, transportadas las correlaciones generales de comportamiento que se obtienen de las mediciones de índices de plasticidad son sumamente concordantes con la realidad observada en

las obras, en lo general, pero se sabe también que la muy utilizada prueba de vaigor relativo de soporte tiene correlaciones con el comportamiento real de los materiales muchísimo menos seguras y más influenciadas por factores circunstanciales de cada caso particular.

No hay que decir que una justificación adecuada de las posibilidades de las técnicas experimentales utilizadas en el diseño y en la construcción de pavimentos es esencial, por más que rebase las intenciones y posibilidades de este trabajo.

Debe mencionarse también que en este momento existe a nivel mundial una profunda preocupación, que se está traduciendo en esfuerzos concertados de investigación internacional, a todo lo cual México no es indiferente, por encontrar tecnologías de laboratorio que traten de informar sobre el comportamiento de los materiales en relación directa a propiedades fundamentales o a circunstancias específicas que afectan a los pavimentos reales, yendo más allá de tratar de conocer el comportamiento estructural con base en una correlación con manipulación de naturaleza diferente, intrinsecamente hablando, que la propiedad que se desea medir. Estos esfuerzos están haciendo aparecer tecnologías de laboratorio generadas por procedimientos más razonables, pero aún no del todo confrontados con la realidad de las obras, por lo que es difícil justipreciar cual va a ser el nivel de su éxito. Lo que parece fuera de duda es que se observa una inquietud de los investigadores en el campo de los pavimentos, que produce una actividad creciente que no dejará de generar resultados favorables.

II.- SEGUNDA PARTE. DESCRIPCIÓN DE MÉTODOS USUALES DE DISEÑO.

1.- Método del Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Desde hace aproximadamente tres décadas, los proyectistas de carreteras han contado en México con un método de diseño para pavimentos desarrollado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, a petición de la entonces Secretaría de Obras Públicas, luego SAHOP y ahora SCT. Este método partió del análisis de datos experimentales en tramos de prueba, en carreteras en servicio, de investigación teórica y de experimentación en laboratorio en la pista circular de pruebas, que influyó más recientemente en sucesivos perfeccionamientos. Actualmente el método está preparado para ser manejado con la ayuda de gráficas, con calculadoras programables o con la ayuda del cómputo. El conjunto del trabajo de años del Instituto de ingeniería de la UNAM se encuentra en la publicación No. 444 de dicha institución que data de 1981, pero en estas páginas sólo se hará una breve glosa de la metodología de trabajo, correspondiente a la utilización de gráficos, nomogramas y ecuaciones de diseño.

Este método considera como datos de entrada básicos el tipo de carretera; el número de carriles, la vida de proyecto, el tránsito diario promedio anual (TDPA), tasa de crecimiento y variables adicionales sobre características del terreno y materiales, así como de climas, nivel freático y precipitación pluvial. Como guía para el proyectista, se recomienda la estimación de un Valor Relativo de Soporte crítico (\widehat{VRS}) para las condiciones previamente dadas (Tabla 1.1).

Tabla 1.1. VALOR RELATIVO DE SOPORTE CRÍTICO ESTIMADO PARA EL DE PAVIMENTOS, PARA SUBRASANTES COMPACTADAS 95% DEL VOLUMÉTRICO SECO MÁXIMO PROCTOR.

Profundidad del nivel freático con relación al nivel de la capa considerada**, en m	VRS ₂ en porcentaje, mínimo probable***					
	Arena no plástica	Arcilla arenosa IP = 10	Arcilla arenosa IP = 20	Arcilla limosa IP = 30	Arcilla activa IP ≥ 40	Limo
0.6	8-10	5-6	4-5	3-4	2-3	1
1.0	25	6-8	5-6	4-5	3-4	2-3
1.5	25	8-10	6-8	5-6	3-4	
2.0	25	8-10	7-9	5-6	3-4	
2.5	25	8-10	8-10	6-8	4-5	
3.0	25	25	8-10	7-9	4-5	Se requieren
3.5	25	25	8-10	8-10	4-5	pruebas de
5.0	25	25	8-10	8-10	5-6	laboratorio
7.0	25	25	8-10	8-10	7-9	

* Adaptación de la tabla 2 de "Road Note 31", tercera edición, Transport and Road Research Laboratory, Her Majesty's Stationery Office, Londres, 1977 (ref 8).

** De acuerdo con la variación estacional debe elegirse el nivel freático más alto.

*** Esta tabla se incluye únicamente con carácter cualitativo, y se refiere a VRS₂ mínimos. En todos los casos se deben de realizar pruebas de campo y ensayos de laboratorio para estimar el valor de diseño. El mínimo probable corresponde al caso de subrasantes colocadas bajo pavimentos impermeables.

En esta tabla se muestran valores estimados de \widehat{VRS} exclusivamente para materiales de subrasante, dependiendo de algunos tipos de materiales, sus índices plásticos y diferentes profundidades del nivel freático.

Se requieren adicionalmente pruebas de laboratorio confiables, para una mejor comprensión del comportamiento de las terracerías y demás capas a diseñar, debiendo realizarse para cada material propuesto y disponible, pruebas con tres diferentes energías de compactación; esto es, baja (AASHTO estándar) compactación intermedia y alta energía (AASHTO modificada).

Encontrando la humedad óptima y teniendo normado el porcentaje de compactación que se especifique en el proyecto y dependiendo del control de la construcción, se indicará un rango de variación de humedad respecto al óptimo. Paralelamente el laboratorio deberá reportar los valores de resistencia en VRS para cada tipo de material a utilizar.

Con el conjunto anterior, se encontrará una zona que reflejará las condiciones esperadas para la subrasante, encontrándose, en función de la humedad crítica esperada, el valor crítico de \widehat{VRS} de diseño (ver Figura 1.1).

En función del \widehat{VRS} crítico obtenido para la subrasante, por experiencia se asignará un valor menor para el cuerpo del terraplén, del orden del 60% obtenido para la subrasante.

Para obtener el \widehat{VRS} crítico de las capas restantes, ésta es la subbase y base, el método emplea la siguiente ecuación, en donde interviene un coeficiente de variación estimado (v) entre 0.2 y 0.3, debido a cambios posibles del material, procedimiento constructivo, etc. Lo anterior, siempre tenderá a disminuir el \widehat{VRS} de campo promedio, que como ya se dijo cubrirá incertidumbres tanto de la prueba de valor relativo de soporte como de los materiales, redundando en lo que se conoce como factor de seguridad.

$$\widehat{VRS} = \overline{VRS} (1-0.84v)$$

El segundo paso contemplado en el método, consiste en la información y procesamiento de los datos del tránsito, partiendo del TDPA inicial, su tasa de crecimiento en porcentaje anual y la composición vehicular detallada, considerando desde los automóviles y vehículos ligeros hasta los vehículos más pesados de carga. Se hace notar que el método contempla en este análisis los porcentajes de vehículos pesados, tanto cargados con carga legal, como totalmente vacíos (Tabla 1.2).

Tabla 1.2. EJEMPLO DE COMPOSICIÓN VEHICULAR CON PORCENTAJES DE CARGADOS Y VACÍOS.

TIPO DE VEHICULO	COMPOSICION	PROPORCION	
		CARGADOS	VACIOS
Automóviles			
Camiones ligeros (A 2)			
Autobuses (B2)			
Camiones de dos ejes (C2)			
Camiones de tres ejes (C3)			
Tractores con semirremolque (T2-S1)			
Tractores con semirremolque (T2-S2)			

Para el análisis del tránsito equivalente acumulado ($\sum L$), el método inicia el cálculo de los coeficientes de daño a diferentes profundidades de la estructura del pavimento, lo cual podrá procesarse con el empleo de las tablas del Apéndice E del método de diseño original del Instituto de Ingeniería, reporte No. 444 o con la ecuación general No. 1.1 incluida en este trabajo. Se deberá calcular el coeficiente de daño de cada vehículo tanto en condiciones de carga reglamentada y vacíos, para profundidades de $Z = 0$ cm para obtener los ejes equivalentes en carpeta y base, y $Z = 30$ cm para el resto de la sección.

$$\log d_i = \frac{\log \sigma_{z(i)} - \log \sigma_{z(ea)}}{\log A} = \frac{\log(pF_{z(i)}) - \log(5.8F_z)}{\log A} \quad (1.1)$$

Donde:

- d_i = Coeficiente de daño equivalente en la capa i.
- σ_z = Esfuerzo a la profundidad z, en Kg/cm².
- p = Peso del eje, en Kg.
- F_z = Coeficiente de influencia de Boussinesq a la profundidad z.
- A = Constante experimental.
- z = Profundidad en cm.
- 5.8 = Presión de contacto de la llanta en Kg/cm².

Al obtenerse los coeficientes de daño para todos y cada uno de los vehículos vacíos y cargados a las profundidades $Z = 0$ y $Z = 30$, el proyectista deberá multiplicar éstos por la composición del tránsito en porcentaje. Con ello se obtendrá el Número de ejes equivalentes para cada vehículo y para cada profundidad. Al efectuar la sumatoria de tales valores en el carril de proyecto por el coeficiente de acumulación del tránsito C_T (Ecuación 1.2) y por el valor de TDPA inicial, se obtendrá el tránsito equivalente acumulado ΣL para las capas de carpeta y base, y subbase y terracerías respectivamente (Figura 1.2).

$$C_T = 365 \sum_{j=1}^n (1+r)^{j-1} = 365 \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] \quad (1.2)$$

Donde:

- C_T = Coeficiente de acumulación del tránsito.
- n = Años de servicio.
- r = Tasa de crecimiento anual.

Finalmente el método presenta un procedimiento sencillo para obtener los espesores equivalentes de diseño de la sección estructural del pavimento, procedimiento que incluye varios nomogramas que están en función del nivel de confianza Q_u que se elija, el Valor Relativo de Soporte Crítico de cada capa y el tránsito equivalente acumulado en ejes sencillos de 8.2 ton en el carril de proyecto, Figuras 1.3 y 1.4.

Con los nomogramas citados, el proyectista podrá obtener los espesores equivalentes para cada capa a las profundidades Z_N , tomando en cuenta coeficientes de resistencia estructural recomendados a_i , que considera 1 cm de asfalto equivalente a 2 cm de grava.

- $a_1 D_1 =$ carpeta, D_1 espesor en cm, a_1 coeficiente equivalencia
- $a_2 D_2 =$ base, D_2 espesor en cm, a_2 coeficiente equivalencia
- $a_n D_n =$ capa n, D_n espesor en cm, a_n coeficiente equivalencia

Con lo anterior, el proyectista estará en posibilidades de determinar el espesor final de cada capa de la sección estructural del pavimento diseñado, interviniendo para ello los diferentes criterios que adopte para una mejor estructuración de la sección carretera, tomando en cuenta ciertos arreglos de capas, ciertas clases de materiales y mínimos espesores que se tienen especificados por la dependencia o autoridad responsable.

Es importante hacer notar que para complementar la información proporcionada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, sobre los coeficientes de daño incluidos en el apéndice E, el lector de este trabajo podrá consultar la información proporcionada por el Instituto Mexicano del Transporte en su Publicación Técnica No. 5, donde se trata con detalle el Análisis de los Coeficientes de Daño Unitarios correspondientes a los vehículos de carga autorizados en la Red Nacional de Carreteras Mexicanas.

En el citado trabajo, se utiliza la metodología original del Instituto de Ingeniería de la UNAM, pero con la diferencia de analizar el daño a los pavimentos hasta 120 cm de profundidad, lo que cubre la gran mayoría de los pavimentos de la red federal.

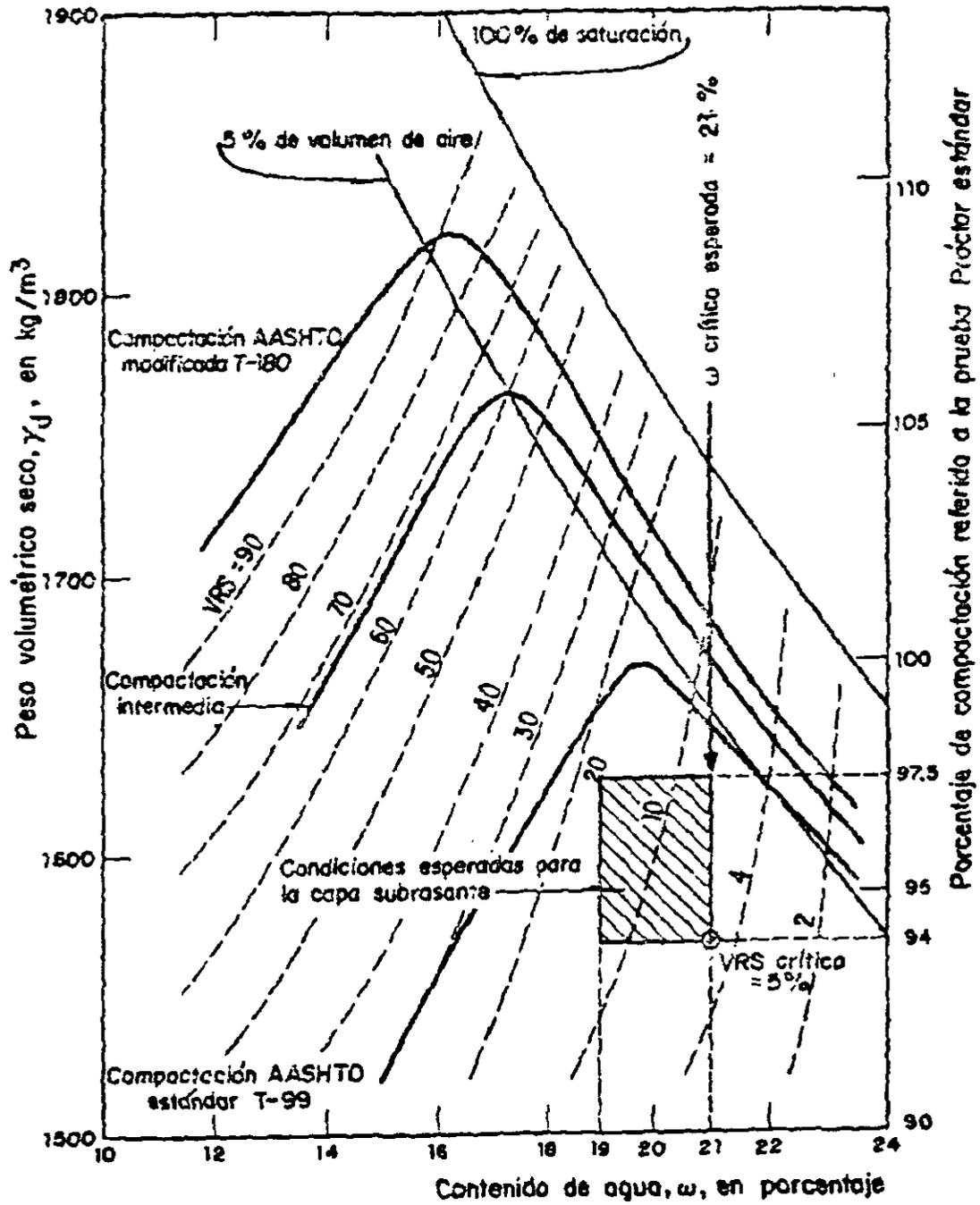
Se analizan 15 diferentes vehículos de carga, proporcionando sus coeficientes de daño desde una profundidad de $Z = 0$, $Z = 15$, $Z = 30$, $Z = 60$, $Z = 80$, $Z = 100$ y hasta llegar a $Z = 120$ cm, para ver el daño en las capas inferiores de la sección estructural de un pavimento flexible, llegando hasta el cuerpo del terraplén. Además se reporta el coeficiente de daño "unitario" ponderado por carga útil, lo que auxiliará al proyectista para determinar el daño preciso en cualquier

profundidad y para cualquier valor de carga: esto es, vacío, parcialmente cargado y cargado totalmente con la máxima carga legal permitida y aún los casos de vehículos con sobrecarga.

Para lograr el detalle anterior y una mayor precisión en el cálculo hasta obtener los ejes totales equivalentes, el usuario tendrá que ampliar su tabla de cálculo sugerida por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (reporte No. 444), adicionando columnas y renglones para cada tipo de vehículo; columnas para más valores de profundidad $Z = n$ y renglones para incluir y analizar el daño producido cuando los vehículos circulan parcialmente cargados y cuando operan sobrecargados.

Se hace mención que el propio Instituto Mexicano del Transporte, desde 1991, dispone de la estadística detallada de aforos reales y actuales hechos en la red. resultados que han sido plasmados en los Estudios correspondientes de Pesos y Dimensiones. Ver Ref. Nos. 4, 5, 6 y 7.

Figura 1.1 EJEMPLO RELACIONES PESO VOLUMÉTRICO SECO - CONTENIDO DE AGUA - VRS, PARA UN SUELO ARCILLOSO.



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	
				CARPETA Y BASE 1ª ----- ④	SUB-BASE Y TERRACERIAS 2ª ----- 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, $C_T = \left[\frac{(1+r)^n - 1}{r} \right] 365$				TOPA INICIAL EN EL CARRIL DE PROYECTO		⑨	
n = AÑOS DE SERVICIO =				C _T		⑩	
T = TASA DE CRECIMIENTO ANUAL DEL TRANSITO = %				ΣL		⑪ = ⑧ x ⑨ x ⑩	
TOPA = TRANSITO DIARIO MEDIO ANUAL =				CD CARRIL PROYECTO =			

Figura 1.2 CÁLCULO DEL TRÁNSITO EQUIVALENTE ACUMULADO (ΣL).

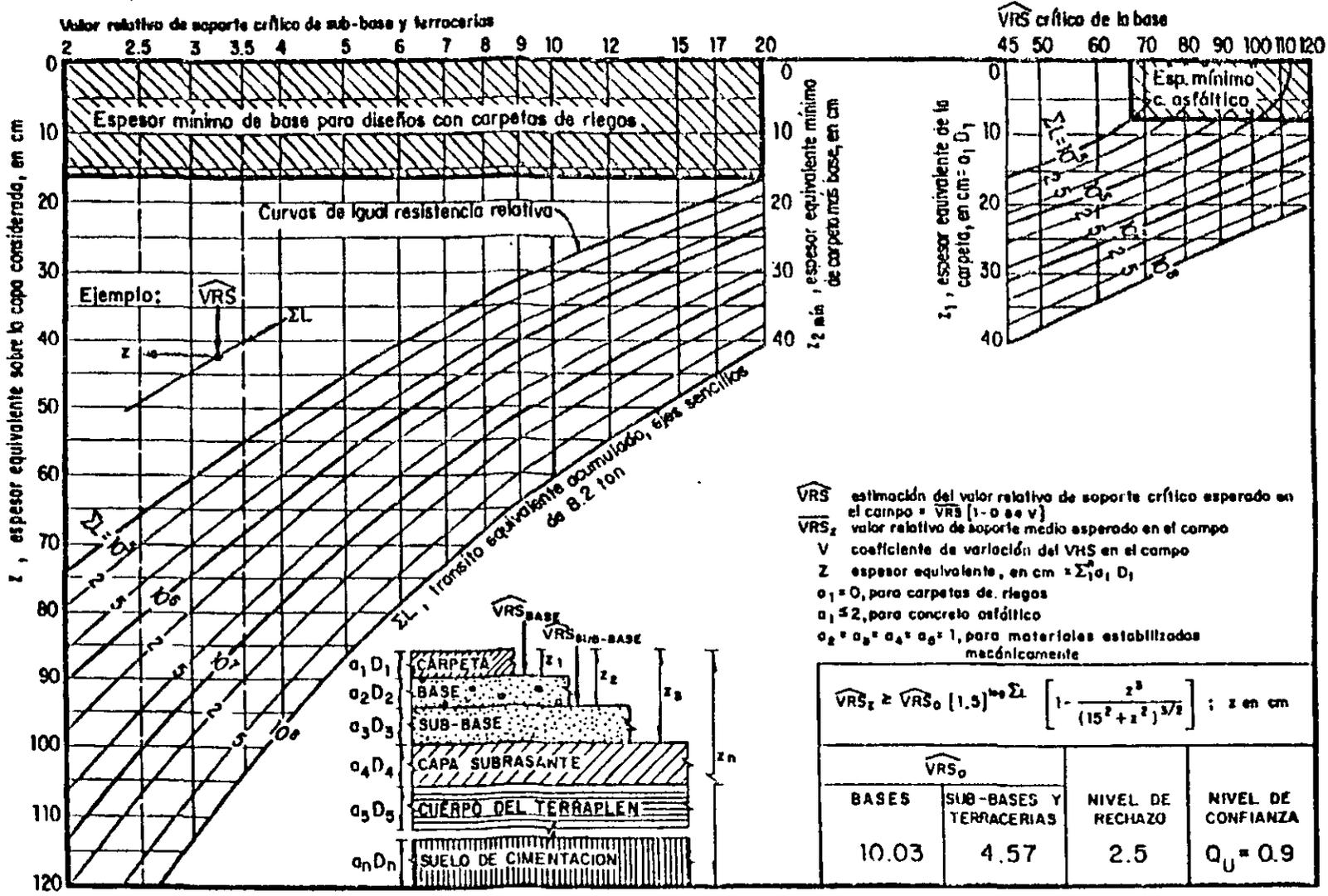


FIGURA 1.4. GRÁFICA PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE CARRETERAS CON PAVIMENTO FLEXIBLE.

2.- Método de Diseño Español MOPU - Secciones de Pavimentos.

El extinto Ministerio de Obras Públicas de España (MOPU) publicó en mayo de 1989 una Orden donde se aprobó la Instrucción 6.1 y 2-I.C. de la Dirección General de Carreteras, que instruye que para los proyectos de construcción de nuevas carreteras o reconstrucción de las existentes se utilice el "Catálogo de Secciones de Pavimento Flexibles y Rígidos", haciéndose notar que no aplica para el diseño de refuerzos de pavimentos ni a secciones de pavimentos sobre alguna estructura.

El Catálogo en cuestión se editó en 1990 y continúa vigente a la fecha como un producto del impulso que experimentó España con el Programa de Autovías incluido en el Plan General de Carreteras. La proliferación de proyectos de gran importancia económica, obligó a acelerar la revisión de la normatividad, complementándose la Instrucción vigente de 1986 de una forma integrada, proporcionando a la fecha una amplia gama de soluciones para todas las categorías de tránsito pesado. Se incluyen en la metodología, soluciones de diseños de pavimentos para carreteras, tanto del tipo flexible como del tipo rígido.

El Catálogo considera períodos de diseño o de servicio de 20 años para los pavimentos flexibles y de 30 años para los pavimentos rígidos elaborados con concreto hidráulico. También toma en cuenta la intensidad media diaria de vehículos pesados que se prevea en el carril de proyecto y en el año de la puesta en servicio. Se utilizan para el diseño tres categorías de subrasante, definidas por su mínimo valor relativo de soporte (VRS). En base a las variables anteriores, el Catálogo proporciona 13 alternativas de solución para 5 diferentes tránsitos, 3 categorías de subrasantes y 8 clases de materiales diferentes, para usarse en las capas de la sección estructural de los pavimentos. Todo lo anterior se traduce finalmente en un Catálogo que proporciona al usuario o diseñador un abanico del orden de 500 secciones de pavimento.

2.1.- Tránsito.

Para el diseño de secciones estructurales de los pavimentos flexibles o rígidos, el método español considera exclusivamente los "vehículos pesados", mismos que define de la siguiente manera:

- Camiones de carga útil superior a 3 Ton, de más de 4 ruedas y sin remolque.
- Camiones con uno o varios remolques.
- Vehículos articulados.
- Vehículos especiales.
- Vehículos de pasajeros con más de 9 plazas.

El Catálogo contempla categorías de tránsito pesado desde el T0 hasta el T4, cubriendo intensidades medias diarias de vehículos pesados entre 50 y más de 2.000 vehículos sobre el carril de diseño. Cuando no se dispone de datos confiables del aforo vehicular, se admite la asignación por carriles siguiente:

- En superficies de rodamiento de dos carriles y doble sentido de circulación, incide sobre cada carril la mitad de los vehículos pesados.
- En superficies de rodamiento de cuatro carriles (dos por sentido de circulación), inciden sobre el exterior todos los vehículos pesados que circulen en el sentido considerado.
- En superficies de rodamiento de tres o más carriles por sentido de circulación, incide sobre el exterior el 85% de los vehículos pesados que circulen en el sentido considerado.

- Para efectos de utilización del presente método, en la Tabla 2.1 se definen cinco categorías de tránsito pesado, en función de la intensidad media diaria de vehículos pesados (IMDp), en el carril de proyecto y en el año de la puesta en servicio.

Tabla 2.1. CATEGORÍAS DE TRÁNSITO PESADO.

Categorías de Tránsito Pesado.	IMDp
T0	Mayor de 2,000
T1	Entre 800 y 2,000
T2	Entre 200 y 800
T3	Entre 50 y 200
T4	Menor de 50

Para el diseño de nuevas construcciones de autopistas y carreteras, recomiendan que en ningún caso la categoría seleccionada sea inferior a T 1, que involucra una IMDp entre 800 y 2,000 vehículos pesados y, cuando se justifique que los ejes de los vehículos pesados estén sobrecargados, se deberá adoptar la categoría inmediata superior.

2.2.- Subrasante.

El Catálogo considera 3 categorías de subrasante, definidas por el índice VRS mínimo; esto es: E 1, entre 5 y 10, E 2, entre 10 y 20 y E 3, para índices mayores de 20 por ciento, determinados por los métodos de ensaye especificados y en las condiciones más desfavorables de humedad y densidad.

Se hace notar que el método no admite subrasantes del tipo E 1 para categorías de tránsito pesado T 0 y T 1 y además para esos casos se recomienda la

utilización de materiales estabilizados con cal o cemento. En la Tabla 2.2. se sugieren algunos materiales utilizables en las subrasantes.

Tabla 2.2. MATERIALES UTILIZABLES EN SUBRASANTES.

Símbolo	Definición del material	Artículo correspondiente del PPTG	Prescripciones complementarias
0	Suelo tolerable	330 Terraplenes	
1	Suelo adecuado	330 Terraplenes	
2	Suelo seleccionado	330 Terraplenes	
3	Suelo seleccionado	330 Terraplenes	VRS \geq 20
T	Material de la zona de transición en pedraplenes	331 Pedraplenes	
S-EST 1	Suelo estabilizado in situ con cemento o con cal	511 Suelos estabilizados in situ con cemento 510 Suelos estabilizados in situ con cal	VRS de la mezcla a los 7 días \geq 5 (cemento o cal \geq 2%).
S-EST 2	Suelo adecuado estabilizado in situ con cemento o con cal	330 Terraplenes 511 Suelos estabilizados in situ con cemento 510 Suelos estabilizados in situ con cal	VRS de la mezcla a los 7 días \geq 10 (cemento o cal \geq 3%).
S-EST 3	Suelo adecuado estabilizado in situ con cemento o con cal	330 Terraplenes 511 Suelos estabilizados in situ con cemento	Resistencia a compresión simple a los 7 días \geq 1.5 Mpa.

2.3.- Materiales para capas superiores.

El Catálogo recomienda que para las categorías de tránsito pesado T 0, T 1 y T 2 (o sea intensidades diarias mayores a 200 vehículos pesados en el carril de diseño) se utilicen exclusivamente mezclas asfálticas en caliente o concreto hidráulico para la superficie de rodamiento. En los casos de tránsito pesado con categorías T 3 o T 4 (IMDp entre 50 y 200) se permite el empleo de mezclas asfálticas en frío, además de las mezclas en caliente, pero se restringen los espesores mínimos de la capa citada a 4 y 5 cm. Para la categoría T 4 se permiten 4 cm de mezcla asfáltica sellada con tratamiento superficial.

El Catálogo también cubre brevemente características para los tratamientos superficiales con lechada asfáltica, concreto compactado con rodillos, suelo - cemento, agregados pétreos artificiales o naturales, riego de sello con gravilla, riego de liga y de curado.

Finalmente, se hace notar que el Catálogo proporciona recomendaciones de materiales y de dimensionamiento geométrico para los pavimentos en carreteras, tanto flexibles como rígidos, relativos a espesores, anchos de acotamientos, juntas longitudinales y transversales para la superficie de rodamiento, texturas abiertas o cerradas, drenaje superficial y subdrenaje, etc. Para el caso de pavimentos rígidos, se dan recomendaciones relativas a juntas longitudinales y transversales, involucrando su dimensionamiento, los tipos de material y los pasajuntas.

- En las Tablas 2.3.1 a 2.3.5 se muestra un resumen que involucra los parámetros de entrada y todas las posibles soluciones de las secciones requeridas. Para cada categoría de tránsito pesado (T 0, T 1, T 2, T 3 y T 4) se proporcionan 6 ó 7 soluciones para cada tipo de subrasante (E 1, E 2 y E 3) y se consideran de 7 a 8 diferentes clases de materiales. Lo anterior representa 85 secciones de pavimento numeradas del 021 al 436 con los siguientes arreglos:

Sección Catálogo N°:

14 secciones para el tránsito T 0; (021 - 037)

14 secciones para el tránsito T 1; (121 - 137)

21 secciones para el tránsito T 2; (211 - 237)

18 secciones para el tránsito T 3; (311 - 336)

18 secciones para el tránsito T 4; (411 - 436)

Total 85 secciones

Se observa, como ya se mencionó en el segundo párrafo del inciso 2.2., la variable de tránsito, que no se permite ninguna sección estructural de pavimento para las categorías de tránsito T 0 y T 1 apoyadas sobre subrasantes clase E 1.

Adicionalmente, el Catálogo detalla para las secciones propuestas en la Tablas 2.3.1 a 2.3.5, varias alternativas de solución de pavimentos para la superficie de rodamiento y acotamiento exterior, que el diseñador deberá consultar para proponer la mejor opción en función de los costos y la disponibilidad de materiales.

Tabla 2.3.1. CATÁLOGO DE SECCIONES DE PAVIMENTO PARA "T 0".

TRANSITO	T 0														
SECCION Nº		021	022	023	024	025	026	027	031	032	033	034	035	036	037
CONCRETO VIBRADO	N O						28	28						28	28
CONCRETO ASFÁLTICO		35	30	30	15	10			35	30	27	15	10		
CONCRETO COMPACTADO	C O N S I D E R A D A S					25							25		
CONCRETO POBRE							15							15	
GRAVA CEMENTO					25			15				22			15
SUELO CEMENTO				20	20	20					20	20	20		
GRAVA TRITURADA		20	25							25					
GRAVA NATURAL			25				20	20							
SUBRASANTE	E 1	E 2					E 3								

Tabla 2.3.2. CATÁLOGO DE SECCIONES DE PAVIMENTO PARA "T 1".

TRANSITO	T 1															
SECCION Nº	121	122	123	124	125	126	127	131	132	133	134	135	136	137		
CONCRETO VIBRADO						25	25						25	25		
CONCRETO ASFÁLTICO	30	25	25	15	10			30	25	22	15	10				
CONCRETO COMPACTADO					22							22				
CONCRETO POBRE						15							15			
GRAVA CEMENTO				22			15				20			15		
SUELO CEMENTO			20	20	20					20	20	20				
GRAVA TRITURADA	20	25							25							
GRAVA NATURAL		25				20	20									
SUBRASANTE	E 1				E 2				E 3							

Tabla 2.3.3. CATÁLOGO DE SECCIONES DE PAVIMENTO PARA "T 2".

TRANSITO	T 2																				
SECCION Nº	211	212	213	214	215	216	217	221	222	223	224	225	226	227	231	232	233	234	235	236	237
CONCRETO VIBRADO						23	23						23	23						23	23
CONCRETO ASFÁLTICO	30	25	18	12	8			25	20	18	12	8			25	20	18	12	8		
CONCRETO COMPACTADO				20								20							20		
CONCRETO POBRE						15							15							15	
GRAVA CEMENTO				20			15				20			15				20			15
SUELO CEMENTO			25	20	20					22	20	20					20	15	15		
GRAVA TRITURADA	25	25						20	25							25					
GRAVA NATURAL		25	20	20	20	20	20		25												
SUBRASANTE	E 1						E 2						E 3								

Tabla 2.3.4. CATÁLOGO DE SECCIONES DE PAVIMENTO PARA "T 3".

TRANSITO	T 3																	
SECCION Nº	311	312	313	314	315	316	321	322	323	324	325	326	331	332	333	334	335	336
CONCRETO VIBRADO						21							21					21
CONCRETO ASFÁLTICO	20	18	12	6	*		18	15	12	6	*		18	15	12	6	*	
CONCRETO COMPACTADO					20							20						20
GRAVA CEMENTO				18						18							20	**
SUELO CEMENTO			25	20	15				22	**	15	15				22		
GRAVA TRITURADA	25	25					25	25						25				
GRAVA NATURAL		25	20			20		25					20					
SUBRASANTE	E 1				E 2				E 3									

TS = Tratamiento superficial mediante riegos con gravilla
 * = TS ó 4 cm de M.B.
 ** = Sólo con subrasante con superficie estabilizada
 Dimensiones en cm

Tabla 2.3.5. CATÁLOGO DE SECCIONES DE PAVIMENTO PARA "T 4".

TRANSITO	T 4																	
SECCION Nº	411	412	413	414	415	416	421	422	423	424	425	426	431	432	433	434	435	436
CONCRETO VIBRADO						20						20						20
CONCRETO ASFÁLTICO	5	TS	8	6	*		5	TS	8	6	*		5	TS	8	6	*	
CONCRETO COMPACTADO					20							20						20
GRAVA CEMENTO				18						18	**						18	**
SUELO CEMENTO			25	15					22	**						22		
GRAVA TRITURADA	30	30					20	20					30	30				
GRAVA NATURAL	20	25	20		20	20	20	25				20						
SUBRASANTE	E 1				E 2				E 3									

TS = Tratamiento superficial mediante riegos con gravilla
 * = TS ó 4 cm de M.B.
 ** = Sólo con subrasante con superficie estabilizada
 Dimensiones en cm

El catálogo español, propone a continuación algunas variantes de resistencia equivalente a las contenidas en las secciones de las tablas anteriores y eso es buscando posibilidad de utilización con diferentes materiales previendo que algunos de los señalados en la sección tipo no se encuentren en disponibilidad.

Dichas variantes ya no se incluyen en el presente trabajo, pero pueden consultarse en la Ref. No. 8.

3.- Método de Diseño del Instituto del Asfalto de los EUA.

El método más reciente del Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica, editado en 1991 y publicado en 1993, presenta algunos cambios significativos, respecto a los métodos anteriores para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles. El método se basa principalmente en la aplicación de la teoría elástica en multicapas, que utiliza resultados de investigaciones recientes por parte de ese organismo. Sin embargo, se reconoce que por los avances en la tecnología de los pavimentos asfálticos, se requieren más conocimientos sobre las propiedades de los materiales para las necesidades actuales de los sistemas carreteros, por lo que el método vigente, probablemente requiera revisión e implementación futuras.

El manual presenta un procedimiento de diseño para obtener los espesores de la sección estructural de pavimentos, donde se utilizan el cemento asfáltico y las emulsiones asfálticas en toda la sección o en parte de ella. Se incluyen varias combinaciones de superficies de rodamiento con concreto asfáltico, carpetas elaboradas con emulsiones asfálticas, bases asfálticas y bases o subbases granulares naturales.

3.1.- Estimación del tránsito.

El método actual distingue el "Período de Diseño" del "Período de Análisis", de la siguiente manera:

Un pavimento debe ser diseñado para soportar los efectos acumulados del tránsito para cualquier período de tiempo; el período seleccionado, en años, se define como "Período de Diseño". Al término de éste, se espera que el pavimento requiera alguna acción de rehabilitación mayor, como puede ser una sobrecarpeta de refuerzo para restaurar su condición original. La vida útil del pavimento, o "Período de Análisis", puede ser extendida indefinidamente, a través de

sobrecarpetas u otras acciones de rehabilitación, hasta que la carretera sea obsoleta por cambios significativos en pendientes, alineamiento geométrico y otros factores. En la versión reciente, el método considera períodos de diseño de uno a 35 años y tasas de crecimiento del tránsito del 2 al 10% anual. (Ver Tabla 3.1).

Tabla 3.1. TASA ANUAL DE CRECIMIENTO DEL TRÁNSITO.

Período de Diseño, años (n)	Tasa Anual de Crecimiento, en por ciento.						
	2	4	5	6	7	8	10
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	2.02	2.04	2.05	2.06	2.07	2.08	2.10
3	3.06	3.12	3.15	3.18	3.21	3.25	3.31
4	4.12	4.25	4.31	4.37	4.44	4.51	4.64
5	5.20	5.42	5.53	5.64	5.75	5.87	6.11
6	6.31	6.63	6.80	6.98	7.15	7.34	7.72
7	7.43	7.90	8.14	8.39	8.65	8.92	9.49
8	8.58	9.21	9.55	9.90	10.25	10.64	11.44
9	9.75	10.58	11.03	11.49	11.98	12.49	13.53
10	10.95	12.01	12.58	13.18	13.82	14.49	15.94
11	12.17	13.49	14.21	14.97	15.78	16.65	18.53
12	13.41	15.03	15.92	16.87	17.89	18.98	21.38
13	14.68	16.63	17.71	18.88	20.14	21.50	24.52
14	15.97	18.29	19.16	21.01	22.55	24.21	27.97
15	17.29	20.02	21.53	23.28	25.13	27.15	31.77
16	18.64	21.82	23.66	25.67	27.89	30.32	35.95
17	20.01	23.70	25.34	28.21	30.84	33.75	40.55
18	21.41	25.65	28.13	30.91	34.00	37.45	45.60
19	22.84	27.67	30.54	33.76	37.38	41.45	51.16
20	24.30	29.78	33.06	36.79	41.00	45.76	57.28
25	32.03	41.65	47.73	54.86	63.25	73.11	98.35
30	40.57	56.08	66.44	79.06	94.46	113.28	164.49
35	49.99	73.65	90.32	111.43	138.24	172.32	271.02

Para el cálculo del porcentaje de camiones en el flujo vehicular sobre el carril de diseño, el actual método recomienda los siguientes valores:

Tabla 3.2. PORCENTAJE DE CAMIONES EN EL CARRIL DE DISEÑO.

Nº DE CARRILES EN AMBAS DIRECCIONES	% DE CAMIONES EN EL CARRIL DE DISEÑO
2	50
4	45
6 ó más	40

Un punto importante que se hace notar, es que para el cálculo de los ejes equivalentes, el método vigente recomienda utilizar la metodología de la AASHTO, en su versión 1993 (incluida en este trabajo). Para lo anterior, el método proporciona en la Tabla 3.3, factores de equivalencia de la carga o coeficientes de daño para ejes sencillos, dobles o triples, incluyendo cargas sobre el eje desde 0.5 toneladas (1,000 lb) hasta 41 toneladas (90,000 lb), lo que se considera cubre sobradamente cualquier condición de peso de vehículos de carga en cualquier red de carreteras, desde rurales hasta grandes autopistas.

Tabla 3.3. FACTORES DE EQUIVALENCIA DE CARGA.

Carga Total por Eje o Conjunto de Ejes.		Factores de Equivalencia de Carga.		
Kn	lb	Eje Sencillo	Ejes dobles	Ejes Triples
4.45	1.000	0.00002		
8.9	2.000	0.00018		
17.8	4.000	0.00209	0.0003	
26.7	6.000	0.01043	0.001	0.0003
35.6	8.000	0.0343	0.003	0.001
44.5	10.000	0.0877	0.007	0.002
53.4	12.000	0.189	0.014	0.003
62.3	14.000	0.360	0.027	0.006
71.2	16.000	0.623	0.047	0.011
80.0	18.000	1.000	0.077	0.017
89.0	20.000	1.51	0.121	0.027
97.9	22.000	2.18	0.180	0.040
106.8	24.000	3.03	0.260	0.057
115.6	26.000	4.09	0.364	0.080
124.5	28.000	5.39	0.495	0.109
133.4	30.000	6.97	0.658	0.145
142.3	32.000	8.88	0.857	0.191
151.2	34.000	11.18	1.095	0.246
160.1	36.000	13.93	1.38	0.313
169.0	38.000	17.20	1.70	0.393
178.0	40.000	21.08	2.08	0.487
187.0	42.000	25.64	2.51	0.597
195.7	44.000	31.00	3.00	0.723
204.5	46.000	37.24	3.55	0.868
213.5	48.000	44.50	4.17	1.033
222.4	50.000	52.88	4.86	1.22
231.3	52.000		5.63	1.43
240.2	54.000		6.47	1.66
249.0	56.000		7.41	1.91
258.0	58.000		8.45	2.20
267.0	60.000		9.59	2.51
275.8	62.000		10.84	2.85
284.5	64.000		12.22	3.22
293.5	66.000		13.73	3.62
302.5	68.000		15.38	4.05
311.5	70.000		17.19	4.52
320.0	72.000		19.16	5.03
329.0	74.000		21.32	5.57
338.0	76.000		23.66	6.15
347.0	78.000		26.22	6.78
356.0	80.000		29.00	7.45
364.7	82.000		32.00	8.2
373.6	84.000		35.30	8.9
382.5	86.000		38.80	9.8
391.4	88.000		42.60	10.6
400.3	90.000		46.80	11.6

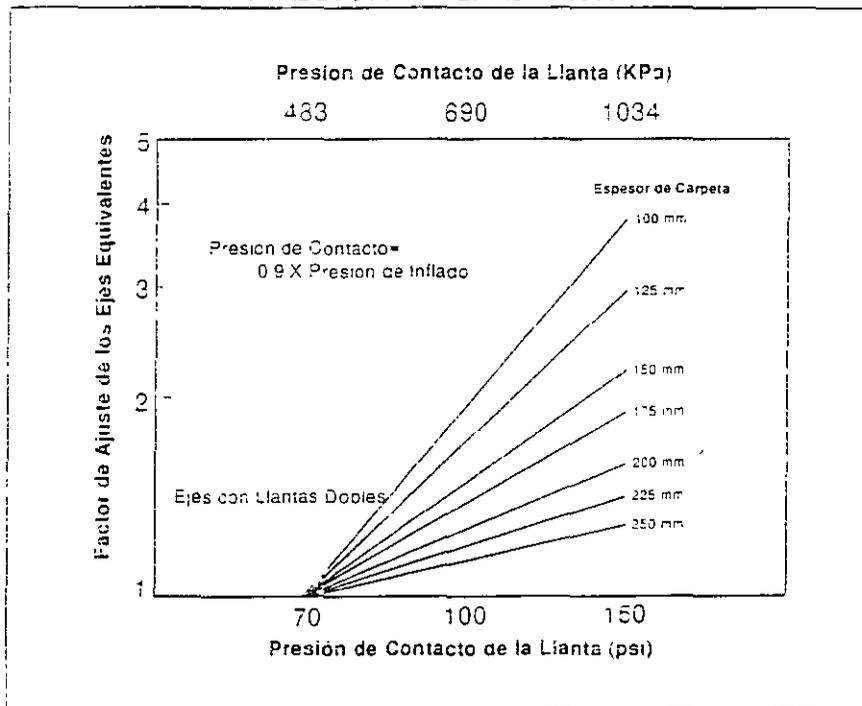
Habiéndose obtenido los coeficientes por cada eje o conjunto de ejes, la suma proporcionará el coeficiente total de equivalencia del vehículo. Utilizando el factor o tasa anual de crecimiento del tránsito señalado en la Tabla 3.1, y multiplicándolo por los coeficientes totales de equivalencia y por el número de vehículos del aforo

del tránsito promedio anual, se obtienen los ejes equivalentes acumulados reales para el período de diseño considerado.

Como innovación en la versión actual, el método incorpora factores de ajuste de los ejes equivalentes de diseño, para diferentes presiones de contacto de las llantas sobre el pavimento, en función de su presión de inflado y de los espesores de la carpeta asfáltica, donde contempla desde cuatro hasta diez pulgadas de espesor (10 y 25 cm respectivamente). Ver Figura 3.1.

NOTA: Al margen del método de diseño que se describe y como consecuencia de estudios realizados en México por el Instituto Mexicano del Transporte, aparece la posibilidad de aplicar el método comentado con una innovación que se desprende del Estudio Estadístico del Transporte Carretero que realiza la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Como consecuencia de dicho estudio, pueden afinarse, para el caso de México, las condiciones de carga con que realmente operan los vehículos tomando en cuenta los que circulan en vacío, los que lo hacen con diferentes porcentajes de carga por abajo del valor reglamentario, los que se ciñen a ese valor, y los que lo hacen con diferentes porcentajes de carga por arriba de dicho valor reglamentario. Esta información, actualmente disponible para las condiciones de operación mexicanas, permite la estimación de ejes de diseño con un grado de aproximación mucho mayor, no ya dependiente de valores fijos de carga vehicular, sino de las cargas que realmente pueden asociarse a los diferentes tipos de vehículos en las carreteras de México.

Figura 3.1. FACTOR DE AJUSTE DE LOS EJES EQUIVALENTES POR PRESIÓN DE LA LLANTA.



3.2.- Evaluación de los materiales.

Para el diseño de los espesores de una sección estructural del pavimento flexible, el método actual del Instituto del Asfalto, considera como parámetro fundamental, dentro de la evaluación de los materiales, la obtención del Módulo de Resiliencia (Mr), con recomendaciones del método de prueba descrito en el Manual de Suelos MS-10 del propio Instituto. Sin embargo, reconocen que no todos los organismos o dependencias tienen el equipo adecuado para llevar a cabo tal prueba, por lo que han establecido factores de correlación entre Mr y la prueba estándar de Valor Relativo de Soporte (T-193 de AASHTO). Señalan que los resultados son bastante aproximados; sin embargo, para un diseño preciso, se recomienda llevar a cabo la prueba del Módulo de Resiliencia para la capa de la subrasante.

Factores Recomendados de Correlación

Mr (Mpa) = 10.3 CBR

Mr (psi) = 1,500 CBR

Se hace notar que tales correlaciones sólo se aplican a materiales de la capa subrasante, no sirviendo para materiales granulares que se pretendan emplear en las capas de subbase o de la base.

Otro cambio importante en la actual metodología descrita, es la inclusión de métodos de prueba normados según AASHTO y ASTM para los siguientes parámetros:

Límite Líquido T89 y D4318, Límite Plástico T90 y D4318, Índice Plástico T90 y D4318, Granulometría T88 y D422, Compactación T180 y D1557, Valor Relativo de Soporte T193 y D1883, Valor R T190 y D2844 y para el Módulo de Resiliencia Mr se recomienda utilizar el método MS-10 del propio Instituto.

En función del tránsito esperado sobre el pavimento en estudio, el método del Instituto del Asfalto recomienda los siguientes valores percentiles para calcular el Módulo de Resiliencia de diseño de la capa subrasante.

Tabla 3.4. VALOR PERCENTIL PARA DISEÑO DE SUBRASANTE, DE ACUERDO AL NIVEL DEL TRÁNSITO.

NIVEL DEL TRÁNSITO	VALOR PERCENTIL PARA DISEÑO DE SUBRASANTE
Menor de 10,000 ejes equivalentes	60
Entre 10,000 y 1'000,000 de ejes equivalentes	75
Mayor de 1'000,000 de ejes equivalentes	87.5

Con las muestras de material obtenidas en el campo y con los resultados obtenidos en el laboratorio para determinar sus Módulos de Resiliencia, el diseñador deberá calcular el Mr de diseño de la capa subrasante, con los percentiles sugeridos en la Tabla anterior.

Para los requerimientos de compactación en las capas de base y subbase, el actual método proporciona las siguientes recomendaciones:

Capas de base y subbase formadas con materiales granulares sin tratamiento, esto es, no estabilizadas, deberán compactarse con un contenido de humedad óptimo más menos 1.5 puntos en porcentaje, para alcanzar una densidad mínima del 100% de la densidad máxima de laboratorio, sugiriendo se utilice el Método AASHTO T180 o el ASTM D1557.

Así mismo, recomienda los siguientes valores para las diferentes pruebas a realizarse con materiales de bases y subbases:

Tabla 3.5. VALORES PARA DIFERENTES PRUEBAS, CON MATERIALES DE BASES Y SUBBASES.

PRUEBA:	REQUISITOS	REQUISITOS
	SUBBASE	BASE
VRS. mínimo	20	80
Valor R, mínimo	55	78
Límite Líquido. máximo	25	25
Índice Plástico. máximo	6	NP
Equivalente de Arena, mínimo	25	35
Material que pasa la malla 200, máximo, (finos)	12	7

El Instituto Mexicano del Transporte recomienda los valores siguientes:

Tabla 3.6. VALORES RECOMENDADOS POR EL I.M.T.

I.M.T.	SUBBASE	BASE
% Finos	15 - 25	10 - 15
Límite Líquido	25 - 30	25 - 30
Índice Plástico	6 - 10	6 - 6
VRS	40 - 30	100 - 80

Es importante hacer notar, que dentro de las innovaciones que presenta el método de diseño del Instituto del Asfalto, además de las anteriormente descritas (teoría elástica multicapas, cementos y emulsiones asfálticas, períodos de diseño de 1 a 35 años, ejes equivalentes con metodología AASHTO, factor de ajuste para diferentes presiones de contacto de llantas, módulo de resiliencia de diseño, correlación del Mr con VRS, pruebas índice según ASTM o AASHTO para compactación), el método contempla factores de medio ambiente y varios tipos o clases de asfalto según las necesidades particulares de los usuarios. Esto es, tres diferentes temperaturas, según la región donde se pretenda construir el pavimento, climas fríos, templados y calientes, 7°C, 15.5°C y 24°C, respectivamente, empleando cementos asfálticos desde el AC-5 hasta el AC-40, recomendándose la clasificación siguiente:

Tabla 3.7. GRADOS DE ASFALTO DE ACUERDO AL TIPO DE CLIMA.

CLIMA	TEMPERATURA	GRADOS DE ASFALTO
Frío	Menor o igual a 7°C	AC-5. AC-10
Templado	Entre 7 y 24°C	AC-10. AC-20
Caliente	Mayor de 24°C	AC-20. AC-40

Para mezclas asfálticas emulsificadas, se pueden utilizar tanto emulsiones catiónicas (ASTM D2397) o aniónicas (ASTM D977). El grado o tipo de asfalto a seleccionarse, dependerá principalmente de su habilidad para cubrir los agregados, además de factores como la disponibilidad de agua en el sitio de trabajo, clima durante la construcción, procedimiento de mezclado y curado del material.

En cuanto a requerimientos de espesores mínimos, en función del nivel de tránsito en ejes equivalentes, el método recomienda los siguientes valores:

A) Para superficies de concreto asfáltico construidas sobre bases emulsificadas:

Tabla 3.8. ESPESORES MÍNIMOS DE CARPETA ASFÁLTICA, DE ACUERDO AL NIVEL DEL TRÁNSITO.

NIVEL TRÁNSITO EN EJES EQUIVALENTES	ESPESOR MÍNIMO DE CARPETA ASFÁLTICA EN CM (1)
10.000	5.0
100.000	5.0
1'000.000	7.5
10'000.000	10.0
Mayor de 10'000.000	13.0

- (1) Podrá usarse concreto asfáltico o mezclas asfálticas emulsificadas Tipo I con un tratamiento superficial, sobre bases asfálticas tipo II o Tipo III.
 Tipo I: Mezclas elaboradas con agregados, textura cerrada.
 Tipo II: Mezclas elaboradas con agregados semi-procesados.
 Tipo III: Mezclas elaboradas con arenas o arenas-limosas.

B) Para superficies de concreto asfáltico construidas sobre bases granulares sin estabilizar:

Tabla 3.9. ESPESORES DE SUPERFICIE DE CONCRETO ASFÁLTICO SOBRE BASES GRANULARES SIN ESTABILIZAR.

NIVEL TRÁNSITO EN EJES EQUIVALENTES	CONDICIÓN TRÁNSITO	ESPESOR MÍNIMO DE CARPETA ASFÁLTICA EN CM
Hasta 10.000	Ligero	7.5 (2)
Entre 10.000 y 1'000,000	Mediano	10.0
Mayor de 1'000,000	Pesado	12.5 ó más

- (2) Para pavimentos de una sola capa formada con concreto asfáltico (full - depth) o pavimentos con emulsiones asfálticas, se requiere un mínimo de 10 cm.

3.3.- Cálculos de espesores de diseño.

El método más reciente del Instituto del Asfalto de los Estados Unidos de Norteamérica, proporciona para el diseño final de los espesores de la sección estructural del pavimento flexible, 18 gráficas o cartas de diseño en sistema

métrico y 18 en sistema inglés, las cuales cubren todas las variables involucradas en los párrafos anteriores de este trabajo.

Se presentan en el método gráficas con escalas logarítmicas para las tres condiciones climáticas consideradas, con el total de ejes equivalentes sencillos acumulados en el período de diseño y el Módulo de Resiliencia de diseño de la capa subrasante, para obtener los espesores finales de pavimentos de una sola capa formada con concreto asfáltico (full - depth), pavimentos elaborados con emulsiones asfálticas tipos I, II y III y bases granulares sin tratamiento con espesores de 15 y 30 cm. Las gráficas 7°C deberán emplearse para temperaturas menores o iguales a 7°C, las gráficas 24°C para temperaturas de 24°C o mayores y las gráficas 15.5°C para temperaturas intermedias.

Para fines prácticos de este trabajo, se incluyen solamente 3 cartas de diseño en sistema métrico, (ver Figuras 3.2, 3.3 y 3.4) dejando que el usuario pueda obtener el espesor total de la estructura de concreto asfáltico, mismo que podrá convertir en una estructura multicapa, formada por la carpeta de rodamiento, base y subbase, empleando los coeficientes estructurales recomendados por la AASHTO para esas capas o los coeficientes de equivalencia sugeridos por el mismo Instituto del Asfalto o los Métodos de California. Adicionalmente, se sugiere al diseñador, consultar con mayor detalle los espesores finales que reportan en las 18 gráficas en sistema métrico, que proporciona el Método del Instituto del Asfalto en su Manual MS-1, o en su versión computarizada "HWY" que incluye el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y el diseño de sobrecarpetas de refuerzo.

Figura 3.2. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (7°C).

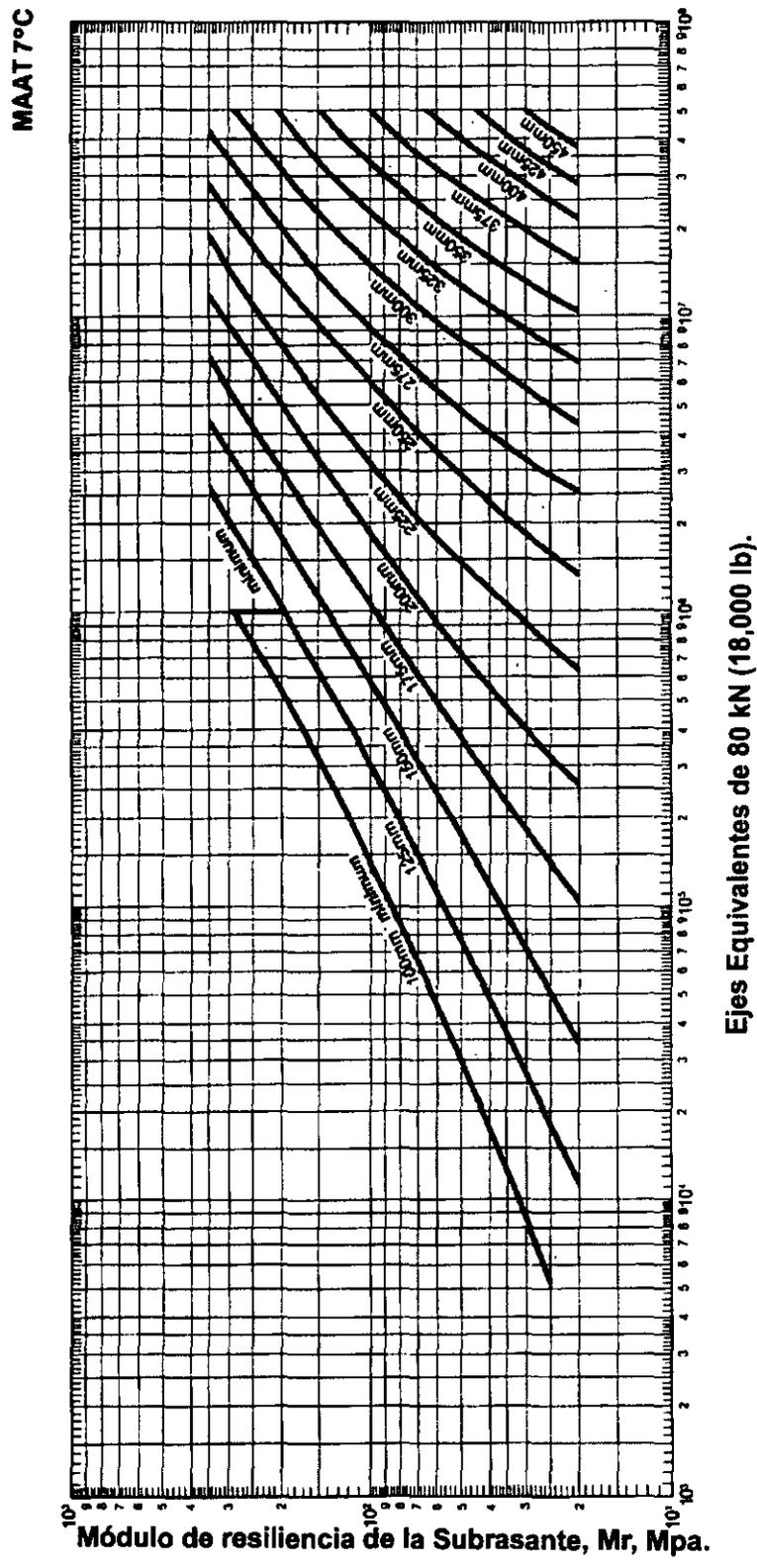


Figura 3.3. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (15.5°C).

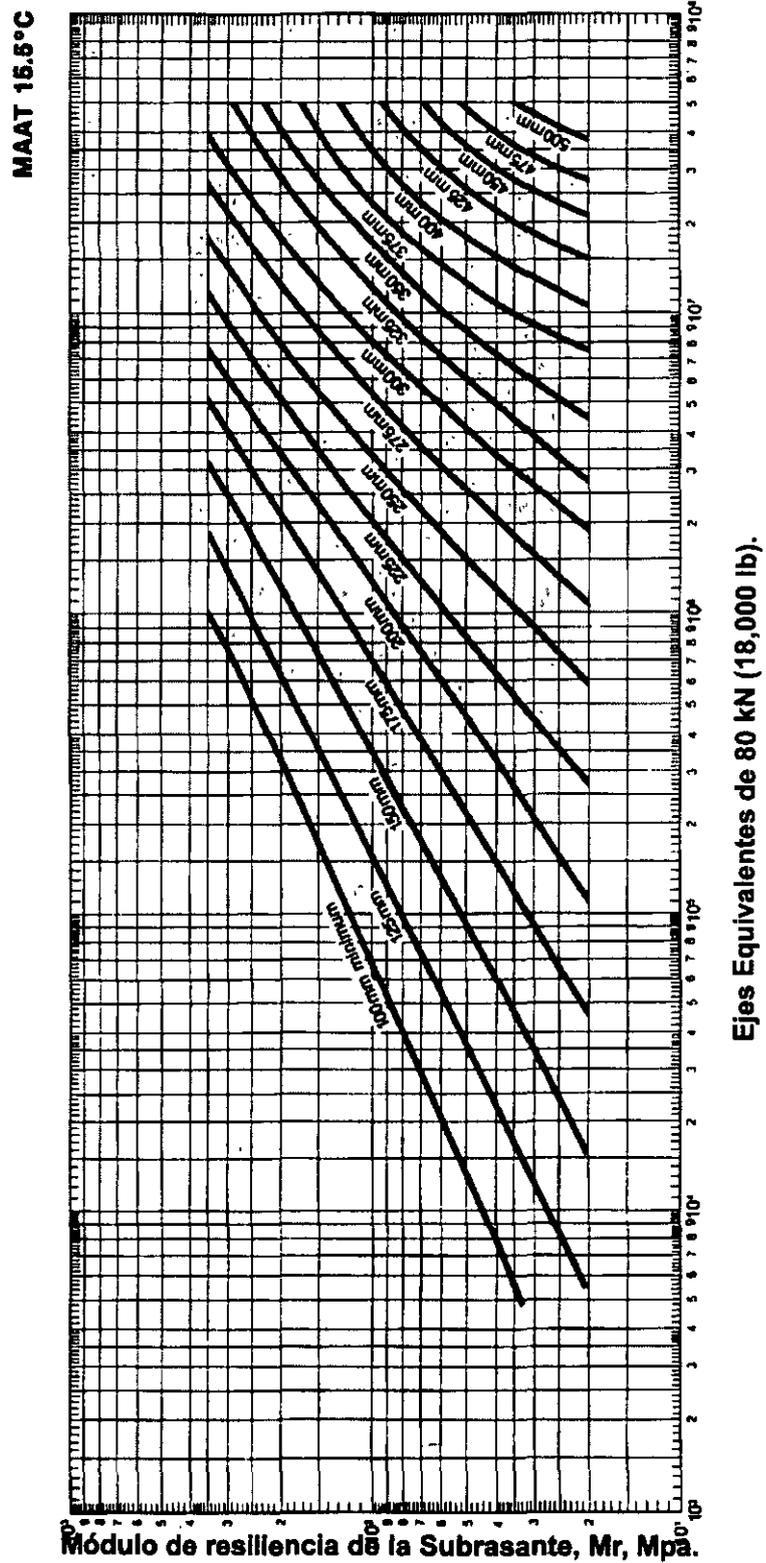
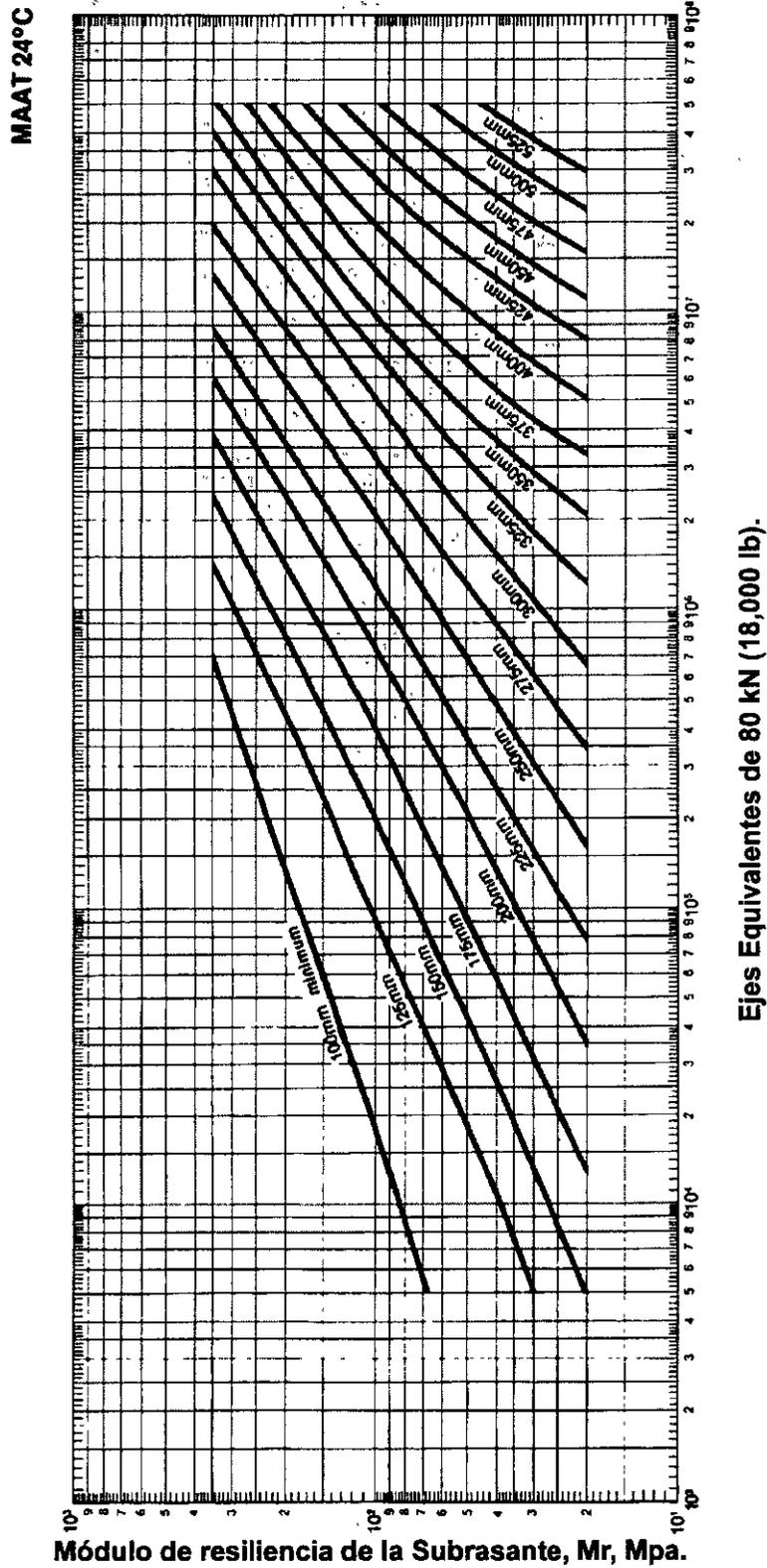


Figura 3.4. GRÁFICA PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTO DE CONCRETO ASFÁLTICO DE UNA SOLA CAPA (24°C).



4.- Método de la AASHTO para el Diseño de la Sección Estructural de los Pavimentos.

El actual método de la AASHTO, versión 1993, describe con detalle los procedimientos para el diseño de la sección estructural de los pavimentos flexibles y rígidos de carreteras. En el caso de los pavimentos flexibles, el método establece que la superficie de rodamiento se resuelve solamente con concreto asfáltico y tratamientos superficiales, pues asume que tales estructuras soportarán niveles significativos de tránsito (mayores de 50,000 ejes equivalentes acumulados de 8.2 ton durante el período de diseño), dejando fuera pavimentos ligeros para tránsitos menores al citado, como son los caminos revestidos o de terracería.

En este trabajo únicamente se resume el procedimiento para pavimentos flexibles, con el objeto de que el usuario disponga de una metodología práctica y sencilla de uso frecuente en su ámbito de trabajo.

4.1.- Método de diseño.

Los procedimientos involucrados en el actual método de diseño, versión 1993, están basados en las ecuaciones originales de la AASHO que datan de 1961, producto de las pruebas en Ottawa, Illinois, con tramos a escala natural y para todo tipo de pavimentos. La versión de 1986 y la actual de 1993 se han modificado para incluir factores o parámetros de diseño que no habían sido considerados y que son producto de la experiencia adquirida por ese organismo entre el método original y su versión más moderna, además de incluir experiencias de otras dependencias y consultores independientes.

El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un "número estructural SN" para el pavimento flexible que pueda soportar el nivel de carga solicitado. Para determinar el número estructural SN requerido, el método

proporciona la ecuación general y la gráfica de la Figura 4.1, que involucra los siguientes parámetros:

El tránsito en ejes equivalentes acumulados para el período de diseño seleccionado, " W_{18} ".

El parámetro de confiabilidad, " R ".

La desviación estándar global, " S_o ".

El módulo de resiliencia efectivo, " M_r " del material usado para la subrasante.

La pérdida o diferencia entre los índices de servicios inicial y final deseados, " ΔPSI ".

4.1.1.-Tránsito.

Para el cálculo del tránsito, el método actual contempla los ejes equivalentes sencillos de 18,000 lb (8.2 ton) acumulados durante el período de diseño, por lo que no ha habido grandes cambios con respecto a la metodología original de AASHTO. Solamente se aconseja que para fines de diseño en "etapas o fases" se dibuje una gráfica donde se muestre año con año, el crecimiento de los ejes acumulados (ESAL) vs tiempo, en años, hasta llegar al fin del período de diseño o primera vida útil del pavimento. La ecuación siguiente puede ser usada para calcular el parámetro del tránsito W_{18} en el carril de diseño.

$$W_{18} = D_D \cdot D_L \cdot \hat{W}_{18} \quad (4.1)$$

Donde:

- W_{18} = Tránsito acumulado en el primer año, en ejes equivalentes sencillos de 8.2 ton, en el carril de diseño.
- D_D = Factor de distribución direccional; se recomienda 50% para la mayoría de las carreteras, pudiendo variar de 0.3 a 0.7, dependiendo de en qué dirección va el tránsito con mayor porcentaje de vehículos pesados.
- \hat{W}_{18} = Ejes equivalentes acumulados en ambas direcciones.
- D_L = Factor de distribución por carril, cuando se tengan dos o más carriles por sentido. Se recomiendan los siguientes valores:

Tabla 4.1. FACTOR DE DISTRIBUCIÓN POR CARRIL.

Nº CARRILES EN CADA SENTIDO		PORCENTAJE DE W_{18} EN EL CARRIL DE DISEÑO
1		100
2		80 - 100
3		60 - 80
4 o más		50 - 75

Una vez calculados los ejes equivalentes acumulados en el primer año, el diseñador deberá estimar con base en la tasa de crecimiento anual y el período de diseño en años, el total de ejes equivalentes acumulados y así contar con un parámetro de entrada para la ecuación general o para el nomograma de la Figura 4.1.

Es importante hacer notar que la metodología original de AASHTO usualmente consideraba períodos de diseño de 20 años; en la versión actual de 1993, recomienda los siguientes períodos de diseño en función del tipo de carretera:

Tabla 4.2. PERIODOS DE DISEÑO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE CARRETERA.

TIPO DE CARRETERA	PERÍODO DE DISEÑO
Urbana con altos volúmenes de tránsito.	30 - 50 años
Interurbana con altos volúmenes de tránsito.	20 - 50 años
Pavimentada con bajos volúmenes de tránsito.	15 - 25 años
Revestidas con bajos volúmenes de tránsito.	10 - 20 años

4.1.2- Confiabilidad "R".

Con el parámetro de Confiabilidad "R", se trata de llegar a cierto grado de certeza en el método de diseño, para asegurar que las diversas alternativas de la sección estructural que se obtengan, durarán como mínimo el período de diseño. Se consideran posibles variaciones en las predicciones del tránsito en ejes acumulados y en el comportamiento de la sección diseñada.

El actual método AASHTO para el diseño de la sección estructural de pavimentos flexibles, recomienda valores desde 50 y hasta 99.9 para el parámetro "R" de confiabilidad, con diferentes clasificaciones funcionales, notándose que los niveles más altos corresponden a obras que estarán sujetas a un uso intensivo, mientras que los niveles más bajos corresponden a obras o caminos locales y secundarios.

Tabla 4.3. VALORES DE “R” DE CONFIABILIDAD, CON DIFERENTES CLASIFICACIONES FUNCIONALES.

NIVELES DE CONFIABILIDAD	
CLASIFICACION FUNCIONAL:	NIVEL RECOMENDADO POR AASHTO PARA CARRETERAS
Carretera Interestatal o Autopista.	80 - 99.9
Red Principal o Federal.	75 - 95
Red Secundaria o Estatal.	75 - 95
Red Rural o Local.	50 - 80

4.1.3.-Desviación estándar global “S_o”.

Este parámetro está ligado directamente con la Confiabilidad (R), descrita en el punto (4.1.2.); habiéndolo determinado, en este paso deberá seleccionarse un valor S_o “Desviación Estándar Global”, representativo de condiciones locales particulares, que considera posibles variaciones en el comportamiento del pavimento y en la predicción del tránsito.

Valores de “S_o” en los tramos de prueba de AASHO no incluyeron errores en la estimación del tránsito; sin embargo, el error en la predicción del comportamiento de las secciones en tales tramos, fue de 0.25 para pavimentos rígidos y 0.35 para los flexibles, lo que corresponde a valores de la desviación estándar total debidos al tránsito de 0.35 y 0.45 para pavimentos rígidos y flexibles respectivamente.

4.1.4.-Módulo de Resiliencia efectivo.

En el método actual de la AASHTO, la parte fundamental para caracterizar debidamente a los materiales, consiste en la obtención del Módulo de Resiliencia,

con base en pruebas de laboratorio, realizadas en materiales a utilizar en la capa subrasante (Método AASHTO T-274), con muestras representativas (esfuerzo y humedad) que simulen las estaciones del año respectivas. El módulo de resiliencia “estacional” será obtenido alternadamente por correlaciones con propiedades del suelo, tales como el contenido de arcilla, humedad, índice plástico, etc.

Finalmente, deberá obtenerse un “módulo de resiliencia efectivo”, que es equivalente al efecto combinado de todos los valores de módulos estacionales.

Para la obtención del módulo estacional, o variaciones del M_R a lo largo de todas las estaciones del año se ofrecen dos procedimientos: uno, obteniendo la relación en el laboratorio entre el módulo de resiliencia y el contenido de humedad de diferentes muestras en diferentes estaciones del año y, dos, utilizando algún equipo para medición de deflexiones sobre carreteras en servicio durante diferentes estaciones del año.

Sin embargo, para el diseño de pavimentos flexibles, únicamente se recomienda convertir los datos estacionales en módulo de resiliencia efectivo de la capa subrasante, con el auxilio de la Figura 4.7 que proporciona un valor sopesado en función del “daño equivalente anual” obtenido para cada estación en particular. También puede utilizarse la siguiente ecuación:

$$U_f = 1.18 \times 10^8 * M_R^{-2.32} \quad (4.2)$$

Donde:

U_f = Daño relativo en cada estación (por mes o quincenal).

M_R = Módulo de Resiliencia de la capa subrasante, obtenido en laboratorio o con deflexiones cada quincena o mes.

Y por último:

$$\bar{U}_f = \text{promedio de daño relativo} = \frac{\sum U_f}{n}$$

por lo que el

M_R efectivo, será el que corresponda al \bar{U}_f promedio (Ecuación 4.2).

4.1.5.- Pérdida o diferencia entre índices de servicio inicial y terminal.

El cambio o pérdida en la calidad de servicio que la carretera proporciona al usuario, se define en el método con la siguiente ecuación:

PSI = Índice de Servicio Presente

$$\Delta PSI = p_o - p_t \quad (4.3)$$

Donde:

ΔPSI = Diferencia entre los índices de servicio inicial u original y el final o terminal deseado.

p_o = Índice de servicio inicial (4.5 para pavimentos rígidos y 4.2 para flexibles).

p_t = Índice de servicio terminal, para el cual AASHTO maneja en su versión 1993 valores de 3.0, 2.5 y 2.0, recomendando 2.5 ó 3.0 para caminos principales y 2.0 para secundarios.

Se hace notar que aún en la versión actual, AASHTO no ha modificado la escala del índice de servicio original de 0 a 5 para caminos intransitables hasta carreteras perfectas, respectivamente. Sin embargo, se sugiere que el criterio para definir el índice de servicio terminal o mínimo de rechazo (menor índice tolerado antes de

realizar alguna operación de rehabilitación, reencarpetado o reconstrucción) esté en función de la aceptación de los usuarios de la carretera.

Para el caso de diseños de pavimentos en climas muy extremos, en especial los fríos, la guía de diseño del método actual recomienda evaluar adicionalmente la pérdida del índice de servicio original y terminal debida a factores ambientales por congelamiento y deshielo, que producen cambios volumétricos notables en la capa subrasante y capas superiores de la estructura del pavimento. En tales casos, el diseñador deberá remitirse al método AASHTO 1993, capítulo 2.1.4.

4.2.- Determinación de espesores por capas.

Una vez que el diseñador ha obtenido el Número Estructural SN para la sección estructural del pavimento, utilizando el gráfico o la ecuación general básica de diseño, (Figura 4.1) donde se involucraron los parámetros anteriormente descritos (tránsito, R, S_o , M_R , ΔPSI), se requiere ahora determinar una sección multicapa que en conjunto provea de suficiente capacidad de soporte equivalente al número estructural de diseño original. La siguiente ecuación puede utilizarse para obtener los espesores de cada capa, para la superficie de rodamiento o carpeta, base y subbase, haciéndose notar que el actual método de AASHTO, versión 1993, ya involucra coeficientes de drenaje particulares para la base y subbase.

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 \quad (4.4)$$

Donde:

a_1 , a_2 y a_3 = Coeficientes de capa representativos de carpeta, base y subbase respectivamente.

D_1 , D_2 y D_3 = Espesor de la carpeta, base y subbase respectivamente, en pulgadas.

m_2 y m_3 = Coeficientes de drenaje para base y subbase, respectivamente.

Para la obtención de los coeficientes de capa a_1 , a_2 y a_3 deberán utilizarse las Figuras 4.2 a 4.6, en donde se representan valores de correlaciones hasta de cinco diferentes pruebas de laboratorio: Módulo Elástico, Texas Triaxial, R - valor, VRS y Estabilidad Marshall.

Para carpeta asfáltica.	(a_1)	Figura 4.2
Para bases granulares.	(a_2)	Figura 4.3
Para subbases granulares.	(a_3)	Figura 4.4
Para bases estabilizadas con cemento.		Figura 4.5
Para bases estabilizadas con asfalto.		Figura 4.6

Para la obtención de los coeficientes de drenaje, m_2 y m_3 , correspondientes a las capas de base y subbase respectivamente, el método actual de AASHTO se basa en la capacidad del drenaje para remover la humedad interna del pavimento, definiendo lo siguiente:

Tabla 4.4. CAPACIDAD DEL DRENAJE PARA REMOVER LA HUMEDAD.

CALIDAD DEL DRENAJE:	AGUA REMOVIDA EN:
Excelente	2 horas
Bueno	1 día
Regular	1 semana
Pobre	1 mes
Malo	agua no drena

En la Tabla 4.5 se presentan los valores recomendados para m_2 y m_3 (bases y subbases granulares sin estabilizar) en función de la calidad del drenaje y el porcentaje del tiempo a lo largo de un año, en el cual la estructura del pavimento pueda estar expuesta a niveles de humedad próximos a la saturación.

Tabla 4.5.- VALORES m_i RECOMENDADOS PARA MODIFICAR LOS COEFICIENTES ESTRUCTURALES DE CAPA DE BASES Y SUBBASES SIN TRATAMIENTO, EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Calidad del Drenaje	Porcentaje de Tiempo al cual esta Expuesta la Estructura del Pavimento a Niveles de Humedad Próxima a la Saturación			
	Menor del 1%	1 - 5%	5 - 25%	Mayor del 25%
Excelente	1.40 - 1.35	1.35 - 1.30	1.30 - 1.20	1.20
Bueno	1.35 - 1.25	1.25 - 1.15	1.15 - 1.00	1.00
Regular	1.25 - 1.15	1.15 - 1.05	1.00 - 0.80	0.80
Pobre	1.15 - 1.05	1.05 - 0.80	0.80 - 0.60	0.60
Muy Pobre	1.05 - 0.95	0.95 - 0.75	0.75 - 0.40	0.40

Para capas estabilizadas con cemento o asfalto y para la superficie de rodamiento elaborada con concreto asfáltico, el método no considera un posible efecto por el

drenaje, por lo que en la ecuación de diseño sólo intervienen valores de m_2 y m_3 y no se asigna valor para m_1 correspondiente a la carpeta.

Para el cálculo de los espesores D_1 , D_2 y D_3 (en pulgadas), el método sugiere respetar los siguientes valores mínimos, en función del tránsito en ejes equivalentes sencillos acumulados:

Tabla 4.6. ESPESORES MÍNIMOS, EN PULGADAS, EN FUNCIÓN DE LOS EJES EQUIVALENTES.

TRANSITO (ESAL ² s) EN EJES EQUIVALENTES	CARPETAS DE CONCRETO ASFÁLTICO	BASES GRANULARES
Menor de 50,000	1.0 ó T.S.	4.0
50,001 - 150,000	2.0	4.0
150,001 - 500,000	2.5	4.0
500,001 - 2'000,000	3.0	6.0
2'000,001 - 7'000,000	3.5	6.0
Mayor de 7'000,000	4.0	6.0

T.S. = Tratamiento superficial con sellos.

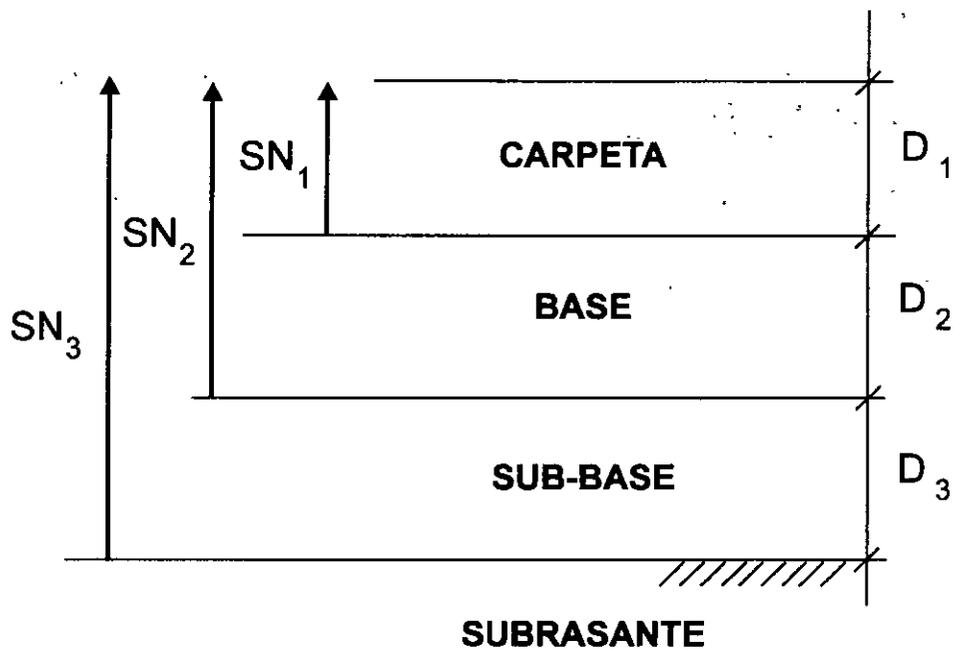
4.3.- Análisis del diseño final con sistema multicapa.

Deberá reconocerse que para pavimentos flexibles, la estructura es un sistema de varias capas y por ello deberá diseñarse de acuerdo a ello. Como ya se describió al principio del método, el "número estructural SN" sobre la capa subrasante o cuerpo del terraplén es lo primero a calcularse. De la misma manera deberá obtenerse el número estructural requerido sobre las capas de la subbase y base, utilizando los valores de resistencia aplicables para cada uno. Trabajando con las

diferencias entre los números estructurales que se requieren sobre cada capa; el espesor máximo permitido de cualquier capa puede ser calculado. Por ejemplo, el número estructural máximo permitido para material de la capa de subbase, debe ser igual al número estructural requerido sobre la subbase restado del SN requerido sobre la subrasante.

El Método AASHTO recomienda el empleo de la siguiente figura y ecuaciones:

Figura 4.8. RECOMENDACIÓN DE AASHTO.



$$D^*_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN^*_1 = a_1 D_1 \geq SN_1$$

$$D^*_2 \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2 m_2}$$

$$SN^*_1 + SN^*_2 \geq SN_2$$

$$D^*_3 \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3 m_3}$$

NOTAS: 1) a, D, m, y SN corresponden a valores mínimos requeridos.

2) D* y SN* representan los valores finales de diseño.

Con todo lo anterior queda configurada la sección estructural de proyecto para pavimento flexible.

Figura 4.1. GRÁFICA DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE PAVIMENTO FLEXIBLE.

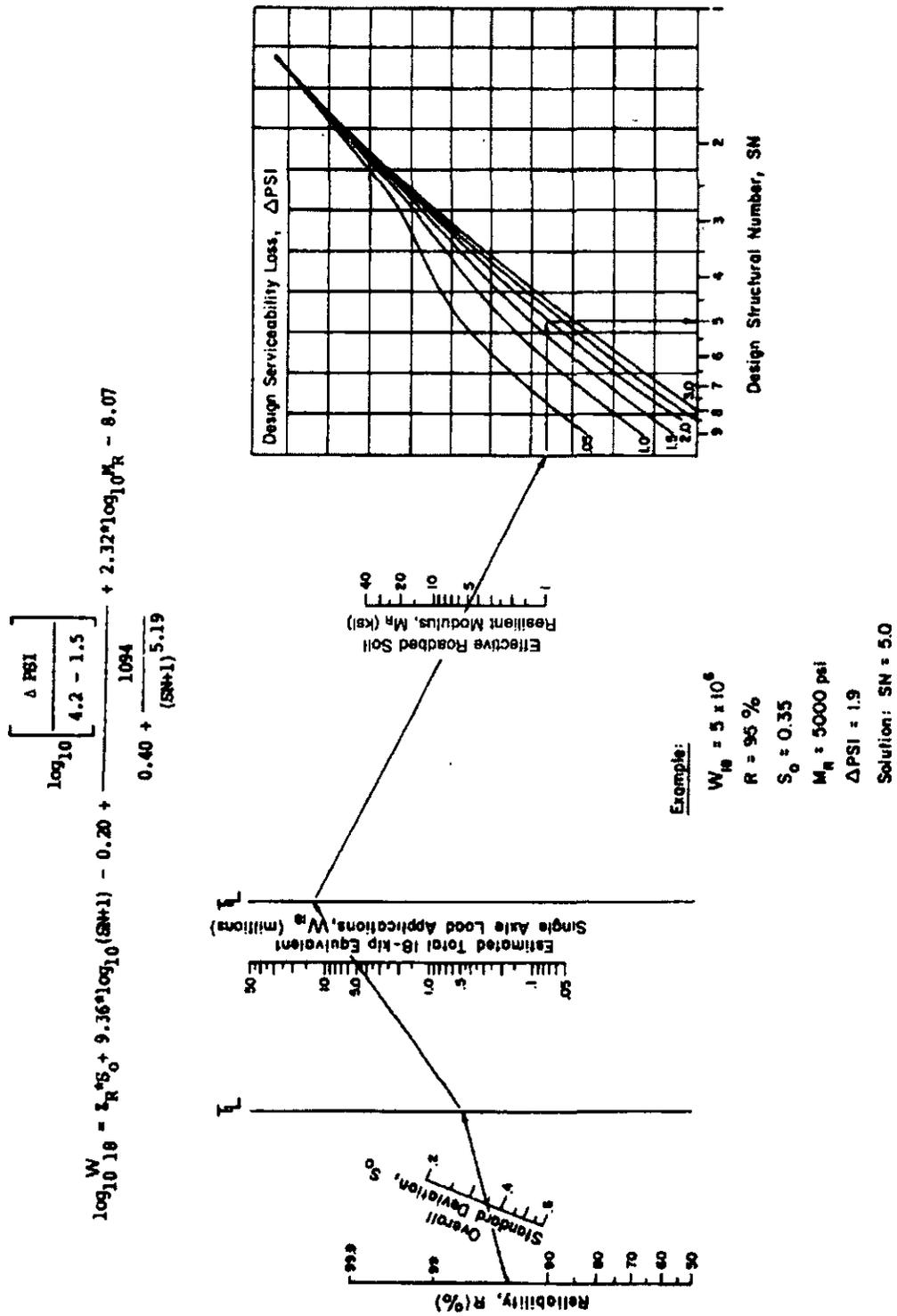


Figura 4.2. GRÁFICA PARA DETERMINAR EL COEFICIENTE ESTRUCTURAL DE CAPA "a₁" EN FUNCIÓN DEL MÓDULO ELÁSTICO DEL CONCRETO ASFÁLTICO.

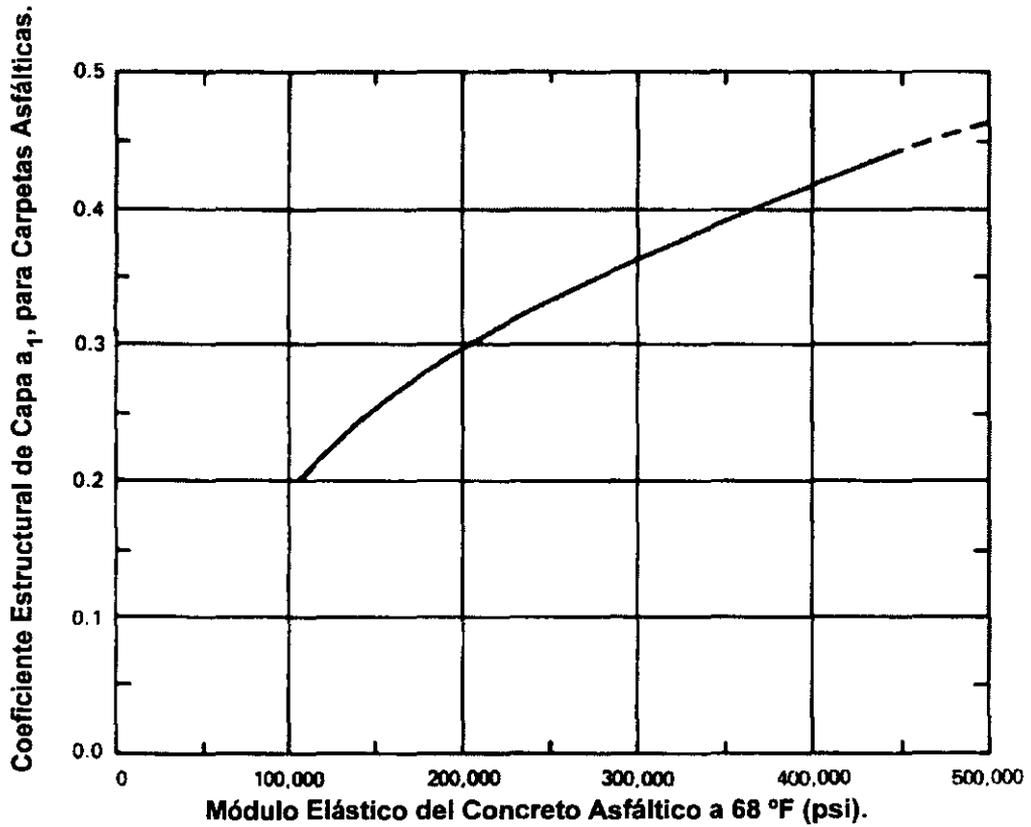
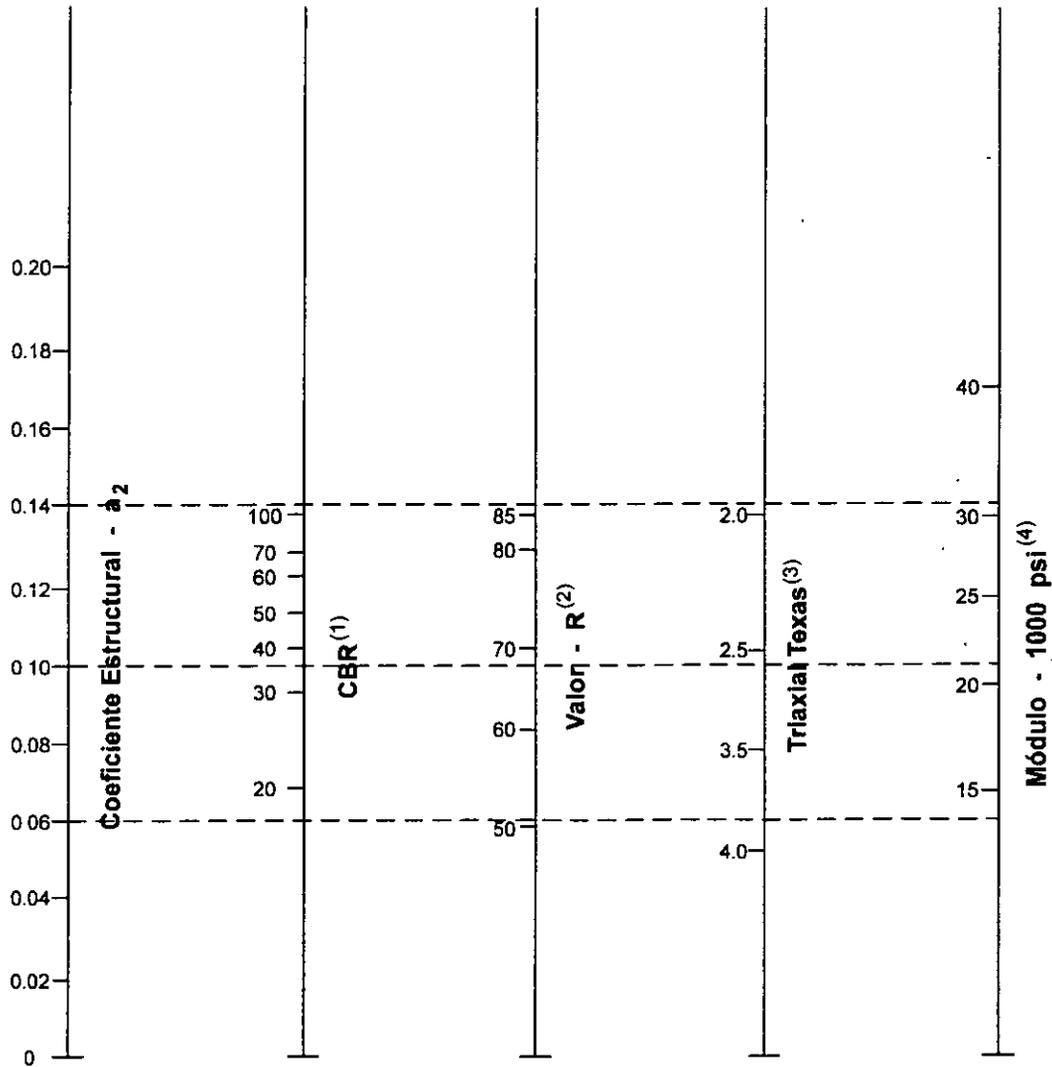


Figura 4.3.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₂", EN BASES GRANULARES.



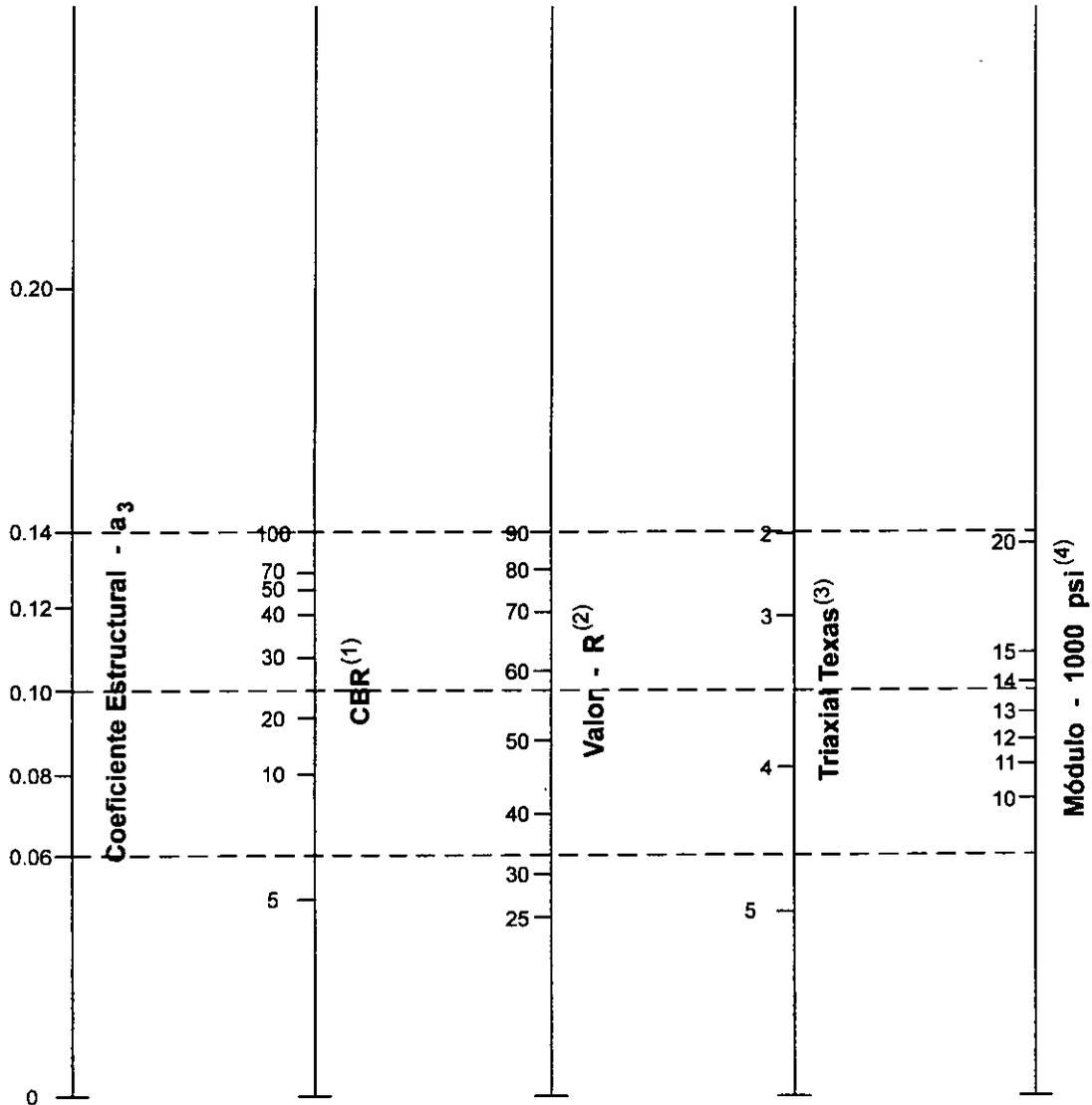
(1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois.

(2) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de California, Nuevo México y Wyoming.

(3) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Texas.

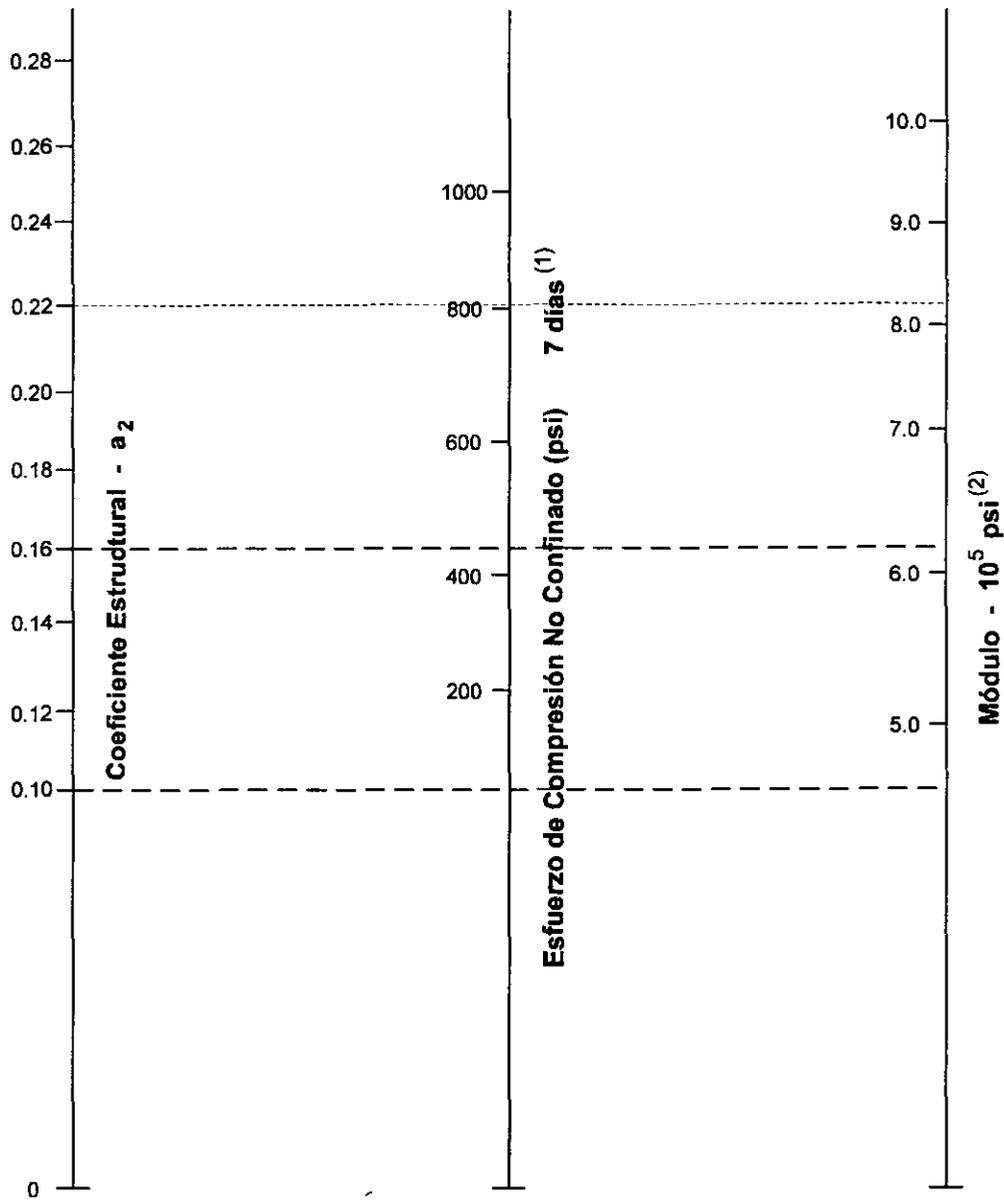
(4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.4.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₃", EN SUBBASES GRANULARES.



- (1) Escala derivada de correlaciones de Illinois.
- (2) Escala derivada de correlaciones obtenidas del Instituto del Asfalto, California, Nuevo México y Wyoming.
- (3) Escala derivada de correlaciones obtenidas de Texas.
- (4) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

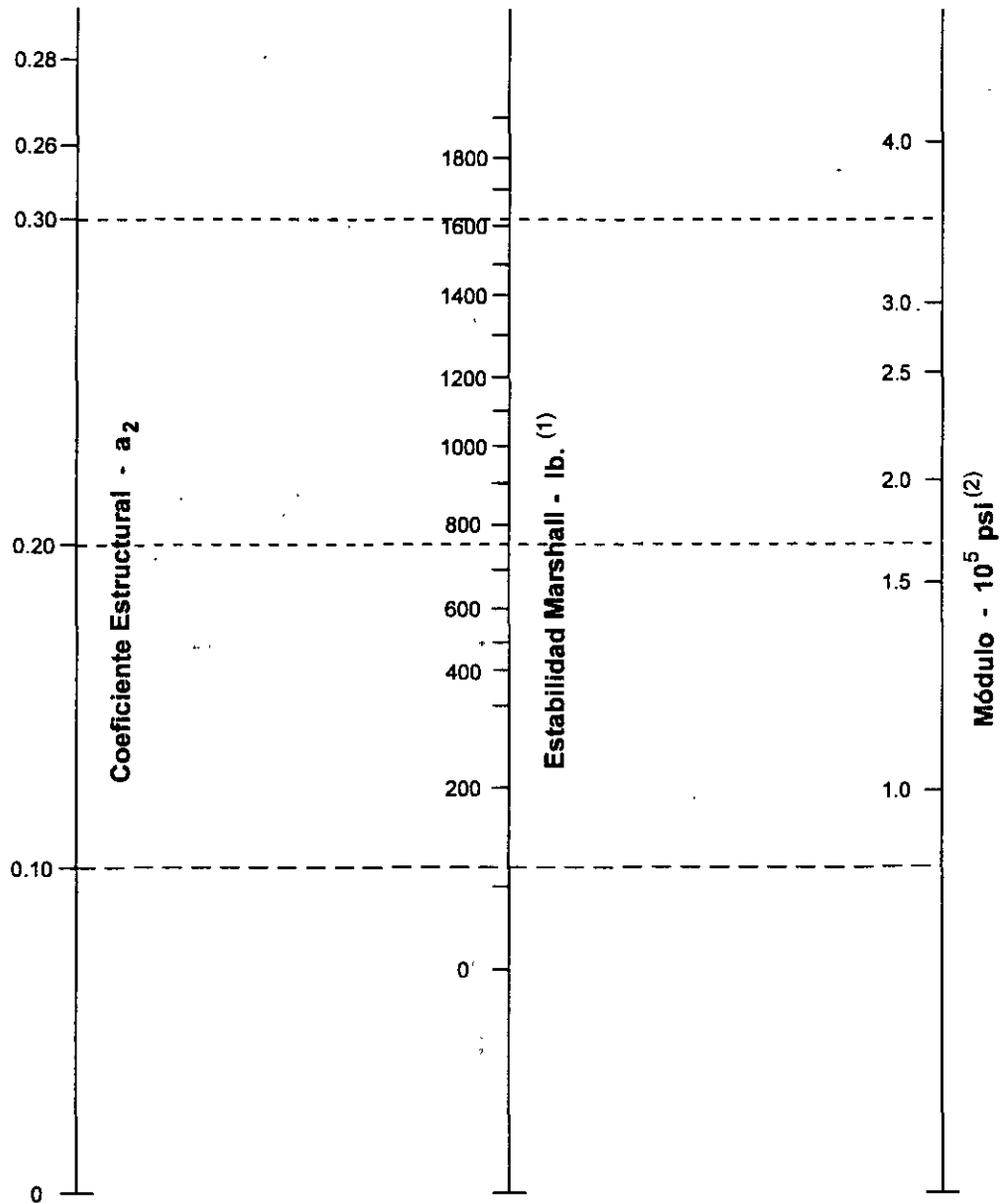
Figura 4.5.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₂", EN BASES ESTABILIZADAS CON CEMENTO PORTLAND.



(1) Escala derivada por correlaciones promedio obtenidas de Illinois, Louisiana y Texas.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.6.- VARIACIÓN DE LOS COEFICIENTES DE CAPA "a₂", EN BASES ESTABILIZADAS CON ASFALTO.

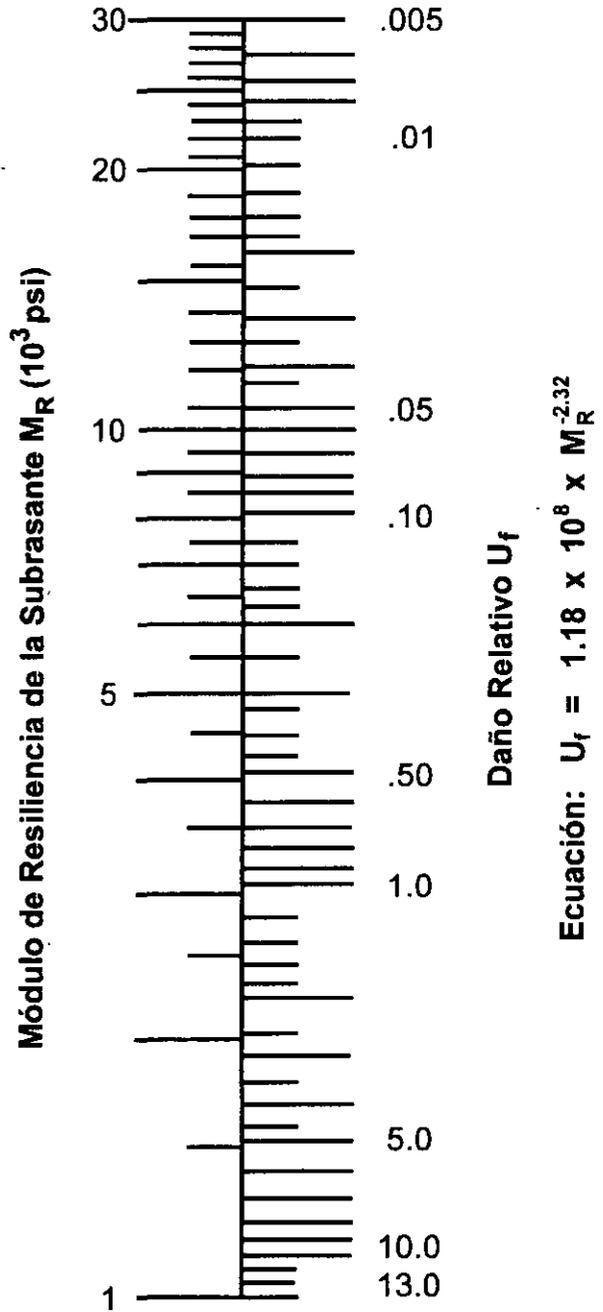


(1) Escala derivada por correlación obtenida de Illinois.

(2) Escala derivada del proyecto (3) del NCHRP.

Figura 4.7.- FORMATO PARA CALCULAR EL MÓDULO DE RESILIENCIA EFECTIVO DE LA SUBRASANTE EN PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Mes	Módulo de Resiliencia de la Subrasante M_R (psi)	Daño Relativo U_f
Ene.		
Feb.		
Mar.		
Abr.		
May.		
Jun.		
Jul.		
Ago.		
Sep.		
Oct.		
Nov.		
Dic.		
Sumatoria:	$\Sigma U_f =$	



III.- TERCERA PARTE. ALGUNAS COMPARACIONES ENTRE MÉTODOS DE DISEÑO.

En este Capítulo se presentan varios diseños para cuatro niveles de tránsito comunes en el país, con los mismos datos de entrada, para poder hacer una comparación entre los cuatro métodos de diseño analizados, que son los más usuales en México.

1.- Métodos analizados:

- | | |
|--|---|
| - Instituto de Ingeniería,
UNAM. México. | Instructivo para el Diseño Estructural
de Pavimentos Flexibles.
Reporte N° 444, Noviembre 1981. |
| - Ministerio de Obras Públicas
de España, MOPU. | Catálogo de Secciones de Pavimentos
Flexibles y Rígidos, 1990. |
| - Instituto del Asfalto
de los E.U.A. | Método de Diseño de Espesores,
Pavimentos Flexibles, 1993. |
| - American Association of
State Highway and Transportation
Officials, AASHTO, Washington, D.C. | Método de Diseño, Sección Estructural
de Pavimentos, 1993. |

2.- Datos Comunes de Entrada en los Ejemplos:

1. El período de diseño seleccionado para la primera vida útil del pavimento, fue de 20 años.
2. El periodo de diseño adicional, para extender la vida del pavimento original, fue de 10 años, con lo que se totalizan 30 años globales para la sección estructural de los pavimentos en estudio.

3. La tasa de crecimiento anual, para el tránsito inicial aforado, es del 4% constante, a lo largo de los 30 años considerados.
4. Los tránsitos promedio diario anual seleccionados (TDPA), fueron de 500 para el tránsito "ligero", 3,000 para el "mediano", 10,000 para el "pesado" y 25,000 vehículos para el tránsito "muy pesado", en ambas direcciones de la carretera y para todo tipo de vehículos; esto es para automóviles, autobuses y camiones.
5. Del flujo vehicular diario en ambas direcciones, se decidió considerar para el tránsito "ligero" un 85% de vehículos ligeros (automóviles y pick ups) y un 15% de vehículos pesados (autobuses foráneos de pasajeros y camiones de carga). Para el tránsito denominado "mediano", se consideró un 80% de vehículos ligeros y un 20% de pesados. En el caso del tránsito "pesado", se tomó un 70% de vehículos ligeros y un 30% de pesados. Por último, se estimó para el tránsito llamado "muy pesado", un 60% del aforo para vehículos ligeros y un 40% para todos los pesados, incluyéndose tanto a los autobuses foráneos de pasajeros, como a los vehículos más comunes y representativos de los camiones de carga en México.
6. Para la comparación entre los 4 métodos estudiados y con el fin de diseñar las secciones estructurales de pavimentos flexibles correspondientes, se emplearon datos reales del Estudio Estadístico del Autotransporte que la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, a través del Instituto Mexicano del Transporte y la Dirección General de Servicios Técnicos, ha venido realizando desde 1989 hasta la fecha.

Para obtener el efecto del vehículo sobre el pavimento, a través de los coeficientes de equivalencia de carga o de daño, se utilizaron los porcentajes medidos en el campo con los pesos de vehículos de carga que proporciona

el Estudio Estadístico del Autotransporte del IMT y la SCT, diseñando las secciones estructurales con los métodos señalados, pero involucrando en forma precisa los vehículos de carga totalmente vacíos, los que circulan parcialmente cargados con diferentes porcentajes, los que lo hacen conforme a Reglamento de Pesos y Dimensiones y los que operan con sobrepeso. Los datos mencionados en los párrafos anteriores, se pueden consultar para mayor detalle en las Ref. Nos. 4, 5, 6 y 7.

Para la distribución del tránsito en los vehículos de carga representativos del transporte que circula en la red federal de carreteras, se tomó la siguiente clasificación promedio, producto del Estudio Estadístico de Campo mencionado.

Tabla 2.1. PORCENTAJE PROMEDIO POR TIPO DE VEHÍCULO.

CLASIFICACIÓN VEHÍCULO:	PORCENTAJE PROMEDIO
C - 2	37
C - 3	19
T3 - S2	24
T3 - S3	16
T3 - S2 - R4	2

7. Para estandarizar el efecto del tránsito anteriormente descrito, se utilizó el concepto del "eje equivalente estándar" de 18,000 lbs (8.2 ton), calculando esos elementos para 20 y 30 años de período de diseño. A tal efecto, se

emplearon los coeficientes de daño supuestos por AASHTO, en 1993, por otra parte de amplia utilización en la literatura especializada.

8. En cuanto a la caracterización de los materiales a utilizar para las diferentes capas que conforman la sección de los pavimentos a diseñar, se asignaron los siguientes valores de resistencia para subrasantes, subbases y bases:

Tabla 2.2. VALORES DE RESISTENCIA ASIGNADOS.

	VRS	Mr. (psi)
Cuerpo terraplén	3	diseño
Capa Subrasante	5	6,000
Capa Subbase	30	15,000
Capa base	90-100	30,000
Superficie de rodamiento con asfalto	-	400,000

Nota: Con la finalidad de contrastar más los resultados, se estimó conveniente utilizar valores relativamente bajos de resistencia para el cuerpo de terraplén, la capa subrasante y la capa subbase, pues en la realidad es común encontrar valores de resistencia de suelos menos críticos. Por otra parte debe señalarse que valores tan bajos en las características de resistencia en el cuerpo del terraplén y subrasante no son convenientes dentro de una política de diseño técnica y económicamente exitosa.

Para el caso del Método Español, el catálogo de diseño vigente indica 3 tipos de capas de subrasante (explanada según la nomenclatura local):

- E₁ entre 5 y 10 de VRS
- E₂ entre 10 y 20 de VRS
- E₃ mayor de 20 VRS

En el mismo Método Español, para tránsitos pesados y muy pesados (T-1 y T-0) con Intensidad Media Diaria de Autobuses y Camiones entre 800, 2,000 y más de 2,000 en el carril de diseño, el método no considera subrasantes menores de 10 de Valor Relativo de Soporte.

9. Para el caso del tránsito “muy pesado” con volúmenes iniciales de 25,000 vehículos diarios en ambas direcciones y en virtud de la capacidad geométrica de tales vías, se consideraron 4 carriles de circulación, estimando el porcentaje adecuado de ejes equivalentes acumulados sobre el carril de diseño 50/60%, con un 60% de flujo direccional (DD); esto es, considerando que de un origen A a un destino B el 60% va y el 40% viene y adicionalmente se tomó un factor del 50% para el carril de diseño (DL) que es donde circulan los vehículos de carga.

10. En los métodos ejemplificados en este trabajo se consideró, en cuanto a factores o condiciones ambientales y otras variables de entrada comunes, lo siguiente:

- a) Temperatura Ambiental de Diseño: mayor o igual que 24 °C.
- b) Coeficiente por Drenaje: 1.2 para capas de base y subbase (AASHTO).
- c) Desviación Estándar Global: 0.35 para pavimento flexible (AASHTO).
- d) Nivel de Confianza R: 95 (AASHTO).
- e) Nivel de Confianza Qu: 90 (I. I. UNAM).
- f) Asfaltos: AC-20 o AC-40 (Instituto del Asfalto).

11. En todos los casos analizados con los 4 métodos de diseño y para los 4 niveles de tránsito considerados, se estimó un Índice Internacional de Rugosidad inicial de 2.0 metros por kilómetro (equivalente a 4.5 de Índice de

Servicio Actual o PSI) y un valor de 6.0 metros por kilómetro para el Índice Internacional de Rugosidad final (equivalente a 2.5 de Índice de Servicio Actual o PSI), momento en el que se ejercerá alguna acción de rehabilitación o refuerzo mayor, para extender el período de diseño original 10 años más y así lograr 30 años de vida útil. Con las consideraciones acotadas, se utilizó un Δ PSI o reducción del índice de servicio de 2.0 (Método AASHTO).

12. Los coeficientes estructurales de capas utilizados para carpeta, base y subbase, fueron respectivamente 0.42, 0.14 y 0.08, recomendados para materiales asfálticos y materiales granulares sin tratamiento. (AASHTO).
13. Con el objeto de realizar una comparación cuantitativa y no subjetiva, se decidió utilizar el término empleado por AASHTO en su metodología vigente del “Número Estructural Equivalente, SN”, para que en función de los espesores finales obtenidos con los 4 métodos de diseño, para todas y cada una de las condiciones descritas, junto con los coeficientes de capa estructurales, se obtuvieran valores equivalentes de cada sección final convertidas a SN.

En la Tabla 2.3, se pueden observar las 4 condiciones de tránsito vehicular consideradas (ligero, mediano, pesado y muy pesado), los 4 diferentes aforos vehiculares iniciales (TDPA 500, 3,000, 10,000 y 25,000), sus proyecciones a 20 y 30 años, los totales de vehículos involucrados en el año inicial, a los 20 y a los 30 años y los ejes sencillos estándar acumulados para los mismos periodos de diseño.

En la Tabla 2.4, se observan los “Números Estructurales Equivalentes, SN” obtenidos para cada condición preestablecida y para los 4 métodos de diseño analizados.

Tabla 2.3. RESUMEN DE TRÁNSITOS PROMEDIO Y TOTALES DE VEHÍCULOS Y EJES EQUIVALENTES ACUMULADOS EN LOS PERÍODOS DE DISEÑO.

TDPA	VEHÍCULOS ACUMULADOS	EJES EQUIV. ACUMULADOS	AÑOS
<u>500</u>			Inicial
1,095	5'434,850	852,570	20
1,620	10'234,600	1'605,474	30
<u>3,000</u>			Inicial
6,570	32'609,100	6'731,457	20
9,720	61'407,600	12'676,007	30
<u>10,000</u>			Inicial
21,900	108'697,000	33'656,224	20
32,400	204'692,000	63'378,035	30
<u>25,000</u>			Inicial
54,750	271'742,500	56'094,388	20
81,000	511'730,000	105'631,342	30

Tabla 2.4. RESUMEN DE LAS SECCIONES DE PAVIMENTOS OBTENIDAS, EN FUNCIÓN DE SU NÚMERO ESTRUCTURAL EQUIVALENTE SN.

TRÁNSITO	AÑOS	II UNAM	MOPU	I ASFALTO	AASHTO
Ligero	20	2.7	3.1	4.4	3.6
	30	2.9	4.7	5.0	4.1
Mediano	20	3.3	6.1	6.3	4.8
	30	3.6	6.9	6.9	5.3
Pesado	20	4.0	6.3	7.9	6.0
	30	4.3	7.2	9.2	6.6
Muy Pesado	20	4.3	7.0	8.8	6.5
	30	4.5	8.2	10.0	7.1

Del análisis comparativo entre modelos de diseño de secciones estructurales de pavimentos flexibles, se observan diferencias importantes entre los 4 métodos analizados y para los diferentes niveles de tránsito que varían desde 500 vehículos diarios en ambas direcciones hasta 25,000, donde los espesores finales obtenidos convertidos a Número Estructural Equivalente, SN, muestran diferencias hasta del 100%. Este efecto es más marcado cuando se están proyectando secciones estructurales para tránsitos pesados y muy pesados, que involucran flujos vehiculares de 10,000, 25,000 y más vehículos diarios en ambas direcciones, con porcentajes de vehículos de carga del 30 y 40%.

Obsérvese que hay métodos de diseño que reaccionan con mucha mayor sensibilidad al crecimiento del tránsito que otros, lo cual parece ser una política de diseño conveniente, probablemente por el hecho de que las acciones de conservación se tornan muy peligrosas con tránsitos altos y éstas producirán rápidos deterioros a partir de secciones débiles.

IV.- CUARTA PARTE. COSTOS COMPARATIVOS DE SOLUCIONES.

Para complementar los resultados de los distintos métodos de dimensionamiento presentados en este trabajo, se hace a continuación un análisis de los costos a los que llegan las diferentes soluciones obtenidas, distinguiendo los costos de construcción inicial, los de acciones de conservación y, en forma especial, los de operación.

Para obtener las relaciones entre costos, se utilizaron niveles de tránsito de 500 vehículos, 3,000, 10,000, 25,000, 50,000 y 75,000 diarios (en ambas direcciones), con porcentajes de vehículos pesados que van del 15, 20, 30 y 40% respectivamente. Para estimar el número de ejes equivalentes de diseño, se consideraron las siguientes variables: carreteras de 2 carriles para los tránsitos de 500 a 10,000 vehículos diarios, de 4 carriles para 25,000 y de 6 carriles para 50,000 y 75,000 vehículos diarios; se supuso una tasa de crecimiento del tránsito del 4% anual y se utilizaron los coeficientes de daño sugeridos por el método AASHTO. En cuanto al peso de los vehículos de carga, se tomaron en cuenta los vacíos, los parcialmente cargados, los cargados conforme a reglamento y los sobrecargados utilizando los datos del Estudio Estadístico del Autotransporte de la SCT.

Para cuantificar los costos y obtener las relaciones entre secciones diseñadas, se utilizaron datos del tabulador SCT de principios de 1997, calculando exclusivamente los costos involucrados de la carpeta, la base y la subbase. En relación a los costos de conservación, se consideraron el mantenimiento rutinario preventivo, bacheo, sellado de grietas, drenaje, riegos de sello, el mantenimiento rutinario correctivo y el mantenimiento mayor, que implica acciones de reconstrucción y de refuerzo utilizando sobrecarpetas de concreto asfáltico.

El período considerado de vida útil del pavimento es de 30 años en todos los casos, estableciendo la premisa de no permitir que el Índice Internacional de

Rugosidad promedio supere los 4 m/Km (3.4 de ISA), con el objeto de garantizar al usuario un nivel de confort deseable a lo largo de toda la vida útil, y estableciendo un valor final de 6 m/Km (2.5 de ISA). El valor de IRI, inicial para todos los casos, fue de 2 m/Km (4.2 de ISA).

La estimación de los costos de operación vehicular para los 6 diferentes niveles de tránsito, se basa en valores generados por trabajos de investigación que ha desarrollado el IMT. (Ref. No. 5).

Para encontrar las relaciones entre los costos de las secciones robustas y débiles, los autores decidieron utilizar el concepto de "costo unitario" o "1 (uno) absoluto"; ya que el costo inicial de cada sección de pavimento para cada nivel de tránsito es diferente; esto es, el costo inicial de construcción de un pavimento para 500 vehículos diarios; obviamente es menor que el costo inicial de un pavimento diseñado para 25,000 ó 50,000 y 75,000 vehículos diarios. Para poder comparar las relaciones entre los 3 costos involucrados, se procedió a calcular el número de veces que representan los costos de mantenimiento y operación correspondientes sobre el costo inicial de construcción que se toma igual a "uno".

En todos los casos analizados, se utilizó la misma estrategia empleada en la primera parte de este trabajo, para diseñar secciones estructurales que duren 20 años como vida inicial, extendiéndola 10 años más para lograr el total de 30 años de vida útil, por medio de un refuerzo o sobrecarpeta de concreto asfáltico, colocado sobre la sección original.

Los resultados de las comparaciones de costos se muestran en las Tablas 3, 4 y 5. La primera se refiere a soluciones con pavimentos que pudieran considerarse robustos. La Tabla 4, expresa lo mismo para secciones que pudieran considerarse débiles y la Tabla 5, de alguna manera trata de expresar la diferencia entre ambas políticas. En todos los casos la robustez o debilidad de la sección se expresa con el Número Estructural Equivalente SN.

**Tabla 3. RELACIONES ENTRE COSTOS PARA SECCIONES ROBUSTAS
DISEÑADAS PARA 30 AÑOS.**

TRANSITO TDPA	COSTO CONSTRUCCION	COSTO MANTENIMIENTO	COSTO OPERACION	"SN" FINAL	ESPEJOR TOTAL DE GRAVA EQUIV. (cm)
500	1	0.4	2	4.1	61
3,000	1	0.6	8	5.3	83
10,000	1	1.0	22	6.6	104
25,000	1	2.0	60	7.1	109
50,000	1	4.0	140	10.5	120
75,000	1	4.9	192	11.0	132

**Tabla 4. RELACIONES ENTRE COSTOS PARA SECCIONES DÉBILES
DISEÑADAS PARA 30 AÑOS.**

TRANSITO TDPA	COSTO CONSTRUCCION	COSTO MANTENIMIENTO	COSTO OPERACION	"SN" FINAL	ESPEJOR TOTAL DE GRAVA EQUIV. (cm)
500	1	0.5	3	2.9	55
3,000	1	0.8	12	3.6	64
10,000	1	1.5	37	4.3	76
25,000	1	3.0	110	4.5	80
50,000	1	6.5	210	4.9	87
75,000	1	8.1	383	5.0	96

Tabla 5. DIFERENCIAS ENTRE RELACIONES.

TRANSITO TDPA	SOBRECOSTO CONSTRUCCION	SOBRECOSTO MANTENIMIENTO	SOBRECOSTO OPERACION	DIF. "SN"	DIF. ESPEJOR
500	60%	0.1	1	1.2	6
3,000	50%	0.2	4	1.7	19
10,000	60%	0.5	15	2.3	28
25,000	60%	1.0	50	2.6	29
50,000	60%	2.5	70	5.6	33
75,000	60%	3.2	191	6.0	36

Comentarios.

- Del análisis comparativo entre modelos de diseño de secciones estructurales de pavimentos flexibles, se observan diferencias importantes entre los 4 métodos analizados y para los diferentes niveles de tránsito que varían desde 500 vehículos diarios en ambas direcciones hasta 25,000, donde los espesores finales obtenidos convertidos a Número Estructural Equivalente, SN, muestran diferencias hasta del 100%. Este efecto es más marcado cuando se están proyectando secciones estructurales para tránsitos pesados y muy pesados, que involucran flujos vehiculares de 10,000, 25,000 y más vehículos diarios en ambas direcciones, con porcentajes de vehículos de carga del 30 y 40%.
- Cuando se calcularon los totales de ejes equivalentes acumulados en períodos de 20 y 30 años, para condiciones de volúmenes de tránsito diario muy intensos (TDPA 25,000) y altos porcentajes de vehículos pesados, se observaron limitaciones en los 4 métodos de diseño analizados, para calcular con ese parámetro de diseño y el Módulo de Resiliencia de la capa subrasante, los espesores totales de la sección estructural del pavimento. Lo anterior se debe en gran medida, a los fuertes porcentajes de vehículos pesados supuestos, situación que aunque parece extrema para ejemplos de cálculo, en el México actual ya se presenta en casos de carreteras con altas cifras de flujos vehiculares, y con porcentajes de vehículos de carga de hasta un 40%.
- Se hace evidente la recomendación de prestar especial atención cuando se diseñen pavimentos flexibles para carreteras, que involucren suelos naturales difíciles o pobres en cuanto a características y resistencia y cuando el proyectista está involucrado en el diseño de carreteras que soporten altos

flujos vehiculares en ambas direcciones (TDPA 10,000 o mayor) y porcentajes de vehículos de carga pesados del orden del 30 y 40% del total.

- Se observa que los métodos empíricos de diseño para pavimentos flexibles analizados, requieren de revisión y actualización, involucrando condiciones reales y actuales del transporte y una mayor investigación en la caracterización de materiales que componen los pavimentos, pues se estima que, en el caso particular de México, los parámetros de diseño originales han sido rebasados por las condiciones del transporte carretero, en cuanto a volúmenes, pesos y composición del tránsito actuales y futuras. Adicionalmente, se estima que no basta considerar para diseño vehículos vacíos y cargados, sino que deben tomarse en cuenta los vehículos vacíos, los parcialmente cargados con sus respectivos porcentajes de carga, los cargados conforme a reglamento y los sobrecargados con sus porcentajes de exceso. Esto es ahora posible en México gracias al Estudio Estadístico de Campo del Autotransporte que realiza la SCT.
- En cuanto a los costos de construcción inicial se puede notar que, en todos los casos para los 6 diferentes niveles de tránsito, las secciones llamadas robustas diseñadas para 30 años, requieren de una mayor inversión inicial, del orden del 60%, que lo que requieren las secciones débiles. Sin embargo, se observa que las relaciones de costos de mantenimiento que se requerirán a lo largo de la vida útil del pavimento pueden triplicarse y más cuando la sección es débil.
- Para los casos de diseño de pavimentos que soportarán tránsitos pesados y muy pesados, esto es, 10,000, 25,000, 50,000 y 75,000 vehículos diarios, en ambas direcciones, se pueden apreciar diferencias significativas en los costos de operación, que compensan con creces, el costo apropiado en la construcción inicial, entre el diseño de un pavimento débil y un pavimento adecuado.

- Se puede observar en las Tablas 3, 4 y 5 que a lo largo de los 30 años, la relación entre el costo de mantenimiento y el costo inicial de construcción, siempre es mayor para las secciones débiles.
- En cuanto a los costos de operación, se observan para los niveles de tránsito pesado y muy pesado (TDPA 10,000 - 75,000), secciones robustas con 22, 60, 140 y 192 veces el costo inicial de construcción; para las secciones débiles se pueden ver en los mismos niveles, costos de operación de 37, 110, 210 y 383 veces el costo inicial de construcción, lo que arroja diferencias o sobrecostos de operación de 15, 50, 70 y 191 veces respectivamente; esto es un sobrecosto adicional, que a todas luces representa una gran desventaja económica en la vida del pavimento, resultado de construir secciones escasas.

V.- QUINTA PARTE. INVESTIGACIONES RECIENTES.

1.- Introducción.

En este capítulo se presenta un panorama general y un análisis crítico de algunas de las investigaciones que sobre comportamiento y diseño de pavimentos se están llevando a cabo a nivel internacional.

2.- Programas de Investigación en los Estados Unidos.

2.1.- Antecedentes.

La red de carreteras interestatales de los Estados Unidos fue modernizada entre los años 1955 a 1995 esencialmente, dando lugar a uno de los sistemas de transporte más masivo y moderno del mundo. Sin embargo, 15 años antes de que dicho sistema fuese completado se empezaron a observar niveles de deterioro importantes en las carreteras. Esta situación comprometía la inversión realizada dado los altos costos necesarios para mantener, rehabilitar y operar la red actual. En respuesta a esta situación, y por iniciativa de la *Federal Highway Administration* (FHWA) del Departamento de Transporte de los Estados Unidos, se estableció durante 1987 el programa denominado SHRP (*Strategic Highway Research Program*) como una unidad independiente del Consejo Nacional para la Investigación Científica de ese país.

Lo anterior implica, necesariamente, el reconocimiento de que los métodos de diseño tradicionalmente utilizados, que son fundamentalmente empíricos, son inadecuados para las condiciones de tránsito actuales en los Estados Unidos. De hecho, la aplicación de esos métodos para las condiciones de tránsito en México, también presenta limitaciones tal y como se indicó en los capítulos anteriores.

El objetivo global del programa SHRP es el de proveer las herramientas necesarias para mejorar el comportamiento de los pavimentos e incrementar así la duración de su vida útil, mejorando las condiciones de transporte sin ocasionar mayores incrementos en los recursos financieros. Las áreas estratégicas en las cuales el programa SHRP enfoca su atención son las siguientes:

- * Asfaltos
- * Mantenimiento de pavimentos
- * Concreto Hidráulico
- * Comportamiento a largo plazo de pavimentos

2.2.- Asfaltos.

Dentro del tema de los asfaltos, el programa SHRP considera que el mejoramiento del comportamiento de los pavimentos deberá estar sujeto a un programa de investigación que permita aumentar el conocimiento de las propiedades físicas, químicas, reológicas y mecánicas de cementos y concretos asfálticos. Los resultados de la investigación deberán permitir:

- a) El desarrollo de nuevas especificaciones para ligantes asfálticos, desde el punto de vista del comportamiento esperado del pavimento, así como de los métodos y equipos de ensaye adecuados;
- b) Diseñar un sistema computacional para el diseño de mezclas asfálticas, con base también en el comportamiento esperado, incluyendo métodos y equipos de ensaye;
- c) Proponer una metodología para la evaluación de asfaltos modificados.

Dado lo complejo de la química de los asfaltos, las especificaciones correspondientes actuales han sido desarrolladas hasta ahora tomando como

base pruebas para la determinación de propiedades físicas únicamente. Ejemplo de esas pruebas son las de penetración, viscosidad y ductilidad, que se realizan en condiciones de temperatura estándar. La correlación entre esas pruebas y el comportamiento de un pavimento es completamente empírica, por lo que se requiere que transcurra mucho tiempo antes de poderla validar adecuadamente. Un ejemplo de lo anterior lo constituye la prueba de penetración. Esta prueba da una indicación de la rigidez del asfalto, pero una relación entre penetración y comportamiento no se ha podido obtener por la experiencia. Otra limitación de los ensayos actuales es que los resultados no cubren el rango completo de temperaturas típicas en pavimentos. Por ejemplo, aunque la viscosidad es una propiedad fundamental de flujo, el ensaye provee sólo información del comportamiento viscoso a altas temperaturas, ya que la prueba se realiza a 60 y 135 °C. Del mismo modo, el ensaye de penetración sólo describe la consistencia del asfalto a temperaturas medias (25 °C). El comportamiento elástico del asfalto a bajas temperaturas no puede predecirse realísticamente a partir de esa información.

Por ejemplo, se ha reportado que las especificaciones actuales para asfaltos, basadas en viscosidad y penetración, pueden clasificar diferentes productos en una misma categoría, aun cuando tengan distintas características de comportamiento, en lo referente a deformación permanente y a fracturamiento por fatiga. Puede haber asfaltos con la misma consistencia a bajas temperaturas pero diferentes a altas temperaturas. Algunos asfaltos únicamente pueden coincidir en el valor de la consistencia a 60 °C. Como esos asfaltos se clasifican actualmente en una misma categoría, se puede esperar, erróneamente, que tengan las mismas características durante el proceso de construcción y el mismo comportamiento en condiciones climáticas diferentes.

Debido a lo anterior y a otras cosas, el programa SHRP propone una serie de nuevas especificaciones para asfaltos, modificados o no, basadas en la realización de ensayos de laboratorio relativamente novedosos. Estos ensayos

permiten medir propiedades físicas del asfalto que están relacionadas directamente con su comportamiento real en campo. La Tabla 2.1 lista los nuevos equipos de prueba con una breve descripción de su utilización en las nuevas especificaciones.

Las nuevas especificaciones consideran las tres etapas críticas durante la vida del asfalto. Los ensayos realizados sobre el asfalto virgen original representan las etapas de su transporte, almacenamiento y manejo. La siguiente etapa es la de producción de la mezcla asfáltica y construcción, que se simula con la *prueba de la película delgada*. La tercera y última etapa del asfalto, que corresponde a la vida útil del pavimento, se simula por medio del *Recipiente Hermético de Envejecimiento*. Los detalles de los procedimientos de dichos ensayos y especificaciones las puede consultar el lector en la Ref. No. 19. El uso de las nuevas especificaciones debe permitir la selección del asfalto adecuado en función de las condiciones locales de temperatura, para obtener siempre un buen comportamiento durante las condiciones de trabajo del pavimento.

Tabla 2.1. BREVE MENCIÓN DE LOS EQUIPOS DE PRUEBA QUE PROPONE EL PROGRAMA SHRP PARA EVALUARLAS PROPIEDADES DEL ASFALTO. (Ref. No. 19).

PROPIEDAD	EQUIPO	PROPOSITO
Deformación Permanente y Fracturamiento por Fatiga	Horno para la prueba de la película delgada; recipiente hermético de envejecimiento.	Simulan el envejecimiento del asfalto.
	Reómetro de corte dinámico.	Mide las propiedades del asfalto a temperaturas intermedias y altas.
Flujo	Viscosímetro rotacional.	Mide las propiedades del asfalto a altas temperaturas.
Fracturamiento por Bajas Temperaturas	Reómetro para flexión en vigas.	Miden las propiedades del asfalto a bajas temperaturas.
	Equipo de tensión directa.	

Sin duda, en lo que a asfaltos se refiere, el programa SHRP está proponiendo procedimientos y equipos que serán de mucha utilidad. Por ejemplo, en las nuevas especificaciones se proponen 21 tipos de ligantes asfálticos clasificados de acuerdo con los valores obtenidos en nuevos ensayos de laboratorio y a partir de la temperatura esperada en campo. Sin embargo, aún cuando existe una aparente correlación entre los resultados de esos nuevos ensayos y el comportamiento esperado del pavimento, la validación definitiva de la metodología propuesta dependerá del comportamiento observado en pavimentos reales. Además, los resultados que se obtienen en los ensayos relativos a mezclas asfálticas presentan todavía mucha dispersión experimental. (Ref. Nos. 23 y 24). Al respecto, se han reportado algunos casos de tramos experimentales, diseñados con la metodología propuesta por SHRP, que presentaron prematuramente niveles elevados de deformación permanente (Ref. No. 25).

2.3.- Concreto Hidráulico.

En lo referente al área de Concreto Hidráulico, el programa SHRP persigue el desarrollar el conocimiento, equipos y metodología necesarios para producir y utilizar concretos de mayor duración para aplicaciones carreteras. El comportamiento de pavimentos de concreto depende del diseño de la estructura, de la composición y calidad de los materiales que constituyen el concreto, del cuidado con el que es colocado, consolidado y terminado y de su correcto curado. Por lo anterior, las actividades de investigación están encaminadas a mejorar las tecnologías de materiales y producción del concreto así como las técnicas de construcción. El presente trabajo versa sobre los pavimentos asfálticos, por lo que el lector interesado puede consultar la Ref. No. 20 para mayor detalle sobre esta área de investigación.

2.4.- Mantenimiento en pavimentos.

En esta línea de investigación el objetivo del programa SHRP consiste en evaluar la práctica actual de las operaciones comunes de mantenimiento en pavimentos. Lo anterior incluye técnicas de mantenimiento preventivo, técnicas para la evaluación de la condición superficial y estructural de un pavimento, dispositivos de seguridad para el control del tránsito durante las actividades de mantenimiento y señalamientos de protección para los trabajadores, así como técnicas para el control y manejo de nieve y hielo. Una mayor información la encontrará el lector en la Ref. No. 21.

2.5.- Comportamiento de pavimentos a largo plazo.

La importancia de ésta área se explica por los altos costos que implican, en la hora actual, las actividades de rehabilitación y reconstrucción de pavimentos en los Estados Unidos. A pesar de ello, no se había desarrollado ningún proyecto de investigación para mejorar el entendimiento del comportamiento de los pavimentos a largo plazo desde la realización del tramo experimental AASHO en 1960. Poco se conoce la influencia, en el comportamiento de los pavimentos, de variables tales como las condiciones climáticas, prácticas de conservación y mantenimiento, efectos de la carga repetida a largo plazo, variaciones de los materiales y prácticas constructivas. El programa SHRP en esta área pretende incrementar la vida de los pavimentos investigando su comportamiento para secciones estructurales diferentes, materiales de construcción y niveles de carga también diferentes y considerando la influencia del tipo de medio ambiente en que se encuentran, del terreno de cimentación y de las prácticas de conservación y mantenimiento. Las actividades de investigación a realizar son (Ref. No. 22):

- Evaluación de los métodos de diseño existentes.
- Desarrollo de estrategias y procedimientos de diseño para la rehabilitación de pavimentos existentes.

- Desarrollo de ecuaciones de diseño mejoradas para pavimentos nuevos o reconstruidos.
- Determinación de los efectos en el comportamiento y deterioro de pavimentos, de los niveles de carga, del medio ambiente, variabilidad y propiedades de los materiales, calidad de la construcción y niveles de mantenimiento.
- Determinación de los procedimientos de diseño específicos para mejorar el comportamiento de los pavimentos.
- Crear una base de datos nacional (E.E.U.U.) para soportar esos objetivos y necesidades futuras.

Después de cinco años de observación, la gran mayoría de los pavimentos diseñados con la metodología SHRP se ha comportado de acuerdo con lo esperado; es decir, los niveles observados de deformación permanente y de fracturamiento por fatiga han sido satisfactorios (Ref. No. 26). De hecho, ya existe una gran base de datos disponible (Ref. No. 27) que contiene información de 2,400 tramos de prueba. Sin embargo, es de prever que toda esa información sea de difícil interpretación, ya que en dichos tramos de prueba no existe un control total de los distintos factores que influyen en el comportamiento de los pavimentos.

3.- Programas de Investigación Europeos.

3.1.- Introducción.

Entre los años 1989 y 90 se llevó a cabo una colaboración internacional entre 14 países miembros de la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos (OCDE), principalmente europeos, para el desarrollo de un programa de investigación sobre pavimentos. A dicho programa se le denominó *Proyecto FORCE* (First OECD Research Common Experiment). Los objetivos del proyecto fueron básicamente los dos siguientes:

- Contribuir a la investigación actual sobre el comportamiento de materiales para carreteras y procedimientos de diseño para pavimentos.
- Demostrar la capacidad real de colaboración internacional en un tema de interés mutuo.

El experimento se realizó en dos etapas. La primera se llevó a cabo en la pista de pruebas a escala natural del Laboratorio Central de Puentes y Caminos (LCPC), ubicada en la ciudad de Nantes, Francia. La segunda etapa consistió en trabajos individuales en otros países con experimentos similares. Los objetivos técnicos de la primera etapa fueron la realización de ensayos de fatiga sobre diferentes estructuras de pavimento para cargas repetidas de 10 y 11.5 toneladas por eje, la verificación de los procedimientos de diseño y mantenimiento utilizados por los países participantes y la estandarización de equipos de prueba, procedimientos de medición y de interpretación de resultados. En la segunda etapa del proyecto se buscó la comparación de resultados obtenidos en experimentos similares, pero en diferentes lugares. La discusión de los resultados obtenidos se puede dividir en tres grupos; el primero relacionado con las características de los pavimentos y materiales en el experimento; el segundo con el comportamiento mecánico medido de los mismos y, finalmente, el relativo a los ensayos cruzados realizados por otros países. Cada uno de estos grupos se discute a continuación.

3.2.- Pavimentos y materiales utilizados.

Un tema central en lo relativo al comportamiento de pavimentos es, sin duda, el problema de las propiedades de los materiales que lo conforman. Dado que la tendencia actual de mucha investigación sigue hacia el uso de modelos matemáticos, basados en las teorías de la elasticidad y viscoelasticidad, ha llegado a ser esencial en la investigación de campo el tener información confiable sobre las especificaciones de los materiales utilizados, así como de sus propiedades mecánicas. Sin lo anterior, es muy difícil el explicar las desviaciones

entre los comportamientos esperado y observado de los pavimentos. Es interesante notar que, mientras muchos de los participantes en el *Proyecto FORCE* eran capaces de evaluar la composición y propiedades de los materiales asfálticos, pocos podían hacer lo mismo, por falta de infraestructura, para los materiales granulares empleados y menos aún para los suelos utilizados. Esto es un reflejo de la tendencia, en los últimos años, hacia el estudio principal del comportamiento de materiales asfálticos. Sin embargo, es claro que la investigación sobre pavimentos es imposible sin un conocimiento completo del comportamiento mecánico de los suelos. Lo anterior fue reconocido por los países participantes y se consideró para una futura cooperación internacional.

Entre las conclusiones importantes destaca la utilidad de equipos de campo para la evaluación de la capacidad estructural de los pavimentos. En particular, se señala que los deflectómetros de impacto (en inglés *FWD-Falling Weight Deflectometers*) son equipos que pueden propiciar la obtención rápida de información útil sobre la resistencia relativa en cada una de las diferentes capas de un pavimento. Dicha información se puede correlacionar con otras mediciones realizadas en esas áreas. Además, los valores de deflexión obtenidos pueden servir, con una interpretación cuidadosa, para estimar los módulos de elasticidad de cada una de las capas que constituyen la sección estructural del pavimento. Sigue en pie el hecho de que todos los deflectómetros de impacto miden algo que es diferente de las deformaciones que sufre un pavimento a largo plazo, por lo que están sujetos para su correcta interpretación a un problema de correlación experimental.

3.3.- Comportamiento observado.

Durante el experimento de Nantes se recopiló información sobre deflexiones, temperaturas, longitud de fisuras, profundidad de roderas, condiciones climáticas, deformaciones en el pavimento, etc. En total se acumularon 60 millones de valores que necesitan un manejo e interpretación adecuados. A pesar de toda esa

información, algunos investigadores concluyeron que son necesarias mediciones más extensivas y frecuentes, para hacer comparaciones entre lo teórico y lo medido. Esto hace ver que en este tipo de experimentos el problema del tratamiento de la información es muy importante. La cantidad de datos necesaria se puede determinar adecuadamente a partir de una teoría de comportamiento mecánico de pavimentos adecuada. Hasta ahora, los modelos utilizados están basados en los métodos mecanicistas que se describen con mayor detalle posteriormente. Tal cantidad de datos hace necesario el uso de análisis estadísticos para el tratamiento de la información, para interpretar los resultados y poder obtener conclusiones. Una alternativa al uso de los métodos estadísticos es el análisis dimensional, para identificar *a priori* las variables importantes que necesitan ser medidas en un experimento. Cabe señalar que Westergaard, en 1926, utilizó el análisis dimensional para estudiar el problema del cálculo del esfuerzo de tensión máximo en pavimentos rígidos.

Entre las conclusiones más relevantes obtenidas cabe destacar las siguientes:

- La tecnología actual permite la medición de deflexiones con una precisión aceptable, pero la medición de deformaciones no es todavía confiable.
- La deformación permanente observada es proporcional a la rigidez de la estructura de pavimento. Al parecer, lo anterior no se puede afirmar para el caso de agrietamientos, o deformaciones importantes.
- Entre los factores que influyen más en el comportamiento se indicaron la calidad del suelo de apoyo y el espesor de la carpeta asfáltica.
- Los factores de equivalencia entre las cargas estudiadas de 10 y 11.5 Ton dependen del tipo de deterioro a considerar.

3.4.- Ensayes cruzados.

Como ya se indicó anteriormente, la segunda etapa del *Programa FORCE* consistió en la realización de experimentos similares en países tales como España, Estados Unidos, Australia, Finlandia y otros. Estos ensayes cruzados tuvieron como objetivo comparar los resultados obtenidos en la ciudad de Nantes con otros en instalaciones diferentes sobre estructuras de pavimento similares. Sin embargo, las diferencias entre resultados fueron muy importantes. Lo anterior cuestiona la realización de ensayes cruzados en diversos países; sin embargo, los costos involucrados en los experimentos a gran escala hace que el número de variables que se puede incluir en el programa experimental correspondiente sea limitado. Lo anterior llama necesariamente a una cooperación internacional para obtener mayores ventajas de las instalaciones de prueba disponibles.

4.- Métodos de Diseño Mecanicistas.

4.1.- Introducción.

Recientemente, el gran desarrollo en la computación ha permitido que muchas teorías de análisis puedan aplicarse a las condiciones prácticas. Esta aplicación se efectúa mediante el uso de nomogramas, ecuaciones de diseño o catálogos de estructuras. Además, gracias al amplio uso de la computadora, existe la tendencia a utilizarlas directamente en los nuevos métodos de diseño, con diversas modalidades, como análisis estructural empleando sistemas de capas múltiples o mediante elementos finitos. De esta manera se utilizan, cada vez con mayor frecuencia, los modelos de simulación para el diseño de pavimentos (Ref. No. 18).

Los métodos de diseño para pavimentos flexibles se pueden clasificar de una manera general en cinco categorías, como se indica en la Tabla 4.1. El método empírico más conocido es sin duda el del Valor Relativo de Soporte (VRS), basado en la realización y resultados de la prueba del mismo nombre.

Actualmente se reconoce (Ref. Nos. 16 y 17) que el VRS parece un índice demasiado sujeto a condiciones circunstanciales como para considerarlo un buen índice del comportamiento mecánico de un suelo y, sin embargo, probablemente más de la mitad de los pavimentos en el mundo se siguen diseñando con este método. Los métodos basados en el equilibrio límite consisten fundamentalmente en determinar el espesor de pavimento necesario para que no se presenten fallas por sobrepasar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; estos métodos se utilizan poco, ya que los pavimentos modernos deben diseñarse no sólo bajo un criterio de resistencia sino con un criterio de deformación permanente. En lo que respecta al uso de ecuaciones de regresión obtenidas en tramos de prueba para el diseño de pavimentos, un buen ejemplo lo constituye el Método AASHTO (Ref. No. 12). Este método es utilizado en varios países, incluyendo México, aún cuando tiene sus mayores dificultades de aplicación en países de clima cálido como el mexicano.

Tabla 4.1. CLASIFICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO PARA PAVIMENTOS FLEXIBLES. (Ref. No. 14).

Método	Diseño en función de	Limitaciones
Empírico.	Tipo de suelo (granulometría y plasticidad) y un índice de resistencia, ej., el VRS.	Todas las desventajas de la correlación experimental.
Equilibrio límite.	La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.	Los pavimentos fallan primero por pérdida de funcionalidad.
Deflexión límite.	La deflexión permisible en la superficie del pavimento.	Los pavimentos fallan por esfuerzos y deformaciones excesivos, y no necesariamente por deflexiones excesivas.
Regresión.	Resultados obtenidos en tramos de prueba.	Sólo aplicable para las condiciones de prueba.
Mecanicistas.	La mecánica de los materiales que conforman el pavimento.	Necesita una calibración en función del comportamiento real observado. Asume las hipótesis de las teorías de la elasticidad y la visco-elasticidad.

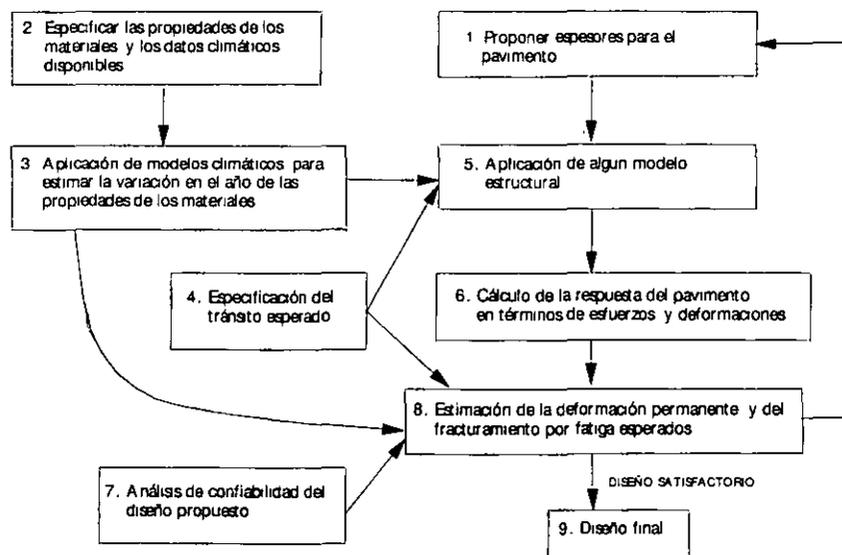
Las tendencias actuales en lo que se refiere a métodos de diseño, indican una preferencia marcada por el desarrollo de métodos "racionales", basados en la

mecánica de los materiales que conforman el pavimento. Estos métodos se han calificado como mecanicistas, en el sentido que relacionan los niveles de la sollicitación (cargas por eje) transmitida al sistema estructural que constituye el pavimento, con la respuesta obtenida en términos de esfuerzos y deformaciones. La respuesta así obtenida permite predecir, en principio, los niveles de deterioro esperados a partir de ensayos de laboratorio y del comportamiento observado en campo. La dependencia en el comportamiento observado del pavimento es necesaria, ya que la Teoría sola ha demostrado no ser suficiente para la realización de diseños reales.

4.2.- Metodología general de los diseños mecanicistas.

La Figura 4.1 muestra la metodología general para el diseño de pavimentos flexibles. En dicha figura se asume que los materiales utilizados en la estructura del pavimento son conocidos a priori y que sólo sus espesores están sujetos a iteraciones de diseño. Si los espesores propuestos no satisfacen los requisitos de diseño, será entonces necesario cambiar los tipos y propiedades de los materiales a utilizar. En lo que sigue se explica brevemente cada uno de los pasos que constituyen la metodología.

Figura 4.1. METODOLOGÍA GENERAL PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS



4.2.1.- Configuración del pavimento.

El primer paso de la metodología implica la suposición de una configuración inicial del pavimento que incluye el número de capas, su espesor y el tipo de materiales a utilizar. Esto se puede realizar convenientemente con base en la experiencia local ya adquirida o haciendo referencia a catálogos de secciones estructurales para pavimentos, como los que emplean países como Francia y España. Las especificaciones de los materiales a utilizar en cada una de las capas pueden basarse en la experiencia ya validada o apoyarse en recomendaciones como las que se indican en la Ref. No. 11.

4.2.2.- Caracterización de materiales.

La propiedad básica de los materiales que conforman las capas de un pavimento (carpeta asfáltica, base, subbase y subrasante) es el *Módulo de Resiliencia*, que es una medida de las propiedades elásticas de un suelo, pero reconociendo la existencia de características no lineales en su comportamiento.

Según AASHTO (Ref. No. 12) el Módulo de Resiliencia está llamado a sustituir al Valor Relativo de Soporte por las razones siguientes:

- Se supone que es una propiedad mecánica básica que puede usarse en análisis mecanicistas de sistemas de capas múltiples para predecir diferentes tipos de deterioros, como son el agrietamiento, las deformaciones permanentes, la rugosidad, etc.,
- El procedimiento para su obtención está normalizado según método AASHTO T 274,

- Se le ha reconocido internacionalmente como método para la caracterización de materiales y para su uso en diseño y evaluación de pavimentos,
- Existen técnicas no destructivas para su medición indirecta en campo.

La dificultad actual que existe para la determinación y uso común del módulo de resiliencia es la necesidad de equipos triaxiales cíclicos, que no son todavía comunes en los laboratorios de pruebas. Debido a ello se han propuesto varias ecuaciones de correlación entre el Módulo de Resiliencia y otros parámetros de fácil obtención como el Valor Relativo de Soporte. Dichas correlaciones son de dudosa extrapolación a las condiciones nacionales, por lo que su uso no es recomendable.

Sin embargo, el Módulo de Resiliencia es un concepto muy discutible. Cuando un suelo se somete a carga cíclica se observa, experimentalmente, que después de la aplicación de cada ciclo de carga existe una parte de la deformación que se recupera y otra que es permanente. La acumulación de la deformación permanente al cabo de un gran número de ciclos es una de las principales causas del deterioro de los pavimentos. Hasta ahora no se ha demostrado definitivamente que el módulo de resiliencia tenga una correlación con la magnitud de la deformación permanente que se puede producir para un cierto nivel de esfuerzo cíclico. Además, el módulo de resiliencia es un parámetro que no forma parte de ninguna teoría física conocida. El hecho de considerarlo como valor del módulo de Young, dentro de los análisis elásticos, es sólo un artificio para poder calcular esfuerzos y deformaciones en la sección estructural de un pavimento.

4.2.3.- Modelos climáticos.

Si la temperatura y los contenidos de agua en el pavimento varían considerablemente durante el año, será necesario considerar diferentes valores para los módulos de resiliencia de cada una de las capas que conforman el

pavimento en función de la época. La determinación de dicha variación necesita la utilización de modelos climáticos. Estos modelos incluyen los modelos de transferencia de calor (Ref. No. 28) para determinar la distribución espacial y temporal de temperaturas, los modelos de equilibrio (Ref. No. 29) para determinar la distribución final de humedades a nivel de la subrasante y los modelos de infiltración y drenaje (Ref. No. 30) para poder predecir el grado de saturación en capas granulares. La utilización práctica de los modelos climáticos necesita la determinación y/o la medición de ciertos parámetros como los datos climáticos y las propiedades térmicas de los materiales. Los datos climáticos incluyen las temperaturas del aire diarias máxima y mínima, la velocidad del viento y el porcentaje de insolación. Las propiedades térmicas incluyen la conductividad térmica, el calor específico y el punto de fusión. La conductividad térmica se define como la medida de la rapidez de transferencia de calor a través de un material. El calor específico es el calor requerido para elevar en un grado la temperatura de una unidad de masa de una sustancia. El punto de fusión se refiere a la temperatura en la cual se presenta la transformación de sólido a líquido al calentar un material.

El grado de saturación en la base y en la subrasante se predice diariamente considerando la distribución de probabilidad de la cantidad de lluvia, las probabilidades de días secos y lluviosos, la infiltración de agua en el pavimento a través de grietas y juntas, el drenaje de la capa de base, y las probabilidades de aumento o disminución del contenido de agua en las capas del pavimento.

La temperatura y la humedad son variables climáticas importantes en el diseño de pavimentos. El módulo de la carpeta asfáltica depende de la temperatura del pavimento, mientras que los módulos de la base, subbase y subrasante varían considerablemente con los cambios en sus contenidos de agua. En suelos cohesivos, incluyendo suelos granulares con un significativo porcentaje de finos, la resistencia y el módulo de resiliencia son muy sensibles a pequeños cambios en el contenido de agua (del orden del 1 %).

4.2.4.- Condiciones de tránsito.

El tránsito debe subdividirse en un cierto número de grupos, cada uno con diferentes configuraciones, pesos y número de repeticiones. El peso, la configuración, separación entre ejes, el radio y la presión de contacto son variables utilizadas en los modelos estructurales (sección 4.2.5), mientras que el número de repeticiones se usa en los modelos de deterioro (sección 4.2.8). En México, las condiciones de tránsito actuales se conocen con buena aproximación gracias a los aforos y al Estudio Estadístico del Autotransporte, realizado por la SCT. (Ref. No. 4).

4.2.5.- Modelos estructurales.

El desarrollo de la futura guía AASHTO para diseño de pavimentos usará modelos estructurales de elementos finitos o basados en sistemas multicapas.

En Estados Unidos, los programas más recomendados son los denominados ILLI-PAVE y MICH-PAVE, el primero desarrollado por la Universidad de Illinois y el segundo por la de Michigan. Según Huang (Ref. No. 14), esos programas presentan muchas deficiencias que necesitan corregirse antes de poder utilizarse confiablemente. El problema más serio es que las soluciones elásticas lineales obtenidas por esos modelos difieren notablemente de las obtenidas usando la Teoría de Elasticidad de capas múltiples.

Otra limitación es la representación de las cargas por eje por una sola área circular. Se puede demostrar que el uso de un eje sencillo equivalente para reemplazar un eje dual conduce a un subdiseño para pavimentos con carpetas asfálticas de pequeño espesor, ya que debido al radio de contacto más grande en el eje sencillo las deformaciones de tensión en la base de la carpeta son menores

que las obtenidas bajo un eje dual. Se necesita aumentar la capacidad de esos modelos introduciendo la posibilidad de modelar ejes múltiples.

En el mercado están disponibles muchos programas que utilizan este tipo de modelos. Los más comunes son los denominados ELSYM5 (FHWA); KENLAYER (Universidad de Kentucky), VESYS (MIT) y DAMA (AI). De esos modelos, el más versátil parece ser KENLAYER, ya que permite modelar sistemas de pavimento compuestos de capas cuyo comportamiento puede ser elástico lineal o no lineal o bien viscoelástico y bajo sistemas de carga con ejes múltiples.

La utilización de estos modelos implica la aceptación de las hipótesis de las teorías de la elasticidad y de la viscoelasticidad. Aún cuando se ha observado experimentalmente que un suelo sometido a solicitaciones de carga como las que impone el tránsito a un pavimento, presenta un comportamiento esfuerzo-deformación que se puede aproximar al tipo elástico, existe un debate actual sobre las posibilidades de aplicación reales para fines de diseño de pavimentos de esos conceptos.

4.2.6.- Respuesta del pavimento.

La respuesta de un pavimento ante una sollicitación está dada en términos de esfuerzos, σ , deformaciones, ε , y deflexiones, ω , y es obtenida a partir de los modelos estructurales descritos en la sección anterior. En general, se acepta que los cuatro indicadores más significativos del comportamiento de un pavimento flexible son la deflexión superficial, la deformación a la tensión en la carpeta asfáltica, y los esfuerzos y deformaciones de compresión en la subrasante. La deflexión superficial y la máxima deformación a la tensión en el plano inferior de la carpeta asfáltica están directamente relacionadas con el agrietamiento del concreto asfáltico por fatiga. Los esfuerzos y deformaciones de compresión en la subrasante se relacionan con las deformaciones permanentes (roderas) en el pavimento. La suficiencia del diseño estructural de un pavimento se puede evaluar

comparando los esfuerzos y deformaciones calculados en puntos críticos del pavimento con los valores de diseño, obtenidos de ensayos de laboratorio en los materiales constitutivos.

4.2.7.- Análisis de confiabilidad.

Los métodos de diseño de pavimentos pueden ser de tipo determinístico o probabilístico. En el tipo determinístico, cada factor o variable que interviene en el diseño tiene un valor fijo determinado, con un factor de seguridad asignado por el proyectista. Utilizando su juicio ingenieril, el proyectista asigna factores de seguridad altos donde la incertidumbre sea alta o bien, donde exista mucha influencia en el diseño final. Esta manera de proceder, que es de hecho la más usual, puede producir un sobrediseño o un subdiseño, dependiendo de las magnitudes de los factores de seguridad aplicados y de la sensibilidad de los procedimientos de diseño. Un procedimiento alternativo es el método probabilístico en donde a cada factor o variable de diseño se le asigna un valor medio y una variancia. De esta manera, el factor de seguridad que se aplica a cada una de las variables, así como su influencia en el diseño final, son automáticamente tomados en consideración y entonces se puede valorar la confiabilidad del diseño. La confiabilidad se define entonces como la probabilidad de que el diseño propuesto cumpla con las funciones especificadas en el proyecto durante el período de diseño considerado.

4.2.8.- Modelos de deterioro.

Los modelos de deterioro suelen incluir el agrietamiento debido a la fatiga y las deformaciones permanentes. En su caso, pueden incluir también la rugosidad. Si la confiabilidad para un cierto deterioro es menor que el nivel mínimo requerido, la configuración del pavimento deberá modificarse y comenzar una nueva iteración, hasta la obtención del nivel requerido.

Los modelos de deterioro son funciones de transferencia que relacionan la respuesta estructural de un sistema con varios tipos de deterioro. Estos modelos son el talón de Aquiles de los métodos de diseño mecanicistas, ya que requieren una extensiva calibración y verificación en campo para ser confiables.

En la literatura especializada existen muchos modelos para deformaciones permanentes en subrasantes y para fracturamiento por fatiga en mezclas asfálticas, pero falta mucho desarrollo en lo que se refiere a deformaciones permanentes en materiales granulares y mezclas asfálticas. El reporte I-26 de la NCHRP (*National Cooperative Highway Research Program*) de Estados Unidos, sobre diseño de pavimentos por métodos mecanicistas, recomienda el modelo de fracturamiento térmico de Shanin-McCullough para evaluar el potencial de fracturamiento, una vez que el diseño de espesores ha terminado; si el potencial obtenido es alto o insatisfactorio, debe utilizarse un cemento asfáltico más blando. Dado que las deformaciones permanentes de la carpeta asfáltica son la principal componente de la deformación total en pavimentos de alto tránsito, en donde los espesores de carpeta son grandes, una vez terminado el diseño de dichos espesores debe evaluarse el potencial de deformaciones permanentes esperado. Si dicho potencial es alto, hay que variar el procedimiento de diseño de la mezcla asfáltica hasta la obtención de un potencial aceptable.

4.2.9.- Modelos de Fracturamiento por Fatiga.

El concepto de daño acumulado, propuesto por Miner en 1945 (Ref. No. 31), se utiliza para predecir el fracturamiento por fatiga. Según este concepto, el número permisible de repeticiones de carga está relacionado con el valor de la deformación por tensión en la parte inferior de la capa asfáltica. La cantidad de daño se mide por medio de lo que se denomina relación de daño, que es la relación entre los números de repeticiones esperadas y las permisibles. Teóricamente, cuando esta relación es igual a 1, el daño se produce. Por supuesto, dadas las incertidumbres involucradas, todo el daño no se produce una

vez que se alcanza ese valor de 1. Si se utilizan en el diseño los valores medios de cada parámetro, una relación de daño igual a 1 indica que la probabilidad de falla es de 50%; es decir, el 50% del área presentará fracturamiento por fatiga.

La diferencia principal entre los métodos de diseño es la forma de la función de transferencia que relaciona las deformaciones de tensión, ε_t , en la fibra inferior de la carpeta asfáltica, cuyo módulo de elasticidad es E_1 , con el número de repeticiones admisibles N_f . Por ejemplo, los métodos de diseño de la Compañía Shell y del Instituto del Asfalto usan la expresión

$$N_f = f_1 \varepsilon_t^{-f_2} E_1^{-f_3} \quad (4.1)$$

donde f_1 , f_2 y f_3 son constantes que se determinan a partir de ensayos de fatiga llevados a cabo en el laboratorio y f_1 debe posteriormente modificarse para correlacionarlo con el comportamiento observado en el campo. Para una mezcla asfáltica estándar de diseño, la ecuación del Instituto del Asfalto para limitar a 20% el área afectada por el fracturamiento es:

$$N_f = 0.0796 \varepsilon_t^{-3.291} E_1^{-0.854} \quad (4.2)$$

en tanto que la de la Compañía Shell es:

$$N_f = 0.0685 \varepsilon_t^{-5.671} E_1^{-2.363} \quad (4.3)$$

Dado que el exponente f_2 es mayor que f_3 , el efecto de ε_t en N_f es más importante que el de E_1 . Por ello, el término E_1 puede llegar a omitirse y la ecuación 4.1 puede simplificarse y quedar como

$$N_f = f_1 \varepsilon_t^{-f_2} \quad (4.4)$$

La ecuación anterior es utilizada por diversas instituciones. La Tabla 4.2 resume algunos de los valores de f_1 y f_2 propuestos por la literatura.

Tabla 4.2. CRITERIOS DE FRACTURAMIENTO POR FATIGA UTILIZADOS POR DIFERENTES INSTITUCIONES.

INSTITUCIÓN	f_1	f_2
Dept. de Transporte de Illinois, USA	$5 \cdot 10^{-6}$	3.00
TRRL, U.K.	$1.66 \cdot 10^{-10}$	4.32
BRRC, Bélgica	$4.92 \cdot 10^{-14}$	4.76

Puede notarse en la Tabla 4.2 que el exponente f_2 toma valores entre 3.00 y 4.76, pero el coeficiente f_1 tiene variaciones de diferentes órdenes de magnitud, desde 5×10^{-6} hasta 4.92×10^{-14} . El exponente f_2 se determina usualmente a partir de ensayos de fatiga sobre especímenes de laboratorio, mientras que f_1 es un factor de ajuste para ser consistentes con los valores de campo. Por su parte, la Ref. No. 14 señala que dicho factor de ajuste puede variar entre 5 y 700. Además, debido a las diferencias en materiales, métodos de prueba, condiciones de campo y modelos estructurales, es de prever que puede haber un gran número de funciones de transferencia.

No importa cual sea la función de transferencia; lo importante es realizar muy cuidadosamente la calibración para ajustar las predicciones de deterioros con las observaciones de campo.

4.2.10.- Modelos de Deformación permanente.

Dos procedimientos son los usuales para limitar las deformaciones permanentes. El primero consiste en limitar únicamente la deformación vertical de compresión en la fibra superior de la capa subrasante y el segundo procedimiento, en limitar la

deformación permanente acumulada total en la superficie, debida a la contribución de cada una de las capas que conforman el pavimento. En los métodos de diseño del Instituto del Asfalto y de la Compañía Shell, el número de repeticiones admisibles N_d para limitar las deformaciones permanentes, se relaciona con la deformación vertical de compresión ϵ_c en la fibra superior de la subrasante, con una ecuación del tipo

$$N_d = f_4 \epsilon_c^{-f_5} \quad (4.5)$$

donde f_4 y f_5 son constantes que se determinan a partir de ensayos de laboratorio, de tramos de prueba o del comportamiento observado en el campo. En la Tabla 4.3 se muestran los valores típicos de f_4 y f_5 utilizados por diversas instituciones.

Como puede apreciarse de la Tabla 4.3, el exponente f_5 varía en un rango estrecho, pero no así el coeficiente f_4 . Nuevamente, f_4 y f_5 deben calibrarse para ajustar las predicciones con las observaciones de campo.

Tabla 4.3. CRITERIOS DE DEFORMACIÓN UTILIZADOS POR DIVERSAS INSTITUCIONES.

INSTITUCIÓN	f_4	f_5	PROFUNDIDAD DE RODERA MÁXIMA, EN MM
Compañía Shell			
50% de confiabilidad	$6.15 \cdot 10^{-7}$	4.00	
85% de confiabilidad	$1.94 \cdot 10^{-7}$	4.00	
95% de confiabilidad	$1.05 \cdot 10^{-7}$	4.00	
Instituto del Asfalto	$1.365 \cdot 10^{-9}$	4.477	12.7
TRRL, U.K.			10.16
85% de confiabilidad	$6.18 \cdot 10^{-8}$	3.97	
BRRC, Bélgica	$3.05 \cdot 10^{-9}$	4.35	

En el primer procedimiento de control de deformaciones permanentes se considera que, controlando la deformación de compresión en la fibra superior de la subrasante, se pueden limitar las deformaciones permanentes en la superficie. Por ejemplo, el método del Instituto del Asfalto limita en principio la profundidad de rodera en superficie a *12.7 mm*, en tanto que el método del TRRL la limita a no más de *10.2 mm*. Sin un procedimiento definido, el control de deformaciones permanentes en la carpeta asfáltica se debe realizar por medio del mejoramiento de las técnicas de selección de materiales y del diseño de la mezcla utilizando, por ejemplo, las recomendaciones emitidas por el programa SHRP (Ref. No. 19).

Sin embargo, a menos que se utilicen espesores y materiales estándar en el diseño, la evaluación de deformaciones permanentes en la superficie a partir de las deformaciones de compresión en la subrasante no es razonable. Bajo tráfico pesado y con grandes espesores de carpeta asfáltica, la mayor parte de la deformación permanente ocurre en esa capa y no en la subrasante. Lo más razonable es realizar la acumulación de deformaciones debidas a cada una de las capas del pavimento.

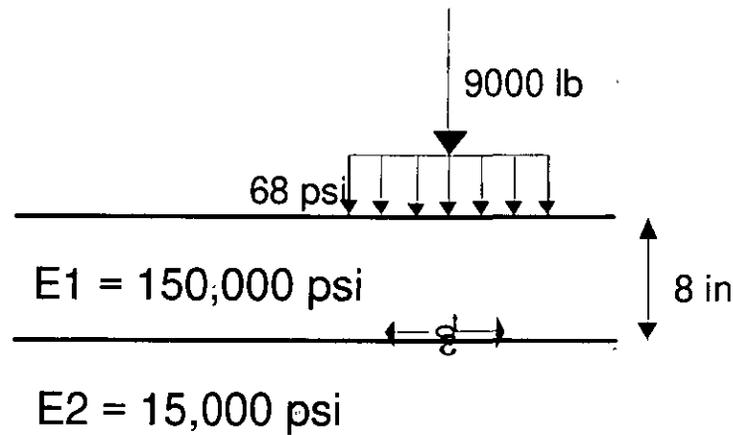
4.2.11.- Diseño final.

El diseño final se obtiene cuando la configuración del pavimento, es decir la geometría y las propiedades de los materiales, satisfacen los requisitos de confiabilidad para cada tipo de deterioro.

5.- Aproximación Requerida y Dispersión de Resultados en los Métodos Mecanicistas.

Como se puede apreciar de lo escrito anteriormente, los parámetros de los modelos de deterioro, tanto para fracturamiento por fatiga como para deformaciones permanentes, presentan una dispersión que es excesiva para poder asegurar la confiabilidad del diseño basado en los métodos mecanicistas.

Figura 5.1 EJEMPLO DE SECCIÓN ESTRUCTURAL PARA EL CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN POR TENSIÓN EN EL PLANO INFERIOR DE LA PRIMERA CAPA.



Así por ejemplo, para el caso del sistema estructural constituido por dos capas elásticas con la geometría y propiedades que se muestran en la Fig. 5.1, el valor de la deformación unitaria por tensión, ϵ_1 , en el plano inferior de la capa asfáltica se puede calcular utilizando la Teoría de Burmister y vale 3.25×10^{-4} . De acuerdo con el modelo de fracturamiento por fatiga dado por la ecuación (4.4), el número de repeticiones admisible, N_f , es igual a 145,653 según el Departamento de Transporte de Illinois, a 194,434 según el criterio de TRRL y vale 1,974 según el BRRC de Bélgica. Aún cuando se realice una calibración muy cuidadosa es de prever que la dispersión de N_f sea muy elevada. Para poder evaluar la confiabilidad del diseño es necesario comparar ésta dispersión con la aproximación requerida; para ello puede considerarse que la vida útil, V_u , del pavimento se puede calcular por medio de la expresión

$$V_u = \frac{N_f}{n} \quad (5.1)$$

en donde n es el número esperado de repeticiones por año. Es fácil demostrar que la diferencial total de V_u , considerando a n constante, vale

$$dV_u = \frac{\partial V_u}{\partial N_f} dN_f = \frac{1}{n} dN_f \quad (5.2)$$

y por lo tanto, el error relativo sobre V_u , se puede estimar por medio de la relación

$$\frac{dV_u}{V_u} = \frac{dN_f}{N_f} \quad (5.3)$$

La ecuación (5.3) implica que la dispersión de la variable N_f debe ser del mismo orden de magnitud que la aproximación requerida para la vida útil V_u . Si por ejemplo se admite que V_u se quiere calcular con una aproximación del 10%, entonces

$$\frac{dV_u}{V_u} = \frac{dN_f}{N_f} = 10\% \quad (5.4)$$

Puesto que N_f está definido por la ecuación (5.4), un cálculo similar al realizado permite demostrar que si ε_f es constante, entonces

$$\frac{dN_f}{N_f} = \frac{df_1}{f_1} \quad (5.5)$$

Lo anterior implica que el factor de ajuste f_1 debe tener una dispersión limitada también al 10%, valor que no corresponde a las dispersiones reales, mayores al 100% o más, que se reportan en la literatura para dicho factor (ver Tabla 4.3). Si se toma en cuenta que además no se han considerado en esta discusión las dispersiones sobre variables como el tránsito, geometría o módulos de elasticidad, se puede concluir que la confiabilidad que se puede obtener con los métodos de diseño mecanicistas es actualmente muy pequeña.

6.- Ejemplos de Aplicación.

Con fines comparativos se muestran a continuación los resultados de 4 cálculos hipotéticos, manejando un tránsito pesado, uno que puede considerarse mediano y otro ligero. Para el tránsito pesado se consideraron 7,500 vehículos diarios en el carril de diseño (que aproximadamente corresponde a una carretera de 4 carriles con 25,000 vehículos diarios en ambas direcciones). Para el tránsito mediano se consideraron 5,000 vehículos en el carril de diseño (carretera de 2 carriles con 10,000 vehículos diarios como tránsito total en ambos sentidos). Para el tránsito ligero se consideró un camino con 1,500 vehículos en el carril de diseño (carretera de 2 carriles con 3,000 vehículos diarios en ambas direcciones).

Las secciones estructurales de los pavimentos se calcularon por el método del Instituto Norteamericano del Asfalto, el método AASHTO y el método del Instituto de Ingeniería de la UNAM, adoptando secciones usuales. Se calcularon también utilizando un método de diseño mecanicista, considerando al pavimento como un sistema de capas elásticas y utilizando para el cálculo el programa de cómputo denominado KENLAYER (Ref.No. 14); los criterios de deterioro empleados en esos cálculos fueron los del Instituto del Asfalto, por lo que en aras de la diversificación el cálculo se repitió con otro modelo de deterioro que fue el de la Compañía Shell. Los módulos de resiliencia utilizados en todos los diseños fueron de 400,000, 30,000, 15,000 y 6,000 psi para carpeta, base, subbase y subrasante, respectivamente.

En todos los cálculos se diseñó para una vida útil de 20 años, antes de cualquier acción de rehabilitación importante. La Tabla 6.1 resume los resultados obtenidos, expresados en espesor de asfalto equivalente para fines de comparación. Para ello se consideró que 2 cm de base y 3 cm de subbase representan una equivalencia razonable con 1 cm de carpeta asfáltica.

Tabla 6.1 SECCIONES ESTRUCTURALES DISEÑADAS CON MÉTODOS Y NIVELES DE TRÁNSITO QUE SE INDICAN, EXPRESADAS EN ESPESOR DE ASFALTO EQUIVALENTE.

Tránsito	ESPEORES EQUIVALENTES DE CARPETA ASFÁLTICA, EN CM				
	Instituto del Asfalto	AASHTO	II-UNAM	MECANICISTA Criterio 1 ..Criterio 2	
Pesado	53	45	31	54	39
Mediano	48	44	29	42	30
Ligero	38	34	24	31	22

Criterio 1: Modelos de deterioro del Instituto del Asfalto.

Criterio 2: Modelos de deterioro de la Compañía Shell.

Los resultados ponen de manifiesto la dificultad que existe al tratar de comparar métodos de diseño entre sí. El diseño de un pavimento por diferentes métodos, para las mismas condiciones, puede conducir a muy diferentes geometrías. La confiabilidad de un método sólo se puede valorar a partir del rigor con el que se aplica el procedimiento de diseño correspondiente y de la estimación de la dispersión de los parámetros de diseño involucrados. A falta de una teoría científica sobre el comportamiento de los pavimentos, la validación de un método de diseño sólo se puede realizar a partir de la observación empírica del funcionamiento a largo plazo del pavimento.

De los resultados de la Tabla 6.1 no puede extraerse ninguna tendencia de carácter general. Por ejemplo, en la tabla se observa que el criterio de deterioro No. 2 conduce a un dimensionamiento menor que el criterio No. 1, pero esto no invalida la posibilidad de que con un abanico de datos diferentes no pudiera llegarse a resultados opuestos.

7. Observaciones.

Al igual que en otros campos de la Mecánica de Suelos, no existe una solución teórica rigurosa al problema de los pavimentos. La distribución de esfuerzos y

deformaciones no puede calcularse en un sistema elástico multicapa constituido por materiales térreos y sujeto a la acción dinámica de las cargas impuestas por el tránsito. Las soluciones teóricas basadas en las Teorías de la Elasticidad y Viscoelasticidad están edificadas sobre hipótesis simplificadoras que no parecen ser satisfactorias para quien tenga experiencia de materiales y de comportamiento de pavimentos.

En Estados Unidos, existe una tendencia hacia el uso de los métodos de diseño mecanicistas, como lo señala la misma guía para diseño de pavimentos editada por la AASHTO (Ref. No. 12). Otros países, en particular Francia, han adoptado ya dichos métodos (Ref. No. 15). Sin embargo, las hipótesis básicas de la teoría de la Elasticidad, que son la base de los métodos mecanicistas, han sido cuestionadas y criticadas en repetidas ocasiones en relación con la naturaleza del problema de pavimentos. Otra crítica de importancia es que los modelos estructurales de los pavimentos, del tipo de capas múltiples o de elementos finitos, sólo son aplicables a obras específicas donde haya un control de calidad riguroso, tanto en los materiales como en el proceso de construcción, de tal manera que la caracterización del modelo corresponda a la realidad. Aparentemente, en el caso de carreteras, la variación de materiales a lo largo del camino no permite garantizar dicha precisión, por lo que en la práctica su utilidad es discutible (Ref. No. 13). No sería juicioso emplear para el proyecto teorías muy detalladas y complejas, si los procesos de construcción han de hacerse de tal modo que no pueda garantizarse suficientemente el que se alcancen en obra las refinadas condiciones del proyecto.

De lo tratado en esta parte se puede destacar lo siguiente:

- a) En la actualidad hay consenso con respecto a los tipos de daño que deben tomarse en cuenta para establecer los criterios de deterioro. Estos son la deformación unitaria máxima a tensión en el plano inferior de la capa asfáltica y la deformación unitaria máxima a compresión en la subrasante, lo que

equivale a considerar en la subrasante una deformación acumulada de la de la base, subbase y la propia subrasante, todo lo cual es discutible.

- b) Los criterios utilizados en otros países tienen en consideración las condiciones prevalecientes en esos lugares, tales como clima, proceso constructivo y técnico, materiales, etc. Por tal motivo no es fácil transferir directamente los métodos desarrollados en esos países a México y es necesario realizar más investigación con objeto de obtener métodos adecuados a las condiciones imperantes en el país. Una de estas investigaciones por realizar sería la normatividad de los materiales utilizados en la construcción de estas obras.
- c) El control de calidad tanto en la construcción como de los materiales utilizados en ésta, juegan un papel vital para lograr un producto final adecuado.

VII PARTE. SÉPTIMA PARTE. REFERENCIAS.

- 1.- Rico, A. y Orozco, J. M.- Efecto de los Suelos Finos en las Gravas Redondeadas para Bases de Pavimento.- VI Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones.- Lima, Perú, 1979.
Esta referencia puede también consultarse en el Documento Técnico N° 7, publicado por el Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, en 1992.
- 2.- Corro, S., Magallanes, R. y Prado, G.- Instructivo para el Diseño Estructural de Pavimentos Flexibles para Carreteras; Series Instituto de Ingeniería - UNAM, No. 444.- UNAM, México, D.F., 1981.
- 3.- Aguerrebere, R. y Cepeda, F.- Estado Superficial y Costos de Operación en Carreteras.- Publicación Técnica No. 30.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1992.
- 4.- Mendoza, A. y Cadena, A.- Estudio de Pesos y Dimensiones. Análisis Estadístico del Peso y las Dimensiones de los Vehículos de Carga que Circulan por la Red Nacional de Carreteras. Estaciones instaladas durante 1991.- Documento Técnico No. 8.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1992.
- 5.- Mendoza, A. y Gutiérrez, J. L.- Estudio de Pesos y Dimensiones de los Vehículos que Circulan en las Carreteras Nacionales. Análisis Económico de los Efectos del Peso de los Vehículos de Carga Autorizados en la Red Nacional de Carreteras.- Publicación Técnica No. 52.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1994.

- 6.- Mendoza, A., Castillo, M. y Gutiérrez, J. L.- Estudio de Pesos y Dimensiones. Análisis Estadístico de la Información. Estaciones instaladas en 1992 - 1993.- Documento Técnico No. 17.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1995.
- 7.- Mendoza, A., Durán, G., Gutiérrez, J. L. y D.G.S.T.- Estudio de Pesos y Dimensiones. Análisis Estadístico de la Información Recopilada en la Estaciones Instaladas en 1994.- Documento Técnico No. 18.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1996.
- 8.- Ministerio de Obras Públicas.- Instrucción 6.1-I.C y 6.2-I.C, Secciones de Firme; Catálogo de Diseño MOPU.- España, 1990.
- 9.- Asphalt Institute.- Thickness Design Asphalt Pavements for Highways & Streets; Manual Series No. 1 (MS-1).- Asphalt Institute.- Lexington KY, USA, 1993.
- 10.- Asphalt Institute.- Asphalt Overlays for Highway and Street Rehabilitation; Manual Series No. 17 (MS-17).- Asphalt Institute.- Lexington KY, USA, 1997.
- 11.- Rico, A., Orozco, J. M., Téllez, R. y Pérez, A.- Manual de Calidad de los Materiales en Secciones Estructurales de Pavimentos Carreteros.- Documento Técnico No. 1.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1990.
- 12.- American Association of State Highway and Transportation Officials.- AASHTO Guide for Design of Pavement Structures.- American Association of State Highway and Transportation Officials.- Washington, D.C., USA, 1993.
- 13.- Corro S.- Diseño y Tecnologías de Proyecto en el Extranjero.- Memorias del Seminario Internacional de Pavimentos, Sanfandila, Qro., 1991

- 14.- Huang Y.H.- Pavement Analysis and Design.- Prentice Hall Eds., 1996
- 15.- L.C.P.C, SETRA.- Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussés, Guide Technique. 1994
- 16.- Mendoza A.- Enfoques Recientes en la Compactación de Suelos.- Publicación Técnica No. 33.- Instituto Mexicano del Transporte, Querétaro, México, 1992.
- 17.- Rico. A.- Consideraciones sobre Compactación de Suelos en Obras de Infraestructura de Transporte.- Documento Técnico No. 7.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1992.
- 18.- Romo M.P., Torres R.- Procedimiento Simplificado para el Diseño Geométrico de Pavimentos Flexibles.- Reporte de Investigación, Instituto de Ingeniería, UNAM., México, D.F., 1993.
- 19.- SHRP.- Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing.- Superpave Series Number 1.- USA, 1993.
- 20.- SHRP.- Synthesis of Current and Projected Concrete Highway Technology.- SHRP-C-345.- USA, 1993.
- 21.- SHRP.- Pavement Maintenance Effectiveness.- SHRP-H-358.-USA, 1993.
- 22.- SHRP.- SHRP-LTPP Overview: Five-Year Report.- SHRP-P-416.- USA, 1994.
- 23.- SHRP.- Permanent Deformation Response of Asphalt Aggregate Mixes.- SHRP -A-415.- USA, 1994.

- 24.- SHRP.- Fatigue Response of Asphalt - Aggregate Mixes.- SHRP-A-404.- USA, 1994.
- 25.- Superpave: the asphalt answer ?.- Revista Better Roads.- February 1998.
- 26.- Shober S.- Superpave Pavements: Performing as Predicted.- Boletín FOCUS.- Mayo 1995.
- 27.- LTPP Data Analysis.- Boletín FOCUS.- Marzo 1998.
- 28.- Dempsey B. J., Thompson M. R.- A Heat Transfer Model for Evaluating Frost Action and Temperature Related Effects in Multilayered Pavement Systems.- Highway Research Board (HRB), No. 342.- USA, 1970.
- 29.- Dempsey B. J., Herlache W. A., Pattel A. J.- Climatic - Materials - Structural Pavement Analysis Program.- Transportation Research Record (TRR), No. 1095.- USA, 1986.
- 30.- Lin S. J., Lytton R.- Rainfall Infiltration Drainage, and Load - Carrying Capacity of Pavements.- Transportation Research Record (TRR), No. 993.- USA, 1984.
- 31.- Miner M. A.- Cumulative Damage in Fatigue.- Transactions of American Society of Mechanical Engineers (ASME), Vol. 67.- USA, 1945.
- 32.- Rico, A., Orozco, J. M., Téllez, R. y Sánchez, M.- Análisis de los Coeficientes de Daño Unitarios Correspondientes a los Vehículos Autorizados en la Red Nacional de Carreteras Mexicanas.- Publicación Técnica No. 5.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1988.

VI: SEXTA PARTE. CONCLUSIONES.

Del contenido del presente trabajo, los autores creen posible extraer algunas conclusiones generales.

1. Parece desprenderse de los análisis realizados y de la experiencia previa personal de los autores, la idea de que no existe un procedimiento fundado en una teoría general, producto de un conocimiento metodológico seguro, que permita diseñar los pavimentos flexibles. De hecho, parece que puede concluirse que no se conoce con el detalle suficiente el funcionamiento estructural de los mismos.
2. Es sentimiento de los autores que el buen comportamiento de un pavimento flexible depende más de los materiales empleados en construirlo y de las condiciones de trabajo de los mismos (por ejemplo, drenaje y subdrenaje) que del uso preferente de un determinado método de diseño. A este respecto, parece fundamental considerar la tecnología de pavimentos como una parte de la Geotécnica Aplicada.
3. Las condiciones particulares de México y probablemente de todo el mundo, parecen imponer la necesidad de dosificar el riesgo relativo aceptando los mayores en las capas superiores, minimizándolo en las inferiores, a fin de llegar a operaciones de conservación y/o reconstrucción y refuerzo que ocurran superficialmente, creciendo la estructura hacia arriba, con pleno aprovechamiento de lo ya hecho.
4. Parece desprenderse de las condiciones actuales que el costo de operación del transporte y después el costo y frecuencia de las acciones de conservación y/o refuerzo deben ser el paradigma de diseño de los pavimentos flexibles, antes que el costo de construcción inicial. Obviamente

esta conclusión es tanto más válida cuanto más ocupada sea la carretera y mayor sea la posibilidad de crecer en ocupación.

5. El comportamiento de los pavimentos flexibles depende en gran medida de condiciones no incluidas necesariamente en los métodos de diseño estructural. La temperatura, las condiciones de drenaje regional, la Hidrología y otras pueden jugar papeles muy importantes y frecuentemente pueden ser objeto de consideración del responsable del diseño geométrico y geotécnico de la carretera, con muy adecuadas repercusiones en el resultado final.
6. Del análisis comparativo de los resultados de los métodos de diseño estudiados en este trabajo, pueden observarse diferencias importantes para todos los niveles de tránsito. El número estructural de un pavimento puede variar en más del 100% al cambiar el método de diseño. Estas diferencias tienden a agudizarse al aumentar la intensidad del tránsito.
7. La situación señalada en el punto anterior se considera una consecuencia de la falta de un planteamiento científico del problema y de los diferentes concepciones y experiencias de quienes propusieron los métodos.
8. En los métodos de carácter empírico en boga, los autores de este trabajo observaron que los elementos de cálculo no alcanzan a cubrir niveles de tránsito relativamente altos, pero ya presentes en el transporte actual (por ejemplo, tránsitos superiores a 30-40,000 vehículos diarios en ambos sentidos, no pueden manejarse con las tablas y gráficas proporcionadas, cuando se usan tasas de crecimiento y porcentajes de vehículos pesados que ya son frecuentes en las prácticas actuales). Este hecho confirma el origen empírico de estos métodos, pues en el momento de su nacimiento la mayoría de los niveles de tránsito eran más bajos que los que hoy son familiares y, correspondientemente, existía menos conocimiento experimental al respecto.

9. Los cálculos comparativos realizados introduciendo los costos de construcción inicial, de todas las acciones de conservación y de la operación vehicular confirman y cuantifican la enorme importancia de los dos últimos y muy en especial del tercero. En algunos cálculos se ve que un gasto adicional de 50 ó 60% en el pavimento inicial puede reducir el costo de operación en 30 años en 200 o más veces.
10. Las tendencias de la investigación actual en lo que se refiere a métodos de diseño, indican una preferencia marcada por el desarrollo de métodos mecanicistas. Estos métodos utilizan las soluciones basados en las Teorías de la Elasticidad y Viscoelasticidad, que están edificadas sobre hipótesis simplificadoras que parecen no ser satisfactorias para quien tenga experiencia de materiales y de comportamiento de pavimentos. De hecho, la confiabilidad actual de esos métodos es baja.
11. Los criterios de deterioro aceptados actualmente incluyen el agrietamiento por fatiga y las deformaciones permanentes. Es usual relacionar el primero con la deformación unitaria máxima a tensión en el plano inferior de la capa asfáltica, y el segundo con la deformación unitaria máxima a compresión en la subrasante únicamente. Sin embargo, se considera que lo más razonable es realizar la acumulación de deformaciones debidas a cada una de las capas del pavimento.
12. En lo que respecta a materiales asfálticos, el programa americano de investigación sobre carreteras, denominado SHRP, ha propuesto nuevos procedimientos de ensaye y especificaciones para asfaltos, que pretenden relacionarse directamente con el comportamiento esperado del pavimento. Sin embargo, la investigación realizada sobre el comportamiento de las mezclas asfálticas, que constituyen realmente la capa superior de los pavimentos flexibles, es muy limitada. De hecho, no existe un procedimiento definido para el control de deformaciones permanentes en la carpeta asfáltica. El programa

SHRP propone recomendaciones al respecto basadas en la selección de materiales y en las técnicas de diseño de la mezcla usando criterios fundamentalmente empíricos.

13. La validación del programa de investigación SHRP depende del comportamiento observado, a largo plazo, de pavimentos de prueba completamente instrumentados. Los tramos que se están utilizando en campo para seguir la evolución de variables están sujetos a todas las incertidumbres que han venido estando sujetos los pavimentos en los últimos 200 años, lo que hace temer que exista en este aspecto una actitud optimista en relación al futuro.
14. Los trabajos de SHRP en laboratorio han producido ya algunos instrumentos y métodos de experimentación que parecen prometedores y ventajosos; también han arrojado cierta luz sobre clasificación, tipología y utilización conveniente de diferentes tipos de asfaltos y algunos nuevos. En general, estas técnicas de laboratorio ofrecen un panorama alentador; sin embargo, quizá se deba hechar de menos un esfuerzo mayor dirigido hacia las mezclas asfálticas, que en la actualidad parecen un poco preteridas en comparación con el producto asfalto.

33.- Zárate, M.- Diseño y Tecnologías de Proyectos Actuales en México.- Seminario Internacional de Pavimentos.- Instituto Mexicano del Transporte.- Querétaro, México, 1991.